

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf - Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département de Sciences et Technologie



N° Ref :.....

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme

de MASTER

Spécialité : Structure

**Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation
contreventé par système (voiles-
portiques)**

Réalisé par :

-LAOUIRA Soumia

-CHERTIOUA Nihad

Soutenu devant le jury :

**Mme DROUNA.K
M. GUETTICHE.A
M. LECHEHEB.M**

**Président
Examineur
Promoteur**

Année universitaire : 2019/2020

Dédicaces

Je dédis ce projet à :

*Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et
Soutenu dans mes études jusqu'à
Atteindre ce stade de formation.*

Mes frères et sœurs :

Toute La famille Laouira

MON binôme NIHAD

Tous mes amis

*Tous les étudiants de 2^{ème} année Master structure
Promotion 2020.*

*Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte
de la réussite*

SOUMIA

Dédicaces

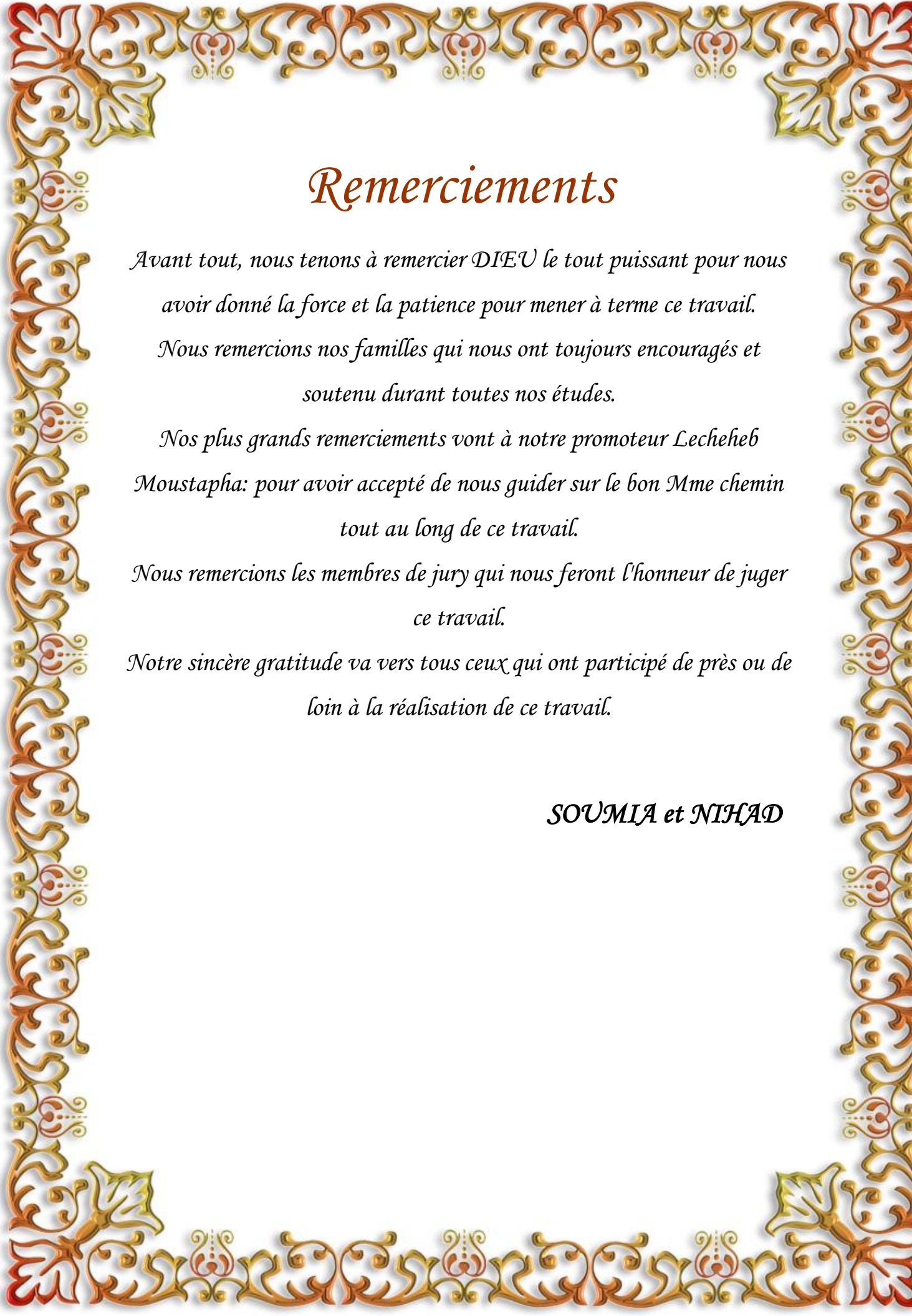
Je dédie ce modeste travail à :

À Ceux que j'aime :

*À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents
Mon frères et ma sœurs, qui mon soutenus et crus en moi lors de mon parcours et à celle qui a partagé ce travail avec moi ma chère amie et Binôme soumia et à tous mes amies.*

*À celui qui ma collaboré dans la réalisation de ce mémoire
Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite
À tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation.*

NIHAD



Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier DIEU le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenu durant toutes nos études.

Nos plus grands remerciements vont à notre promoteur Lecheheb Moustapha: pour avoir accepté de nous guider sur le bon Mme chemin tout au long de ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

SOUMIA et NIHAD

Notations et Symboles

f_{c28} : La résistance caractéristique à la compression donnée par (MPa).

f_{t28} : La résistance caractéristique à la traction donnée par (MPa).

f_{bu} : La contrainte ultime à la compression du béton.

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

V_u : Effort tranchant.

N : Effort normal.

S_t : Espacement des armatures transversales.

d : Hauteur utile de la section de béton considérée.

b_0 : Largeur de la section de béton considérée.

G : Charges permanentes (poids propre de la structure, les équipements fixes).

Q : Charges variables (exploitations, climatiques, les effets due à la température).

E : Action accidentelle (séismes, incendies, chocs).

B_r : Section réduite du poteau.

N_{ult} : Effort normal maximal à l'ELU.

F_e : contrainte limite élastique des aciers.

A_s : section d'armature dans le poteau.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

α : coefficient fonction de l'élancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement.

I : Moment d'inertie.

i : Rayon de giration.

E : module d'élasticité du béton.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_{ij} : Module de déformation instantanée.

E_{vj} : Module de déformation différé.

l'_g et l'_d : Longueur fictive.

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

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

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

l : Portée de la travée.

A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_t : Section d'un cours d'armature transversal.

f_{gi} et f_{gv} : Les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

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

f_{pi} : La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré.

q_j : Charges permanentes avant la mise en place des revêtements.

q_g : Charges permanentes après la mise en place des cloisons des revêtements.

q_p : Charges permanentes et d'exploitations.

Δ_{ft} : La flèche totale.

$\Delta_{ft adm}$: La flèche admissible.

e_1 : L'excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales.

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.

A : Coefficient d'accélération de zone.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

η : Coefficient de fissuration.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$(b_1 \times h_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

ELA: Etat limite accidentelle.

l_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

N : L'effort normal transmis à la base.

S : La surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

a, b : Dimensions du poteau à la base.

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

h_t : Hauteur des nervures.

h_d : Hauteur de la dalle.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

Le : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel **ETABS**.

S : La surface d'appui de la semelle.

a, b : Dimensions du poteau à la base.

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

h_t : Hauteur des nervures.

h_d : Hauteur de la dalle.

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 \times 10^4$ MPA.

K : coefficient de raideur du sol.

S_{rad} : Surface totale du radier.

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : L'effort normal de calcul sur le poteau le plus sollicité.

I_x = moment d'inertie suivant xx.

I_y = moment d'inertie suivant yy.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base.

$\sigma_{\max}$ et $\sigma_{\min}$: Contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

γ : Poids spécifique des terres.

ϕ : Angle de frottement.

γ_h : Poids spécifique.

C : Cohésion.

A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_t : Section d'un cours d'armature transversal.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre.

B : Aire d'une section de béton.

B, b : la largeur (m).

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : Moment isostatique.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralité

I.1 Introduction	1
I.2 Description de l'ouvrage	1
I.2.1 Caractéristique géométrique du bâtiment	2
I.2.2 Données du site.....	2
I.2.3 Les éléments structuraux	2
I.3 Implantation de l'ouvrage.....	4
I.4 Caractéristiques des matériaux	4
I.4.1 Béton.....	4
I.4.2 L'acier.....	8
I.5 Hypothèses de calcul aux états limites	9
I.5.1 Définition de l'état limite	9
I.6 Actions et sollicitations	10
I.6.1 Actions.....	10
I.6.2 Sollicitations	10
I.7 Règlement et normes utilisées	11
I.8 Les logiciels utilisés	11

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II .1 Introduction	13
II .2 Pré dimensionnement des éléments	13
II .2.1 Pré dimensionnement du plancher à corps creux.....	13
II.2.2 Les dalles pleines (Balcons).....	15
II.2.3 Pré dimensionnement des escaliers	17
II.2.4 pré dimensionnement d'acrotère	19

II.2.5 : pré dimensionnement d'ascenseur	20
II.2.6 pré dimensionnement des poutres	21
II.2.7 pré dimensionnement des Poteaux	22
II.2.8 Pré dimensionnement des voiles	24
II.3 Evaluation des charges et surcharges	25
II.3.1 Evaluation des charges des plancher	25
II.3.2 Evaluation des charges des murs.....	27
II.3.3 Evaluation des charges des balcons	28
II.3.4 Evaluation des charges des voiles	29
II.3.5 Evaluation des charges des escaliers	29
II.3.6 Evaluation des charges des acrotères	30
II.3.7 Evaluation des charges d'ascenseur	31
II.4 Descente des charges.....	32
II.4.1 Poteau P1.....	34
II.4.2 Poteau P2.....	42
II.4.2 Poteau P3.....	51
Chapitre III : Etude des éléments secondaires	
III.1 Introduction.....	60
III.2 Etude des planchers	60
III.2.1 Calcul des poutrelles.....	60
III.2.2 Etude de la dalle de compression.....	122
III.2 Etude des dalles pleines (Balcons).....	123
III.2.1 Type 1:Dalle sur deux appuis (1 ^{ère} à 4 ^{ème} étages)	123
III.2.2 Type 2:Dalle sur deux appuis (5 ^{ème} à 9 ^{ème} étages)	127
III.2.3 Type 3:Dalle sur trois appuis (1 ^{ère} à 4 ^{ème} étages).....	130
III.2.4 Type 4:Dalle sur trois appuis (5 ^{ème} et 9 ^{ème} étages).....	132

III.2.5 Type 5:Dalle sur un seul appui (7 ^{ème} et 9 ^{ème} étages)	135
III.3 Etude des escaliers	137
III.3.1 Combinaison des charges.....	138
III.3.2 Calcul des sollicitations	138
III.3.3 Ferrailage	142
III.3. 4 Etude de la poutre palière	150
III.4 Etude de l'Acrotère.....	159
III.4.1 Hypothèse de calcul	159
III.4.2 Acrotère type A.....	159
III.4.3 Acrotère type B	166
III.4.4 Acrotère type D.....	173
III.5 Etude de la dalle machine	180
III.5.1 Combinaison des charges.....	180
III.5.2 Calcul des efforts	180
III.5.3 Ferrailage de la dalle.....	182
 Chapitre IV : Etude sismique	
IV.1 Introduction	190
IV.2 Objectif de l'étude sismique	190
IV.3 Méthodes de calcul	190
IV.3.1 La Méthode Statique Equivalente.....	190
IV.3.2 La Méthode d'Analyse Modale Spectrale	191
IV.3.3 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	193
IV.4 Choix de la méthode de calcul.....	193
IV.4.1 Critère de classification par RPA99 version 2003.....	193
IV.5 La modélisation de la structure.....	194
IV.5.1 Présentation du logiciel de calcul ETABS.....	194

IV.5.2 Démarches de modélisation de notre structure	195
IV.5.1 Etapes des modélisation.....	195
IV.6 Résultats de l'analyse	196
IV. 7 Exigences du RPA99/V2003 pour les systèmes mixtes	210
Chapitre V : Etude des éléments principaux	
V.1 Introduction.....	213
V.2 Les Poteaux	213
V.2.1 Recommandations du RPA99/2003	213
V.2.2 Sollicitations dans les poteaux	215
V.2. 3 Ferrailages des poteaux.....	216
V.3 Les Poutres.....	227
V.3.1 Recommandations du RPA99/2003	227
V.3. 2 Calcul de ferrailage	228
V.4 Les voiles	238
V.4.1 Recommandations du RPA99/2003	239
V.4.2 Sollicitations de calcul	241
V.4. 3 Ferrailage des voiles	242
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
VI.1 Introduction	248
VI.2 Combinaisons de calcul	248
VI.3 Reconnaissance du sol	249
VI.4 Choix du type de fondation	249
VI.4.1 Vérification de la semelle isolée.....	249
VI.4.2 Vérification de la semelle filante.....	250
VI.4.3 Radier général.....	252
VI.5 Ferrailage du radier générale	257
VI.5.1 Ferrailage de la dalle du radier	257

VI.5.2 Ferrailage de débord	266
VI.5.3 Ferrailage des nervures	269
VI.6 Etude du voile périphérique.....	282
VI.6.1 Introduction	282
VI.6.2 Pré dimensionnement	282
VI.6.3 Evaluation des charges et surcharges	283
VI.6.4 Ferrailage	285

Conclusion générale

Références bibliographiques

ANNEXE 1

ANNEXE 2

ANNEXE 3

ANNEXE 4

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralité

Tableau I.1 : La limite d'élasticité de l'acier.	8
---	---

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	25
Tableau II.2 : Evaluation des charges du plancher étage courant + RDC.	26
Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher étage commercial.....	27
Tableau II.4 : Evaluation des charges des murs extérieurs.	27
Tableau II.5 : Evaluation des charges des murs intérieurs.	28
Tableau II.6 : Evaluation des charges du balcon.	28
Tableau II.7 : Evaluation des charges du voile.	29
Tableau II.8 : Evaluation des charges du palier.....	29
Tableau II.9 : Evaluation des charges du paillasse.	30
Tableau II.10 : Descente de charge du poteau P1.....	37
Tableau II.11 : Vérification à la compression simple du poteau P1 de tous les niveaux.	41
Tableau II.12 : Vérification au flambement du poteau P1 de tous les niveaux.	42
Tableau II.13 : Descente de charge du poteau P2.....	46
Tableau II.14 : Vérification à la compression simple du poteau P2 de tous les niveaux.	49
Tableau II.15 : Vérification au flambement du poteau P2 de tous les niveaux.	50
Tableau II.16 : Descente de charge du poteau P3.....	53
Tableau II.17 : Vérification à la compression simple du poteau P3 de tous les niveaux.	57
Tableau II.18 : Vérification au flambement du poteau P3 de tous les niveaux.	58

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.1 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.	68
Tableau III.2 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 1 (terrasse inaccessible)).	72

Tableau III.3 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 1 (terrasse inaccessible)).....	75
Tableau III.4 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 2(terrasse inaccessible)).....	75
Tableau III.5 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 2(terrasse inaccessible)).....	76
Tableau III.6 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 3(terrasse inaccessible)).....	76
Tableau III.7 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 3(terrasse inaccessible)).....	76
Tableau III.8 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 4(terrasse inaccessible)).....	77
Tableau III.9 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 4(terrasse inaccessible)).....	77
Tableau III.10 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 5(terrasse inaccessible)).....	77
Tableau III.11 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 5(terrasse inaccessible)).....	77
Tableau III.12 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 1 (étage courant)).....	81
Tableau III.13 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 1 (étage courant)).....	84
Tableau III.14 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 2(étage courant)).....	84
Tableau III.15 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 2(étage courant)).....	85
Tableau III.16 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 3(étage courant)).....	85
Tableau III.17 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 3(étage courant)).....	85
Tableau III.18 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 4(étage courant)).....	86
Tableau III.19 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 4(étage courant)).....	86
Tableau III.20 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 5 (étage courant)).....	86
Tableau III.21 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 5 (étage courant)).....	86
Tableau III.22 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 6 (étage courant)).....	87
Tableau III.23 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 6 (étage courant)).....	87
Tableau III.24 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 7(étage courant)).....	87
Tableau III.25 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 7(étage courant)).....	88
Tableau III.26 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 8(étage courant)).....	88
Tableau III.27 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 8(étage courant)).....	88

Tableau III.28 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 9(étage courant)).	89
Tableau III.29 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 9(étage courant)).	89
Tableau III.30 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 10 (étage courant)).	89
Tableau III.31 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 10 (étage courant)).	89
Tableau III.32 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 11(étage courant)).	90
Tableau III.33 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 11(étage courant)).	90
Tableau III.34 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 12(étage courant)).	90
Tableau III.35 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 12(étage courant)).	91
Tableau III.36 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 13(étage courant)).	91
Tableau III.37 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 13(étage courant)).	91
Tableau III.38 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 14(étage courant)).	92
Tableau III.39 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 14(étage courant)).	92
Tableau III.40 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 6 (étage commercial)).	96
Tableau III.41 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 6 (étage commercial)).	99
Tableau III.42 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 7(étage commercial)).	99
Tableau III.43 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 7(étage commercial)).	100
Tableau III.44 : Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles.	109
Tableau III.45 : Calcul du ferrailage des poutrelles.	110
Tableau III.46 : Vérification a l'ELU.	112
Tableau III.47 : Vérification a l'ELS.	113
Tableau III.48 : Vérification de la flèche des planchers.	116
Tableau III.49 : Les schémas de ferrailages des poutrelles.	120
Tableau III.50:Ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis type 1.	125
Tableau III.51:Vérification a l'ELS de la dalle pleine sur deux appuis type 1.	127
Tableau III.52:Ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis type 2.	128
Tableau III.53:Vérification a l'ELS de la dalle pleine sur deux appuis type 2.	129

Tableau III.54:Ferraillage de la dalle pleine sur trois appuis type 3.....	131
Tableau III.55:Vérification a l'ELS de la dalle pleine sur trois appuis type 3.	131
Tableau III.56:Ferraillage de la dalle pleine sur trois appuis type 4.....	133
Tableau III.57:Vérification a l'ELS de la dalle pleine sur trois appuis type 4.	134
Tableau III.58:Calcul de ferraillage de la dalle pleine sur un seul appui type 5.....	136
Tableau III.59:Vérification a l'ELS de la dalle pleine sur un seul appui type 5.	137
Tableau III.60:Ferraillage des escaliers.	144
Tableau III.61:Vérification a l'ELS des escaliers.	146
Tableau III.62:Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple.....	154
Tableau III.63:Vérification a l'ELS de la poutre palière.	158
Tableau III.64 : Combinaison de calcul d'Acrotère A.....	161
Tableau III.65 : Combinaison de calcul d'Acrotère B.....	168
Tableau III.66 : Combinaison de calcul d'Acrotère D.....	175
Tableau III.67 : Ferraillage de la dalle machine.	184
Tableau III.68 : Vérification à l'ELS de la dalle machine.....	187

Chapitre IV : Etude sismique

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	197
Tableau IV.2 : Les valeurs de (%) ξ RPA 99(Tableau 4.2).	199
Tableau IV.3 : Période et taux de participation	200
Tableau IV.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base	203
Tableau IV.5 : Les drifts selon x-x et y-y	204
Tableau IV.6 : Vérification des déplacements selon x-x.	204
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements selon y-y.	205
Tableau IV.8 : Vérification à L'effet P- Δ selon x-x.	205
Tableau IV.9 : Vérification à L'effet P- Δ selon y-y.	206
Tableau IV.10 :L'effort normal réduit a la base selon x-x.	207

Tableau IV.11 : Vérification de l'effort normal réduit a la base selon x-x.....	207
Tableau IV.12 : L'effort normal réduit a la base selon y-y.	208
Tableau IV.13 : Vérification de l'effort normal réduit a la base selon y-y.....	208
Tableau IV.14 : Valeur de centre de masse, centre de rigidité et de l'excentricité théorique.	209

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	214
Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux.	216
Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux.	220
Tableau V.4 : armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	221
Tableau V.5 : Vérification des poteaux au flambement.	223
Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.	224
Tableau V.7 : Vérification des contraintes de cisaillement.	224
Tableau V. 8 : Dimensions de la zone nodale.....	226
Tableau V.9 : Ferrailage des poutres principales.....	230
Tableau V.10 : Vérification a l'ELS de la poutre principale.	233
Tableau V.11 : Calcul du ferrailage des poutres secondaires.	234
Tableau V.12 : Vérification a l'ELS de la poutre secondaire	237
Tableau V.13 : Sollicitations des voiles dans les deux sens	241
Tableau V.14 : Sollicitations et ferrailage des voiles dans le sens xx	245

Chapitre V : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Ferrailage de la dalle du radier	260
Tableau VI.2 : Vérification à l'ELS de la dalle du radier	264
Tableau VI.3 : Ferrailage de la dalle du radier à l'ELS	265
Tableau VI.4 : Ferrailage de débord	267
Tableau VI.5: Vérification à l'ELS de débord.....	268
Tableau VI.6 : Sollicitation dans les nervures à l'ELU et ELS selon xx.....	270
Tableau VI.7 : Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon yy.....	271

Tableau VI.8 : Sollicitations selon xx à l'ELU.....	271
Tableau VI.9 : Sollicitations selon xx à l'ELS	272
Tableau VI.10 : Sollicitations selon yy à l'ELU.....	272
Tableau VI.11 : sollicitations selon yy à l'ELS	272
Tableau VI.12 : Ferrailage des nervures.....	274
Tableau V.13: Vérification a l'ELS des nervures	278
Tableau VI.14 : Ferrailage de voile périphérique.....	287
Tableau VI.15 : Vérification à l'ELS de voile périphérique.....	290

Liste des figures

Introduction générale

Chapitre I : Généralité

Figure I.1 : Limite des décrochement en plan.....	1
Figure I.2 : Limite des décrochement en élévation.....	2
Figure I.3: Diagramme Déformation-Contraainte du béton.	7
Figure I.4 : Diagramme Contraintes-Déformations.....	9

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1 : Plancher à corps creux.....	13
Figure II.2 : Dimensions d'une poutrelle.....	14
Figure II.3: Schéma de la disposition des poutrelles pour les étages courants.	15
Figure II.4 : Dimension du balcon.....	17
Figure II.5 : Schéma de l'escalier.	17
Figure II.6: Acrotère A.	19
Figure II.7: Acrotère B.....	20
Figure II.8 : Acrotère D.	20
Figure II.9 : Schéma de la cage d'ascenseur.....	21
Figure. II.10: Dimension des poutres principales et secondaires.....	22
Figure II.11 : Coupes de voiles en élévation.	24
Figure II.12 : Coupe plancher terrasse.....	25
Figure II.13 : Détail des constituants du plancher étage courant.....	26
Figure II.14 : Murs extérieurs.....	27
Figure II.15 : Murs intérieurs.....	28
Figure II.16 : Schémas du balcon étage courant.....	28
Figure II.17 : Schémas d'un voile.....	29

Figure II.18 : Schéma statique de la descente charge.	33
Figure II.19 : Les poteaux les plus sollicités.....	34
Figure II.20 : Surface affecté du poteau P1 (7 ^{ème} à 9 ^{ème} étage).	34
Figure II.21 : Surface affecté du poteau P1 (RDC à 6 ^{ème} étage).....	35
Figure II.22 : Surface affecté du poteau P2 (7 ^{ème} à 9 ^{ème} étage).	42
Figure II.23 : Surface affecté du poteau P2 (RDC+5 ^{ème} à 6 ^{ème} étage).....	43
Figure II.24 : Surface affecté du poteau P2 (1 ^{ère} à 4 ^{ème} étage).	43
Figure II.25 : Surface affecté du poteau P3 (7 ^{ème} à 9 ^{ème} étage).	51
Figure II.26 : Surface affecté du poteau P3 (RDC+5 ^{ème} à 6 ^{ème} étage).....	51
Figure II.27 : Surface affecté du poteau P3(1 ^{ère} à 4 ^{ème} étage).	51

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure III.1 : Schéma d'une poutrelle.	61
Figure III.2 : Moments sur une poutre à deux travées.	62
Figure III.3 : Moments sur une poutre à plus de deux travées.....	62
Figure III.4 : Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées.	63
Figure III.5 : Diagramme des efforts tranchants d'une poutre plusieurs travées.....	63
Figure III.6 : Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot.....	64
Figure III.7 : Diagramme des moments type 1.	71
Figure III.8: Diagramme des efforts tranchants type 1.	71
Figure III.9 : Diagramme des moments type 1.	80
Figure III.10: Diagramme des efforts tranchants type 1.	81
Figure III.11 : Diagramme des moments type 6.	95
Figure III.12: Diagramme des efforts tranchants type 6.	96
Figure III.13: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	123
Figure III.14 : Dalle sur deux appuis.	123
Figure III.15: Schéma statique du balcon type 1.	123

FigureIII.16: Schéma de ferrailage du balcon type 1	127
FigureIII.17: Schéma statique du balcon type 2.	127
FigureIII.18: Schéma de ferrailage du balcon type 2.	129
FigureIII.19: Dalle sur trois appuis type 3.....	130
FigureIII. 20: Schéma statique du balcon type 3.	130
Figure III.21: Schéma de ferrailage du balcon type 3.	132
Figure III.22: Schéma de ferrailage du balcon type 4.	135
Figure III.23: Schéma statique du balcon type 5.	135
Figure III.24: Schéma de ferrailage du balcon type 5.	137
Figure III .25 : Schéma statique de l'escalier.	138
Figure III .26 : Evaluation des charges.	138
Figure III.27: Schéma du ferrailage de l'escalier.	150
Figure III. 28 : Schéma statique de poutre palière.....	150
Figure III.29: Ferrailage de poutre palière(30×35).....	159
Figure III.30: Coupe transversal	160
Figure III.31: Schéma statique.....	160
Figure III.32: Coupe 1-1	160
Figure III.33 : Ferrailage d'Acrotère A.	166
Figure III.34 Coupe transversal	166
Figure III.35 Schéma statique	166
Figure III.36 Coupe 1-1	166
Figure III.37 : Ferrailage d'Acrotère B.....	173
Figure III.38 : Coupe transversal	173
Figure III.39 : Schéma statique.....	173
Figure III.40 : Coupe 1-1	173
Figure III.41 : Ferrailage d'Acrotère D.	179

Figure III.42 : Ferrailage de la dalle machine.....	188
---	-----

Chapitre IV : Etude sismique

Figure IV.1 : Vue en 3D de la modélisation de la structure avec le logiciel ETABS.....	195
--	-----

Figure IV. 2: diagramme de spectre de réponse.....	196
--	-----

Figure IV.3 : 1 ^{er} Mode translation selon x-x.....	201
---	-----

Figure IV.4 : 2 ^{ème} Mode translation selon y-y	202
---	-----

Figure IV.5 : 3 ^{ème} Mode rotation suivant z-z	202
--	-----

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Figure V.1 : Zone nodale.	214
--------------------------------	-----

Figure V.2 : Section du poteau à ferrailer.....	217
---	-----

Figure V.3 : Section du poteau à ferrailer.....	218
---	-----

Figure V.4 : Section du poteau à ferrailer.....	223
---	-----

Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poteaux RDC à 4 ^{ème} étage.....	226
---	-----

Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poteaux 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage.....	226
---	-----

Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poteaux 7 ^{ème} à 9 ^{ème} étage.....	227
--	-----

Figure V.8 : Ferrailage des poutres principales.	234
---	-----

Figure V.9 : Ferrailage des poutres secondaires.....	238
--	-----

Figure V.10 : Les voiles selon xx et yy.	241
---	-----

Figure V.11: Schéma des contraintes.	244
---	-----

Figure VI.12 : Schéma de ferrailage de voile VX1.	246
--	-----

Chapitre V : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Semelle isolé.	249
-----------------------------------	-----

Figure VI.2 : Semelle filante.....	250
------------------------------------	-----

Figure VI.3 : Schéma de Ferrailage du radier.....	266
---	-----

Figure VI.4: Répartition des contraintes sur le débord.....	266
---	-----

Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du débord.....	269
---	-----

Figure VI.6 : Schéma des lignes de ruptures de la dalle selon xx et yy.....	269
---	-----

Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de la nervure suivant xx.	281
Figure VI.8 : Schéma de ferrailage de la nervure suivant yy.	282
Figure VI.9 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.	290

ملخص :

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية وتجارية تتألف من طابق ارضي +09 طوابق بولاية ميله المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل . باستخدام قواعد للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003, BAEL91 modifié99) تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء و هم:

الجزء الأول: يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة له مع عرض لخصائص المواد و حمولة كل عنصر.

الجزء الثاني : يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبنية .

الجزء الثالث : يتضمن الدراسة الديناميكية للبنية بواسطة الحاسوب.

الجزء الرابع و الأخير: يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنية (الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة و الأساسات) **الكلمات المفتاحية :** RPA99 modifié 2003 ; BAEL91 modifié 99 ; ETABS ; المسلحة الخرسانة ; العمارة.

Abstract:

This project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists a ground floor addition (09) floors, located in the wilaya of MILA.

This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

Using the rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first start with devoled to à general description of project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, acroterion, balcony, elevator, solid slab).

The dynamic study of the structure was realised by the ETABS software witch aloud to obtain different various stresses due to loads (dead loads, live loads and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, reinforced walls, and fondation raft) will be calculated in the last part.

Key words: RPA 99 modified 2003; BAEL 91 modified 99; ETABS; Reinforced concrete; Building.

Résumé :

Ce projet présent une étude détaillée d'un bâtiment a usage d'habitation et commercial constitué d'un Rez de chaussée plus (09) étages, implanté à la wilaya de MILA. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les règlements de calcul et de vérifications du béton armé (RPA99V2003 et BAEL91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel **ETABS** afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

Mots clés : RPA99 modifié 2003 ; BAEL91 modifié 99 ; ETABS ; Béton armé ; Bâtiment .

Introduction générale

Introduction générale :

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment **CBA93[2]**, **BAEL91[1]**, **RPA99 version 2003 [4]**, **DTR[5]**.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R+9, présentant une irrégularité tant en plan qu'en élévation, dont le système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé. Après une descende des charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **CBA93[2]** et le **RPA99/version2003[4]**.

Concernant notre travail nous avons pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieur, le travail est subdivisés en six chapitres, le premier consiste a donner présentation de l'ouvrage en fixant les hypothèses de calcul. le second chapitre est réservé pour le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux. Ensuite dans le troisième chapitre nous présenterons un détail sur le calcul des éléments secondaire. Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du la structure par le logiciel ETABS. Le chapitre cinq nous allons étudier les éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel ETABS. Et enfin, le dernier chapitre est consacré pour l'étude de l'infrastructure, suivi d'une conclusion générale.

Chapitre I : Généralité

I.1 Introduction :

L'étude d'un ouvrage en béton armé nécessite des connaissances de base qui sont indispensables pour l'ingénieur de génie civil, lors de la conception et la réalisation tout en respectant le rapport sécurité/économie, ainsi que l'esthétique et la viabilité de l'ouvrage.

C'est pour cela, qu'on consacre ce chapitre pour la description complète du projet et la définition des différents éléments ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés, en citant les différents règlements et normes suivis.

Pour cela nous allons utiliser dans nos calculs les règles parasismiques algériennes **RPA99 version 2003**, et les règles de calcul du béton armé aux états limites **BAEL91** et le code du béton algérien **CBA93** et moyennant le logiciel de calcul (**ETABS, SOCOTEC**).

I.2 Description de l'ouvrage :

Le présent travail a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises la formation des ingénieurs, par l'étude d'une structure mixte (portiques+voiles).

Notre projet consiste à étudier un bâtiment (R+9) en cours de réalisation à la ville de Mila qui classée selon le réglemente parasismique Algérienne comme une région de moyenne sismicité (IIa). Il est conçu pour usage d'habitation et commercial.

La configuration du bâtiment présente une **irrégularité** en plan et en élévation, doté d'une seule entrée principale, Le système de contreventement est assuré par des voiles et des portiques.

Irrégularité en plan et en élévations :

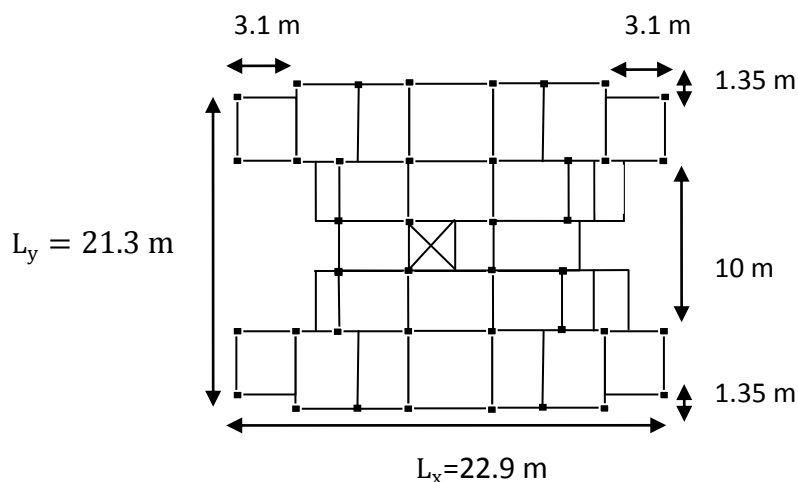


Figure I.1: Limite décrochement en plan.

$$0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4 \longrightarrow 0.25 \leq \frac{22.9}{21.3} = 1.08 \leq 4 \quad \text{CV}$$

$$\frac{l_1 + l_2}{L} \leq 0.25 \longrightarrow \frac{l_1 + l_2}{L} = \frac{3.1 + 3.1}{22.9} = 0.27 \geq 0.25 \quad \text{CNV}$$

$$\frac{l_1+l_2}{L} \leq 0.25 \rightarrow \frac{l_1+l_2}{L} = \frac{1.35+1.35+10}{21.3} = 0.60 \geq 0.25 \quad \text{CNV}$$

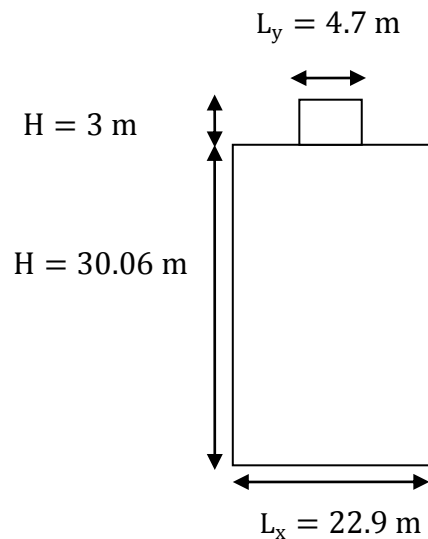


Figure I.2: Limite décrochement en élévation.

I.2.1 Caractéristique géométrique du bâtiment :

Le bâtiment aux dimensions suivantes : **ANNEX 4**

Longueur en plan.....22.90 m

Largeur en plan21.30 m

Hauteur :

- RDC.....3.06 m
- Etage courant (1 $\rightarrow$ 9).....3.06 m
- Acrotère.....0.5 m

Hauteur totale30.60 m

I.2.2 Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme :

Une zone de sismicité moyenne (zone II_a).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

Le site est considéré comme meuble (Site 3).

Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}=1.6$ bars.

I.2.3 Les éléments structuraux :

❖ Contreventement :

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent.

En utilisant pour cela :

- Des voiles intérieurs et dans les deux sens longitudinal et transversal.
- Des portiques constituent par des poteaux et des poutres.

❖ **Plancher :**

- Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux.
- Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

❖ **Maçonnerie :**

Murs extérieurs : Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (15+10) cm séparées par un vide de 5 cm.

Murs intérieurs : Ils sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

❖ **Revêtement :**

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

❖ **Escaliers :**

Le bâtiment est munit de une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

❖ **Ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le mouvement de vas et Vien) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

❖ **Acrotère :**

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 50 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

❖ **Isolation :**

- L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau des murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cours de réalisation.

- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

❖ **Fondation :**

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels. Le système de fondation doit être homogène.

I.3 Implantation de l'ouvrage :

Le terrain est situé sur le territoire de la wilaya de Mila qui est classé en zone IIa, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), l'ouvrage projeté à savoir est classé d'après les règles parasismiques algériennes (**RPA 99 version 2003**) dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne.

I.4 Caractéristiques des matériaux :

Le béton armé se compose de béton et des armatures, le béton représente une bonne résistance à la compression et une faible résistance à la traction, l'acier offre une bonne résistance de traction, de l'association de ces deux matériaux, il en résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

I.4.1 Béton :

Le béton est un mélange d'agréats (gravillons, sable), de liants (ciment), d'eau et éventuellement de produits d'addition (les adjuvants). Dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement dosé à 350 Kg/m³.

❖ **Composants du béton :**

- **Ciment :**

Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

- **L'eau :**

L'eau doit être propre, si elle contient des chlorures, une réaction chimique aura lieu, est modifiera la prise du ciment. Le béton alors perdra ses qualités de résistance.

- **Granulats :**

Les granulats utilisés sont issus de carrière, ou blocs de roches concassés, la taille des granulats est indiquée par deux chiffres, la plus grande et les plus petites dimensions des

éléments, pour le béton employé dans le bâtiment les granulats les plus courants sont le sable et le gravier.

- **Sable :**

Le sable est constitué des grains provenant de la dégradation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tous calibres, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

- **Gravier :**

Elles sont constituées des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

- ❖ **Caractéristiques mécaniques du béton :**

- **Résistance à la compression :**

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression (**CBA 93, A.2.1.1.1**) à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette caractéristique est mesurée sur des éprouvettes cylindriques normalisées de dimensions (16× 32) cm.

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge est inférieur à 28 jours on se refait à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour (j) considéré.

On peut admettre (**BAEL 91 article A.2.1.1.1**) que pour $j \leq 28$ la résistance f_{cj} de béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{1,4+0,95j} \right] \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{4,76+0,83j} \right] \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \quad \text{Pour } j > 28 \text{ jour}$$

Dans notre projet $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

- **Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique du béton à la traction (**CBA 93, A.2.1.1.2**) à (j) jours, notée f_{tj} , est définie conventionnellement par la relation:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

Dans notre projet $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimées en MPa, de plus cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} < 60$ MPa.

- **Modules de déformation longitudinale:**

- **Déformations instantanées :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}} \quad \text{(BAEL91 article A.2.1.2.1)}$$

Avec f_{cj} exprimé en MPa : désignant la résistance caractéristique à la compression à (j) jours.

- **Déformations différées :**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Alors le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}} \quad \text{(BAEL91 article A.2.1.2.2)}$$

Avec f_{cj} exprime en MPa.

- **Coefficient de poisson: (BAEL91 article A.2.1.3)**

Le coefficient de poisson est pris égal à :

0.2 : pour le calcul des déformations.

0 (zéro) : pour le calcul des sollicitations.

- **Contraintes limites :**

Les sollicitations de calcul ne doivent pas dépasser dans le sens défavorable les sollicitations limites ultimes.

- **Contrainte à l'état limite ultime :**

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la relation :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{(BAEL91 article A.4.3.4.1) [1]}$$

La constante 0,85, coefficient de sécurité, tient compte du fait que l'éprouvette de béton est écrasée sous une charge instantanée, tandis que l'ouvrage est soumis à des charges de longue durée d'application.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1.5$ cas d'actions courantes.

$\gamma_b = 1.15$ cas d'actions accidentelles.

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$ durée d'application des sollicitations supérieure à 24h.

$\theta = 0.9$durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$durée d'application des sollicitations inférieure à 1h.

Dans notre étude on utilisera $f_{c28} = 25\text{MPa}$: $\begin{cases} f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} & \text{cas courant.} \\ f_{bu} = 18.48 \text{ MPa} & \text{cas accidentelle.} \end{cases}$

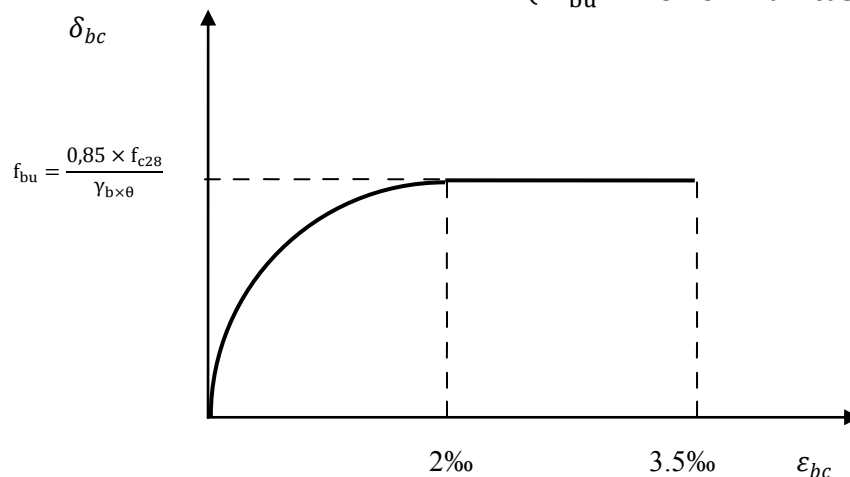


Figure I.3 : Diagramme Déformation-Contrainte du béton. [2]

- Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement donne par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \text{(BAEL91 article A.5.1.1)}$$

V_u : Effort tranchant

d : Hauteur utile de la section de béton considérée.

b_0 : Largeur de la section de béton considérée.

La contrainte admissible de cisaillement :

Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \longrightarrow \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa. (BAEL91 article A.5.1.2.1.1)}$$

Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \longrightarrow \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa. (BAEL91 article A.5.1.2.1.1)}$$

- Contrainte limite de service :

La contrainte limite de service en compression $\overline{\sigma_{bc}}$

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

I.4.2 L'acier :

❖ Caractéristiques mécaniques de l'acier :

• Limite d'élasticité garantie f_e :

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

Tableau I.1 : La limite d'élasticité de l'acier.

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées.
	F _e E24	235	
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant.
	F _e E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F _e TE40	400	Emploi sous forme des barres droites ou des treillis.
	F _e TE50	500	
Treillis soudés Lisses Type 4	TSL	500	Emploi courant.
	TSHA	520	

- L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence **HA FeE40** type1 (limite d'élasticité $f_e = 400 \text{ MPa}$), et pour les armatures transversales est un rond lisse **FeE24** ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

Le module d'élasticité : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

• Contrainte limite ultime :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Contrainte limite de l'acier.}$$

f_e : Limite élastique de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \longrightarrow & \text{Action courant.} \\ \gamma_s = 1.00 & \longrightarrow & \text{Action accidentelle.} \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} : \text{Allongement unitaire de l'acier}$$

• Contrainte limite de service:

-Fissuration peu nuisible : $\overline{\sigma}_s = f_e$

-Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \text{MPa. (BAEL91 article A.4.5.3.3)}$$

-Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \text{MPa. (BAEL91 article A.4.5.3.4)}$$

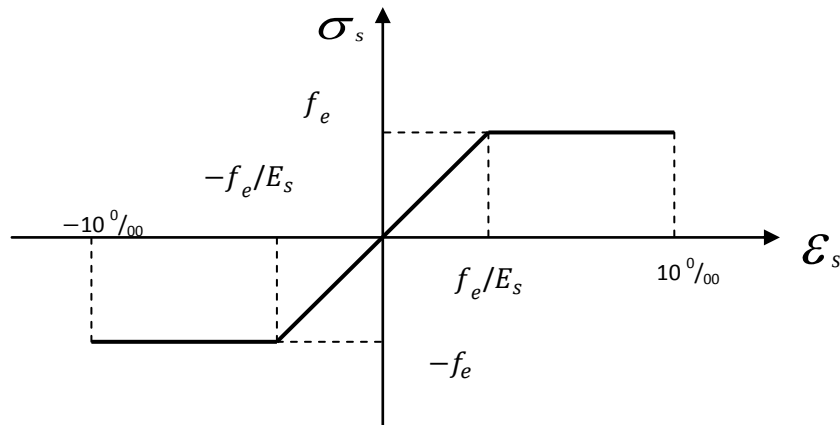


Figure I.4 : Diagramme Contraintes-Déformations. [2]

Avec : η Coefficient de fissuration dont la valeur est :

$\eta = 1.00 \longrightarrow$ Pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1.60 \longrightarrow$ Pour les aciers hauts adhérences.

I.5 Hypothèses de calcul aux états limites :

I.5.1 Définition de l'état limite :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage ou un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

❖ Etat limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

• Hypothèse de calcul à l'ELU :

-Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).

-Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.

-Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.

-Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de compression simple.

-L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

❖ **Etat limite de service ELS :**

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

• **Hypothèse de calcul à l'ELS :**

Convection des sections planes.

Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

La résistance à la traction du béton est négligée.

Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.

Pas convention, le coefficient d'équivalence est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$.

I.6 Actions et sollicitations :

I.6.1 Actions :

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

G : Charges permanentes (poids propre de la structure, les équipements fixes).

Q : Charges variables (exploitations, climatiques, les effets due à la température).

E : Action accidentelle (séismes, incendies, chocs).

I.6.2 Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.

❖ **Sollicitation de calcul :**

Les combinaisons utilisées dans notre étude :

• **A l'état limite ultime (ELU) :**

$$1.35G + 1.5Q$$

• **A l'état limite de service (ELS) :**

$$G + Q$$

• **Les combinaisons accidentelles (séisme, choc...) utilisées dans notre étude selon**

le RPA99/version 2003 :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

I.7 Règlement et normes utilisées :

Notre étude est élaborée et établie suivants les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93.
- L e RPA 99 révisée 2003.
- Le BAEL 91 modifié 99.
- DTR b.c.2.2.

I.8 Les logiciels utilisés :

- ETABS v9.7.4 : pour la modélisation de la structure.
- Autocad 2007 : pour les dessins des plans.
- SOCOTEC.

Chapitre II :

Pré dimensionnement des éléments

II .1 Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but "le pré calcul "des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le **BAEL91**, le **RPA 99/ version 2003** et le **CBA93**. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

II .2 Pré dimensionnement des éléments:

II .2.1 Pré dimensionnement du plancher à corps creux :

Ce type de plancher se trouve au niveau de tous les étages, il est constitué de poutrelles semi préfabriquées ou coulée sur place et une dalle de compression.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition de la flèche suivant :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \dots\dots\dots (\text{CBA93 article B.6.8.4.2.4})$$

$$L = \min (L_x^{\max}, L_y^{\max})$$

$$L = \min (3.9 ; 4.65)$$

$$L = 3.9 \text{ m}$$

L : la partie maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale.

$$H_t \geq \frac{390}{22.5} = 17.33 \text{ cm}$$

$$h_t = 16 + 4$$

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

On adopte une épaisseur de $h_t = 20 \text{ cm}$ avec :

$$\begin{cases} 16 \text{ cm} \longrightarrow \text{Corps creux} \\ 4 \text{ cm} \longrightarrow \text{Table de compression.} \end{cases}$$

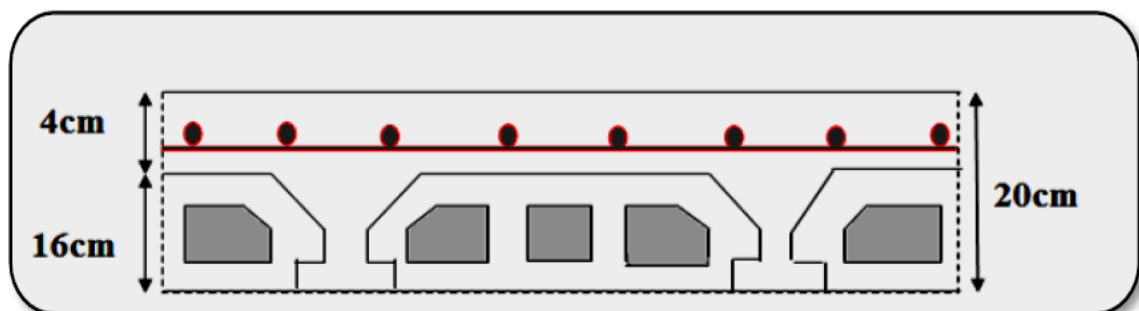


Figure II.1 : Plancher à corps creux.

❖ **Les poutrelles :**

Le choix du sens porteur est dicté par deux critères :

- Le critère de la plus petite portée à fin de déterminer la flèche
- Le critère de la continuité (la ou il y a plus d'appuis)

Les poutrelles se calculent en section en T. la longueur de la dalle de compression à prendre de chaque coté est définie par :

$$b_1 = \min \begin{cases} \frac{l_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{390}{10} = 39 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit $b_0 = 10\text{cm}$

l_n : La distance entre nus de deux nervures.

L : la longueur de la nervure.

Donc $b_1 = 27.5\text{cm}$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65\text{cm}.$$

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

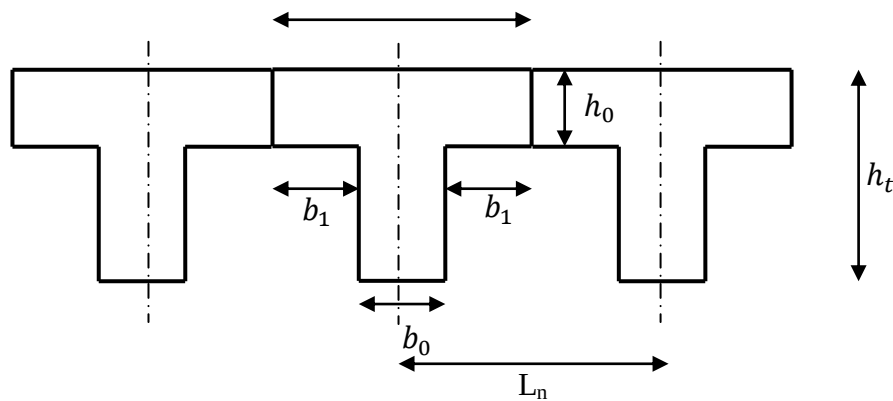


Figure II.2 : Dimensions d'une poutrelle.

Sur la figure suivante (**figure II.3**) nous montrons la disposition des poutrelles adoptées.

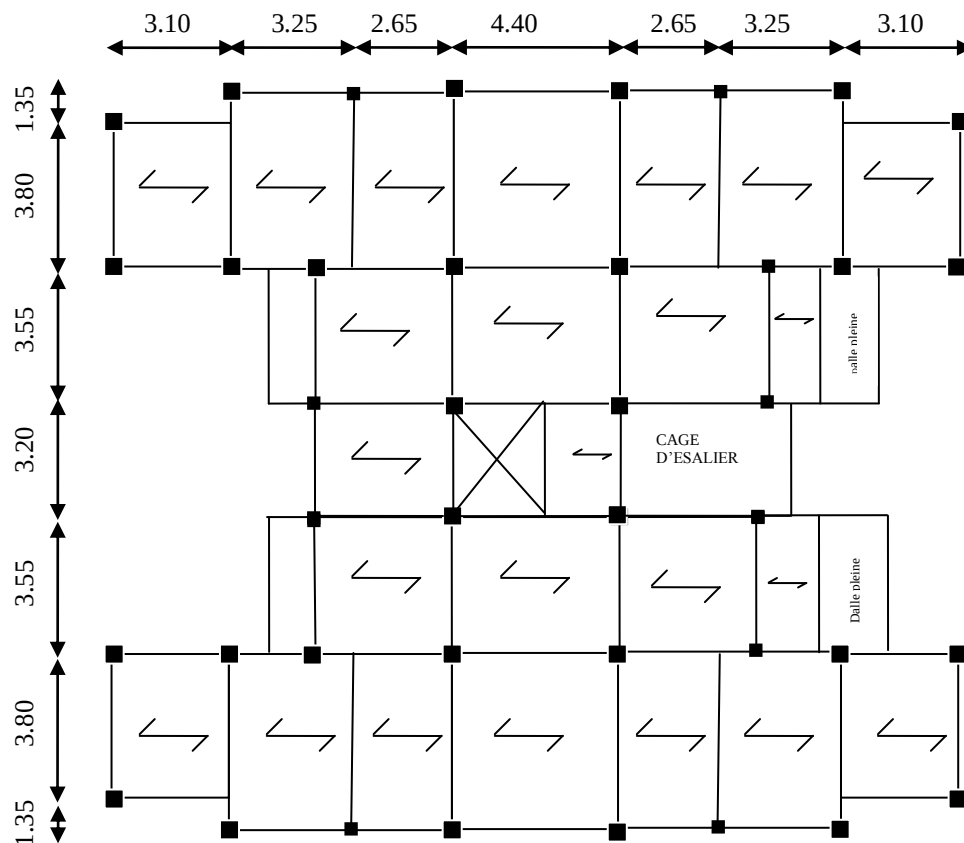


Figure II.3: Schéma de la disposition des poutrelles pour les étages courants.

II.2.2 Les dalles pleines (Balcons) :

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des directions (l'épaisseur e) est petite par rapport aux deux autres (les portées L_x et L_y). On désigne par l_x la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

❖ **Résistance au feu :**

$e \geq 7\text{cm}$ —→ Pour 1 heure de coupe-feu.

$e \geq 11\text{ cm}$ —→ Pour 2 heures de coupe-feu.

$e \geq 14\text{ cm}$ —→ Pour 4 heures de coupe-feu.

❖ **Isolation acoustique :**

Selon les règles techniques (CBA93) en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur $e=15\text{cm}$.

❖ **Resistance à la flexion :**

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

Dalle reposant sur deux appuis $\rho \leq 0.4$ $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis $0.4 \leq \rho \leq 1$ $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

l_x : est la petite portée $l_x < l_y$ du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas on a 5 types :

Type 1:Dalle sur deux appuis (1^{ère} à 4^{ème} étages)

$$L_x = 1.20 \text{ m}$$

$$L_y = 3.40 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{3.40} = 0.35$$

$$\rho = 0.35 < 0.4 \longrightarrow \text{Travaille dans un seul sens}$$

$$\frac{120}{35} < e < \frac{120}{30}$$

$$3.43 \text{ cm} < e < 4 \text{ cm}$$

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

Type 2:Dalle sur deux appuis (5^{ème} et 9^{ème} étages)

$$L_x = 1.40 \text{ m}$$

$$L_y = 3.70 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.40}{3.70} = 0.38$$

$$\rho = 0.38 < 0.4 \longrightarrow \text{Travaille dans un seul sens}$$

$$\frac{140}{35} < e < \frac{140}{30}$$

$$4 \text{ cm} < e < 4.67 \text{ cm}$$

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

Type 3:Dalle sur trois appuis (1^{ère} à 4^{ème} étages)

$$L_x = 1.20 \text{ m}$$

$$L_y = 3.40 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{3.40} = 0.35$$

$$\rho = 0.36 < 0.4 \longrightarrow \text{Travaille dans un seul sens}$$

$$\frac{120}{35} < e < \frac{120}{30}$$

$$3.43 \text{ cm} < e < 4 \text{ cm}$$

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

Type 4:Dalle sur trois appuis (5^{ème} et 9^{ème} étages)

$$L_x = 1.40 \text{ m}$$

$$L_y = 3.40 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.40}{3.40} = 0.41$$

$$\rho = 0.41 > 0.4 \longrightarrow \text{Travaille dans les deux sens}$$

$$\frac{140}{50} < e < \frac{140}{40}$$

$$2.8 \text{ cm} < e < 3.5 \text{ cm}$$

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

Type 5:Dalle sur un seul appui (7^{ème} et 9^{ème} étages)

$$L_x = 1 \text{ m}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{100}{20}$$

$$e \geq 5 \text{ cm}$$

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

Remarque :

Concernant le pré dimensionnement des dalles des balcons on a adopté une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

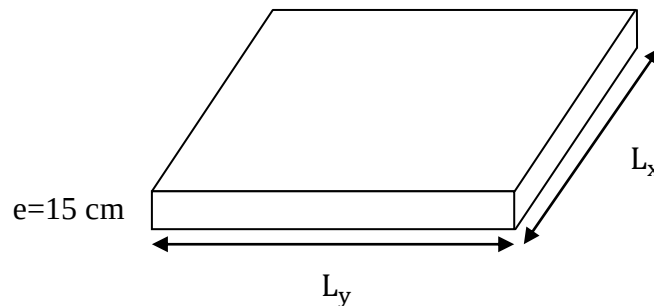


Figure II.4 : Dimension du balcon.

II.2.3 Pré dimensionnement des escaliers :

II.2.3.1 Caractéristique technique :

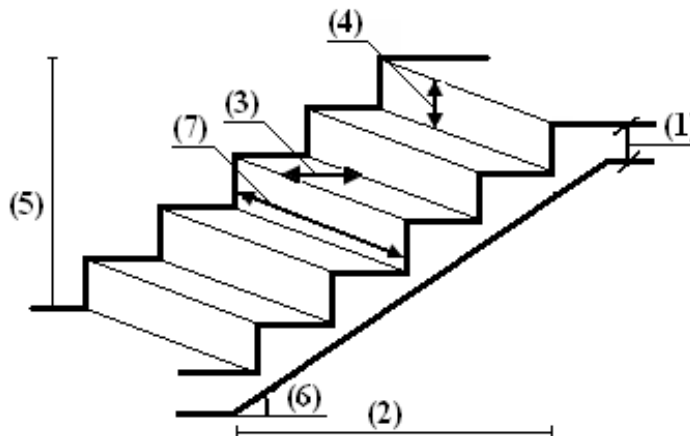


Figure II.5 : Schéma de l'escalier.

(1) : e (Epaisseur de palier de repos).

(2) : L_0 (Projection de la volée)

(3) : g (Giron)

(4) : h (Hauteur de la contre marche)

(5) : H_0 (Hauteur de la volée)

(6) : α (Inclinaison de la paillasse)

(7) : (Emmarchement)

II.2.3.2 L'emmarchement :

Bâtiment à usage d'habitation : l'emmarchement de 1 à 1.5 m

II.2.3.3 Les marches et les contres marches :

Pour les dimensions des marches «g» et des contre marches «h» on utilise généralement la formule de «BLONDEL» ;

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \quad [3]$$

Avec :

$$\begin{cases} 14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend : $\begin{cases} h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases}$

Vérification de la formule de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq m \leq 66 \text{ cm}$$

On a: $m = 2h + g = 2(17) + 30 = 64$

$$59 \text{ cm} \leq m = 64 \leq 66 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

La hauteur de volé est égale à $H_v = \frac{H}{2} = 1.53 \text{ m}$.

- Nombre des contres marches :

$$n = \frac{H_v}{h} = \frac{1.53}{0.17} = 9$$

- Nombre des marches :

$$N_m = N_{cm} - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

- La ligne de foulée :

$$L_f = g \times N_m = 0.3 \times 8 = 2.4 \text{ m}$$

- Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H_v}{L} = \frac{1.53}{2.4} = 0.6375$$

$$\alpha = 32.52^\circ$$

- Epaisseur de la paillasse :

Selon la condition suivant :

$$e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) l$$

$$\text{Avec : } l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos(32.52)} = 2.85 \text{ m}$$

$$E = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \times 285$$

$$e = (9.5 \div 14.25)$$

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

II.2.4 pré dimensionnement d'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture.

-Surface de l'acrotère est :

❖ **Acrotère A :**

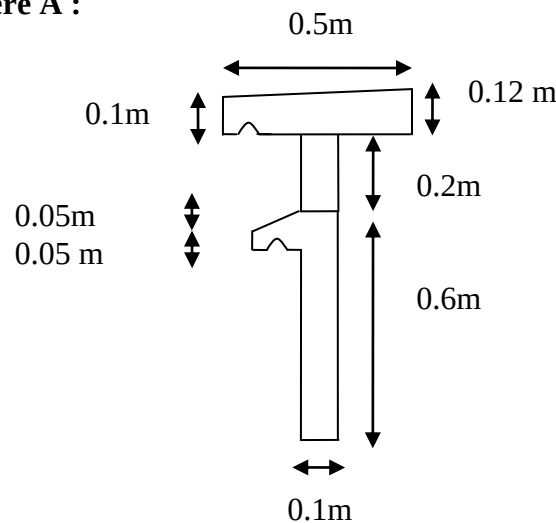
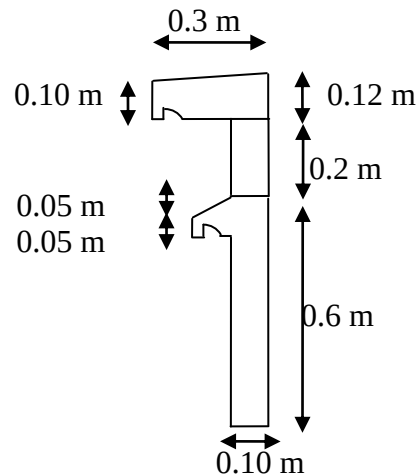


Figure II.6: Acrotère A.

$$S = \sum S_i$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.2 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + ((0.1 \times 0.05)/2) + ((0.02 \times 0.5)/2) + (0.1 \times 0.5)$$

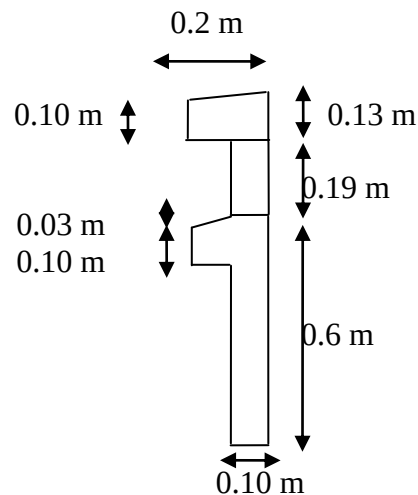
$$S = 0.1425 \text{ m}^2.$$

❖ **Acrotère B:****Figure II.7:** Acrotère B.

$$S = \sum S_i$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.2 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + ((0.1 \times 0.05)/2) + (0.3 \times 0.1) + ((0.02 \times 0.3)/2)$$

$$S = 0.1205 \text{ m}^2.$$

❖ **Acrotère D :****Figure II.8 :** Acrotère D.

$$S = \sum S_i$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.19 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) + ((0.03 \times 0.1)/2) + (0.2 \times 0.1) + ((0.03 \times 0.2)/2)$$

$$S = 0.1135 \text{ m}^2.$$

II.2.5 : pré dimensionnement d'ascenseur:

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a $L_x = 1.60 \text{ m}$ et $L_y = 1.80 \text{ m}$ Donc une surface $S = 2.88 \text{ m}^2$.

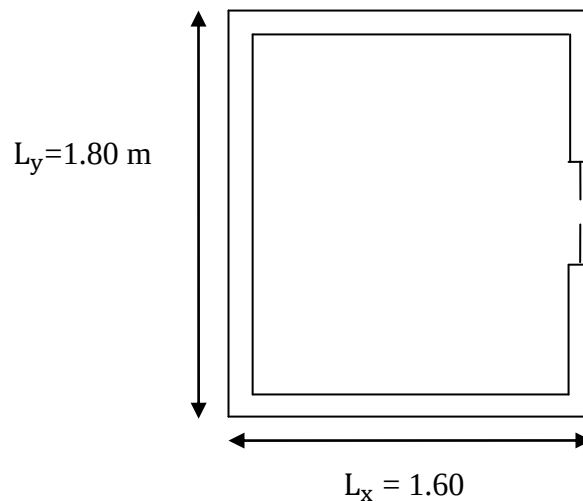


Figure II.9 : Schéma de la cage d'ascenseur.

Nous avons deux conditions à vérifier :

❖ **Résistance à la flexion :**

$$L_x/50 \leq e \leq L_x/40 \quad \Longrightarrow \quad 160/50 \leq e \leq 160/40$$

$$3.2 \text{ cm} \leq e \leq 4 \text{ cm} .$$

❖ **Condition de l'E.N.A :**

L'entreprise nationale des ascenseurs (**E.N.A**) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est : $e \geq 25 \text{ cm}$

On prend $e = 25 \text{ cm}$.

II.2.6 pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux ont pour rôle de supporter les charges verticales dues aux planchers, poutrelles et les charges horizontales dues aux séismes et transmises aux poteaux.

Le pré-dimensionnement des poutres s'effectue à partir des conditions suivantes :

❖ D'après le BAEL :

$$\begin{cases} (L/15) \leq h \leq (L/10) \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

❖ D'après le RPA:

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad (\text{Article 7.5.1})$$

Avec :

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

L : la portée de la poutre.

II.2.6.1 poutres principales:

Soit $L_{\max} = 5.15$ m. La longueur maximale dans le sens longitudinale.

$$\begin{cases} (515/15) \leq h \leq (515/10) \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

$$\begin{cases} 34.33 \leq h \leq 51.5 \longrightarrow h = 45 \text{ cm} \\ 13.5 \leq b \leq 31.5 \longrightarrow b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} & b = 30 > 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{CV} \\ h \geq 30 \text{ cm} & h = 45 > 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{CV} \\ 1 \leq \frac{h}{b} \leq 4 & 1 \leq \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4 \longrightarrow \text{CV} \end{cases}$$

Soit $b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$

II.2.6.2 poutres secondaires:

Soit $L_{\max} = 4.50$ m. La longueur maximale dans le sens transversale.

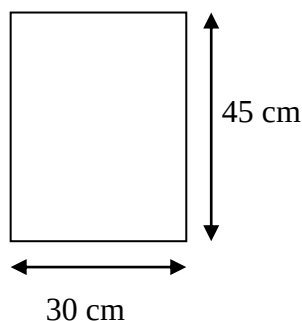
$$\begin{cases} (450/15) \leq h \leq (450/10) \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

$$\begin{cases} 30 \leq h \leq 45 \longrightarrow h = 40 \text{ cm} \\ 12 \leq b \leq 28 \longrightarrow b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

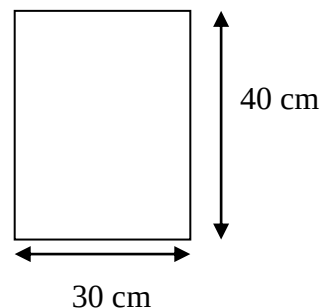
Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} & b = 30 > 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{CV} \\ h \geq 30 \text{ cm} & h = 40 > 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{CV} \\ 1 \leq h/b \leq 4 & 1 \leq \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \longrightarrow \text{CV} \end{cases}$$

Soit $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$



Poutre principale



Poutre secondaire

Figure. II.10: Dimension des poutres principales et secondaires.

II.2.7 pré dimensionnement des Poteaux :

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armature de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé) déterminé par la descente des charges.

❖ D'après RPA99/version 2003 :

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone II doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases} \quad (\text{article 7.4.1}) [4]$$

❖ D'après les règles BAEL91 :

L'effort normal ultime N_{ult} agissant sur un poteau (compression centrée) est donné par la formule suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] [1]$$

Avec:

B_r : Section réduite du poteau, $B_r = (a-0.02)(b-0.02) \text{ m}^2$.

N_{ult} : Effort normal maximal à l'ELU ($N_u = 1.35G + 1.5Q$).

f_{c28} : Contrainte de compression du béton à 28 jours (ici on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

F_e : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend : $F_e = 400 \text{ MPa}$)

A_s : section d'armature dans le poteau

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que : $\gamma_b = 1.5$ (situation durable ou transitoire).

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que : $\gamma_s = 1.15$ (situation durable ou transitoire).

α : coefficient fonction de l'élancement du poteau calculé par :

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

Généralement le pourcentage de l'acier est de 1% de la section :

$$\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100} \longrightarrow \text{Alors :}$$

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

$$\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.708 \quad \Rightarrow B_r \geq 0.064 N_u$$

$$\lambda = 50 \Rightarrow \alpha = 0.603 \quad \Rightarrow B_r \geq 0.075 N_u$$

N_u : Est déterminé à partir de la descente des charges.

Pour des raisons de sécurité on adopte : $B_r = 0.075 N_u$

II.2.8 Pré dimensionnement des voiles :

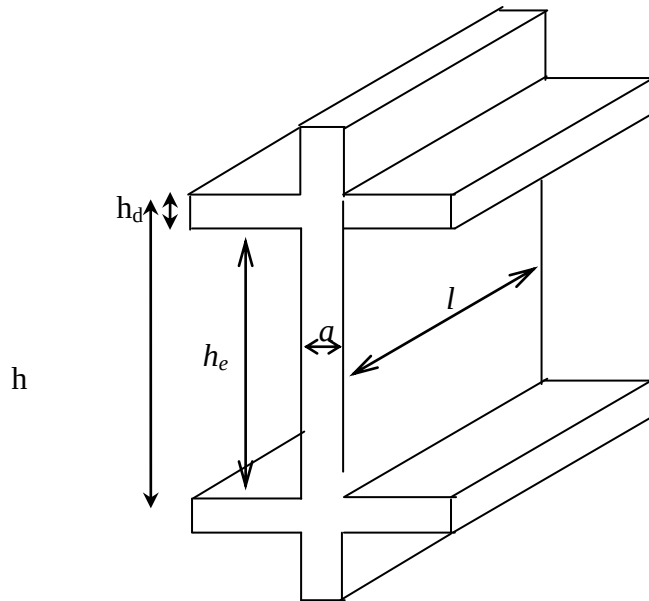


Figure II.11 : Coupes de voiles en élévation.

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par **(l'article 7.7.1 du RPA99/ version2003)**, ils servent d'une part à contreventer le bâtiment reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet du séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le **RPA99/ version2003 articles 7.7.1** « les éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4a$) sont considérées comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires » avec :

L : porté du voile.

a = épaisseur du voile.

D'après l'article **(7.7.1 du RPA99/ version2003)** « l'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des

conditions de rigidité aux extrémités. Dans notre cas on a des voiles de forme en U, en L et droite.

A partir de la hauteur d'étage $h_e=3.06$ m, et la rigidité aux extrémités on a :

La hauteur libre d'étage $h_e=3.06 - 0.40 = 2.66$ m

$$\begin{cases} a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{266}{25} = 10.64 \text{ cm} \\ a \geq \frac{h_e}{22} = \frac{266}{22} = 12.09 \text{ cm} \\ a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13.3 \text{ cm} \end{cases}$$

$a \geq 13.3$ cm.

On adopte $a=20$ cm

Vérification de la condition $L \geq 4a$ [4]

- Sens longitudinal : $L_{\min}=120\text{cm} > 4a=80\text{cm}$ (vérifier).
- Sens transversale : $L_{\min}= 430\text{cm} > 4a=80\text{cm}$ (vérifier).

II.3 Evaluation des charges et surcharges :

Cette étape consiste à déterminer les charges selon le DTR B.C.2.2 qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1 Evaluation des charges des plancher :

❖ Plancher terrasse inaccessible :

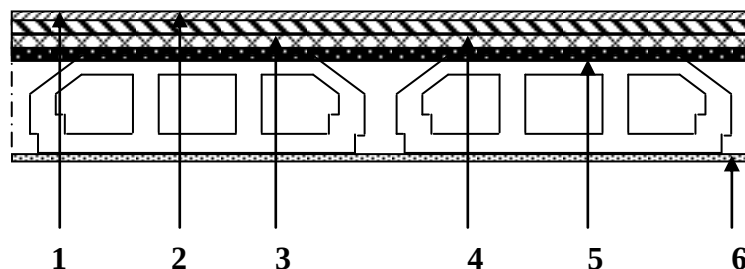


Figure II.12 : Coupe plancher terrasse.

Tableau II.1 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible. [5]

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-gravillons roulés de protection	5	20	1
2-Etanchéité multicouches	2	6	0.12
3- forme de pente	10	22	2.2
4-Isolation thermique	4	4	0.16

5-Plancher à corps creux	16+4	14.25	2.85
6-Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale			$G = 6.53$
Charge d'exploitation			$Q = 1$

-Charge permanente $G = 6.53 \text{ KN/m}^2$.

-Charge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

❖ **Plancher étage courant + RDC :**

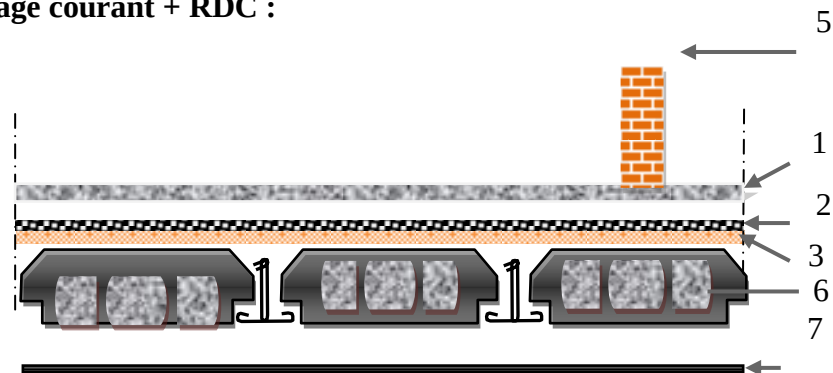


Figure II.13 : Détail des constituants du plancher étage courant.

Tableau II.2 : Evaluation des charges du plancher étage courant + RDC.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Revêtement carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.4
3-Lit de sable	2	18	0.36
4-Enduit de ciment	2	18	0.36
5-Cloison	10	9	0.9
6-Plancher à corps creux	16+4	14.25	2.85
7-Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale			$G = 5.51$
Charge d'exploitation			$Q = 1.5$

-Charge permanente $G = 5.51 \text{ KN/m}^2$.

-Charge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

❖ Plancher étage commercial :

Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher étage commercial.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.4
3-Lit de sable	2	18	0.36
4-Enduit de ciment	2	18	0.36
5-Cloison	10	9	0.9
6-Plancher à corps creux	16+4	14.25	2.85
7-Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale			G = 5.51
Charge d'exploitation			Q = 5

-La charge permanente totale : $G_{\text{étage}} = 5.51 \text{ KN/m}^2$.

-La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage pour habitation est estimée à

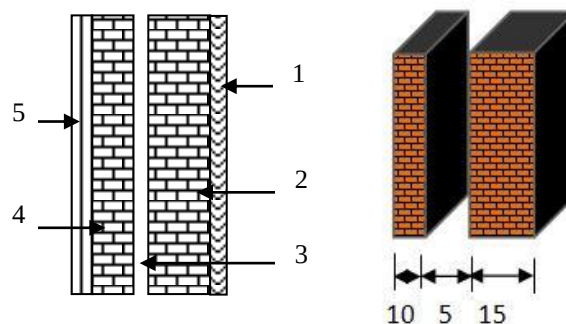
$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \text{ [5]}$$

-La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage pour commercial est estimée à

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \text{ [5]}$$

II.3.2 Evaluation des charges des murs :

❖ Murs extérieurs : (épaisseur e=30cm)

**Figure II.14 :** Murs extérieurs.**Tableau II.4 :** Evaluation des charges des murs extérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Enduit de plâtre	2	10	0.2
2-Brique creuse	15	9	1.3

3-L'âme d'aire	5	0	0
4-Brique creuse	10	9	0.9
5-Enduit de ciment	2	18	0.36
Charge permanente totale			$G = 2.76$

❖ **Murs intérieurs :** (épaisseur $e = 10$ cm)

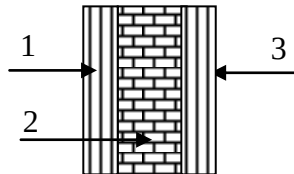


Figure II.15 : Murs intérieurs.

Tableau II.5 : Evaluation des charges des murs intérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Enduit de plâtre	2	10	0.2
2-Brique creuse	10	9	0.9
3-Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale			$G = 1.3$

II.3.3 Evaluation des charges des balcons :

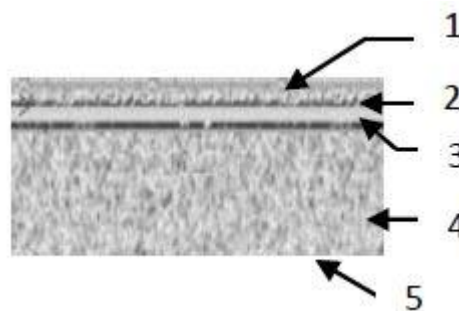


Figure II.16 : Schémas du balcon étage courant.

Tableau II.6 : Evaluation des charges du balcon.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.4

3-Lit de sable	2	18	0.36
4-Dalle pleine	15	25	3.75
5-Enduit de ciment	2	18	0.36
Charge permanente totale			$G = 5.31$
Charge d'exploitation			$Q = 3.5$

-Charge permanente $G = 5.31 \text{ KN/m}^2$.

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

II.3.4 Evaluation des charges des voiles : (épaisseur $a = 20 \text{ cm}$)

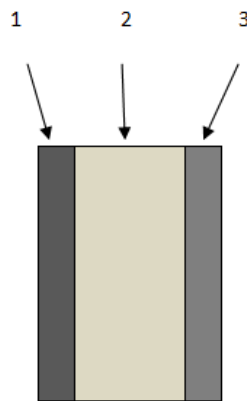


Figure II.17 : Schémas d'un voile.

Tableau II.7 : Evaluation des charges du voile.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Enduit de plâtre	2	10	0.2
2-Mur en béton armé	20	25	0.9
3-Enduit de ciment	2	18	0.36
Charge permanente totale			$G = 5.56$

-Charge permanente $G = 5.56 \text{ KN/m}^2$.

II.3.5 Evaluation des charges des escaliers:

❖ Palier :

Tableau II.8 : Evaluation des charges du palier.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.4

3-Lit de sable	2	18	0.36
4-Dalle pleine	15	25	3.75
5-Enduit de ciment	2	18	0.36
Charge permanente totale			$G = 5.31$
Charge d'exploitation			$Q = 2.5$

-Charge permanente $G = 5.31 \text{ KN/m}^2$.

-Charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

❖ **Paillasse :**

Tableau II.9 : Evaluation des charges du paillasse.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage horizontale	2	22	0.44
2-Carrelage verticale	2	22	0.44
3-mortier horizontale	2	20	0.4
4-mortier verticale	2	20	0.4
5- Lit de sable	2	18	0.36
6- Paillasse	15/cos 32.52	25	4.45
7- Marche	17/2	22	1.87
8-Enduit de ciment	2	18	0.36
9- Garde-corps			0.6
Charge permanente totale			$G = 9.32$
Charge d'exploitation			$Q = 2.5$

-Charge permanente $G = 9.32 \text{ KN/m}^2$.

-Charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

II.3.6 Evaluation des charges des acrotères:

❖ **Acrotère A :**

- La surface $S = 0.1425 \text{ m}^2$

- Le poids propre de l'acrotère est :

$$G = S \times \rho = 0.1425 \times 25$$

$$G = 3.56 \text{ KN/ml.}$$

-Revêtement en enduit de ciment = $0.02 \times 18 \times (0.6 + 0.2 + 0.2 + 0.12 + 0.5 + 0.1 + 0.2 + 0.2 + 0.11 + 0.05 + 0.1 + 0.5) = 1.04 \text{ KL/ml.}$

-La charge permanente totale est :

$$G = 3.56 + 1.04 = 4.6 \text{ KN/ml.}$$

-Charge permanente $G = 4.6 \text{ KN/ml.}$

-Charge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

❖ **Acrotère B :**

- La surface $S = 0.1205 \text{ m}^2$

- Le poids propre de l'acrotère est :

$$G = S \times \rho = 0.1205 \times 25$$

$$G = 3.01 \text{ KN/ ml.}$$

$$\text{-Revêtement en enduit de ciment} = 0.02 \times 18 \times (0.6 + 0.2 + 0.12 + 0.3 + 0.1 + 0.2 + 0.2 + 0.11 + 0.05 + 0.1 + 0.5) = 0.86 \text{ KL/ml.}$$

-La charge permanente totale est :

$$G = 3.01 + 0.86 = 3.87 \text{ KN/ml.}$$

-Charge permanente $G = 3.87 \text{ KN/ml.}$

-Charge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

❖ **Acrotère D :**

- La surface $S = 0.1135 \text{ m}^2$

- Le poids propre de l'acrotère est :

$$G = S \times 25 = 0.1135 \times 25$$

$$G = 2.84 \text{ KN/ ml.}$$

$$\text{Revêtement en enduit de ciment} = 0.02 \times 18 \times (0.6 + 0.2 + 0.2 + 0.12 + 0.5 + 0.1 + 0.2 + 0.2 + 0.11 + 0.05 + 0.1 + 0.5) = 0.82 \text{ KL/ml.}$$

-La charge permanente totale est :

$$G = 2.84 + 0.82 = 3.66 \text{ KN/ml.}$$

-Charge permanente $G = 3.66 \text{ KN/ml.}$

II.3.7 Evaluation des charges d'ascenseur:

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, dont ses caractéristiques sont :

$L_x = 1.60 \text{ m}$: Largeur de l'ascenseur.

$L_y = 1.80 \text{ m}$: Longueur de l'ascenseur.

$H = 2.20 \text{ m}$: Hauteur de l'ascenseur.

$F_c = 145 \text{ KN}$: Charge due à la cuvette.

$D_m = 51 \text{ KN}$: Charge due à la charge des machines.

$P_m = 15 \text{ KN}$: Charge due à l'ascenseur.

$P_{\text{personnes}} = 6.3 \text{ KN}$: La charge nominale.

$V = 1 \text{ m/s}$: La vitesse.

❖ Poids propre de la salle et de revêtement :

$$G_1 = 25 \times 0.25 + 22 \times 0.05 = 7.35 \text{ KN/m}^2.$$

❖ Poids de la cuvette :

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{2.88} = 50.35 \text{ KN/m}^2.$$

❖ Poids totale :

$$G = G_1 + G_2 = 7.35 + 50.35 = 57.7 \text{ KN/m}^2$$

-Charge permanente $G = 57.7 \text{ KN/m}^2$.

-Charge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

II.4 Descente des charges :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge du plancher qui support.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère).

La descente des charges se fait du niveau le plus haut vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois des dégression uniquement pour les étages à usage d'habitation.

❖ **Loi de dégression : [5] (DTR-B.C.2.2 article 6.3)**

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse Q_0

Sous dernier étage (étage 1) $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieure :

(Étage 2)..... $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

(Étage 3)..... $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(Étage 4)..... $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

(Étagen)..... $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$.

Dans notre projet on a :

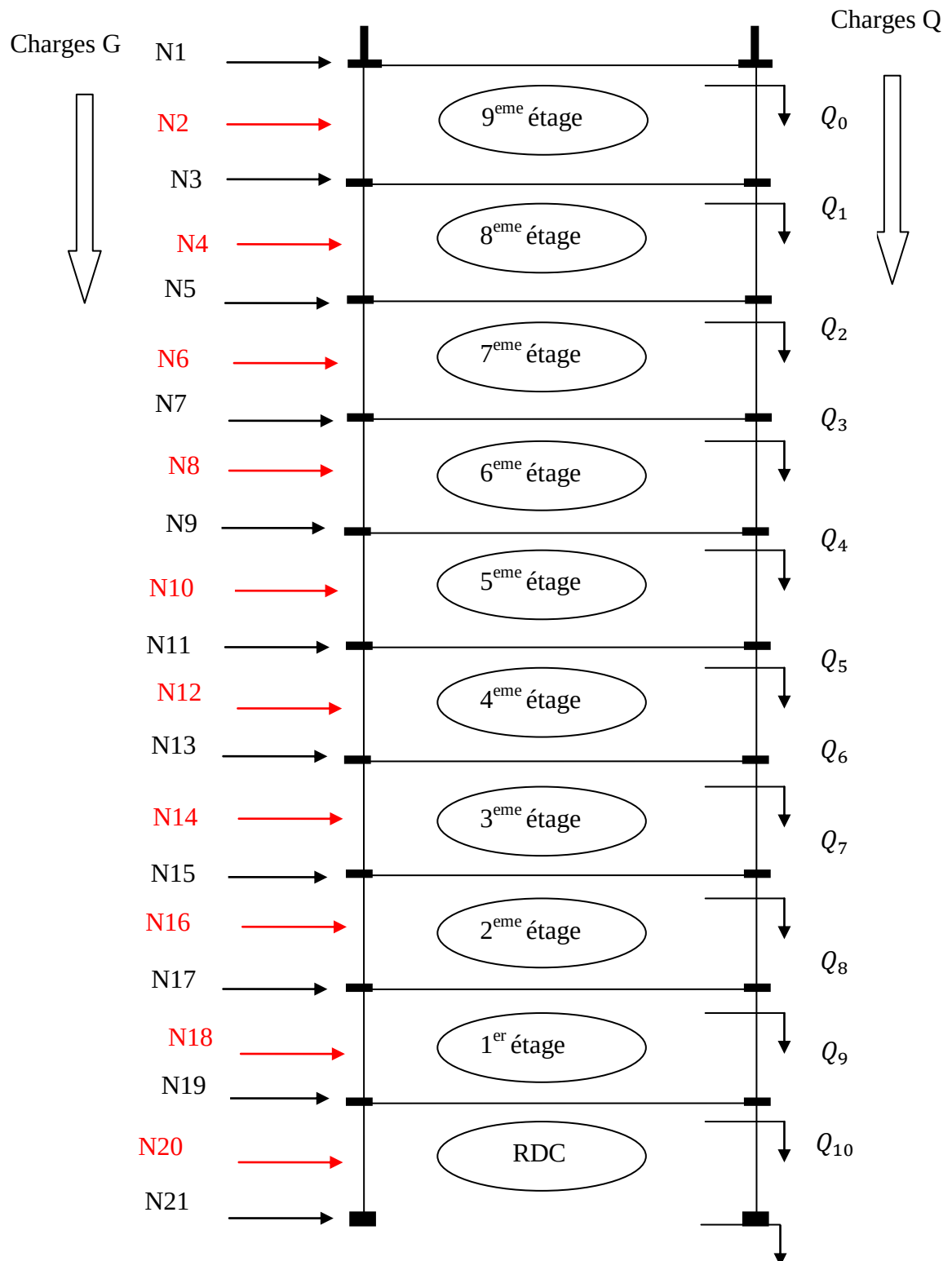


Figure II.18 : Schéma statique de la descente charge.

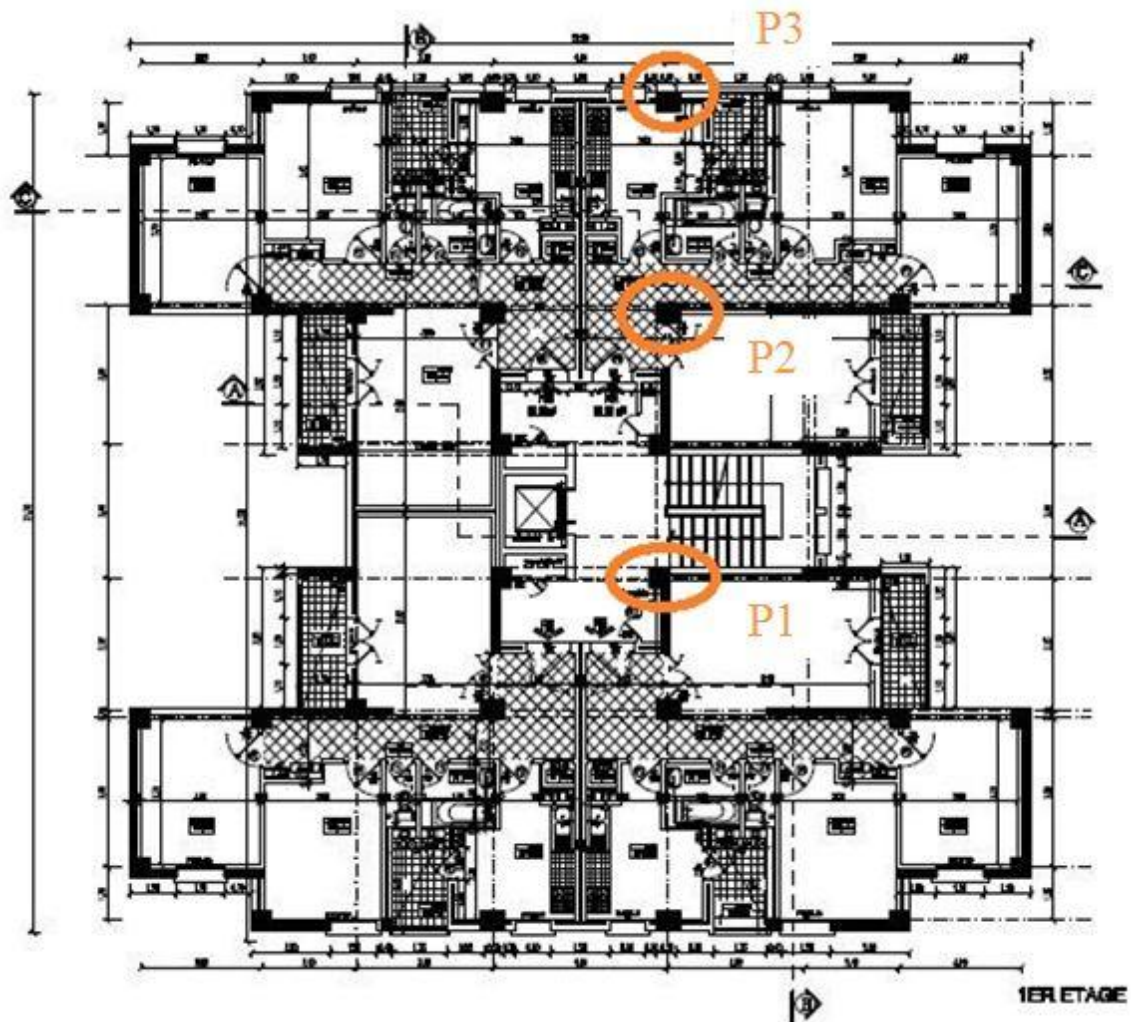


Figure II.19 : Les poteaux les plus sollicités

II.4.1 Poteau P1 :

❖ Calcul de la surface afférente :

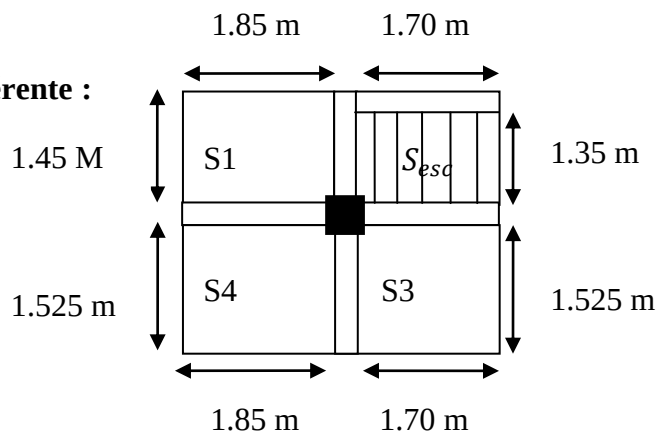
➤ 7^{ème} à 9^{ème} étage :

$$S1 = 1.85 \times 1.45 = 2.68 \text{ m}^2$$

$$S_{esc} = 1.70 \times 1.35 = 2.30 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.70 \times 1.525 = 2.59 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.85 \times 1.525 = 2.82 \text{ m}^2$$

Figure II.20 : Surface afférent du poteau P1 (7^{ème} à 9^{ème} étage).

$$S = 2.68 + 2.59 + 2.82 = 8.09 \text{ m}^2$$

$$S_{esc} = 2.30 \text{ m}^2$$

➤ **RDC+ 6^{ème} étage :**

$$S1 = 1.75 \times 1.45 = 2.54 \text{ m}^2$$

$$S_{esc} = 1.70 \times 1.35 = 2.30 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.7 \times 1.425 = 2.42 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.75 \times 1.425 = 2.49 \text{ m}^2$$

$$S = 2.54 + 2.42 + 2.49 = 7.45 \text{ m}^2$$

$$S_{esc} = 2.30 \text{ m}^2$$

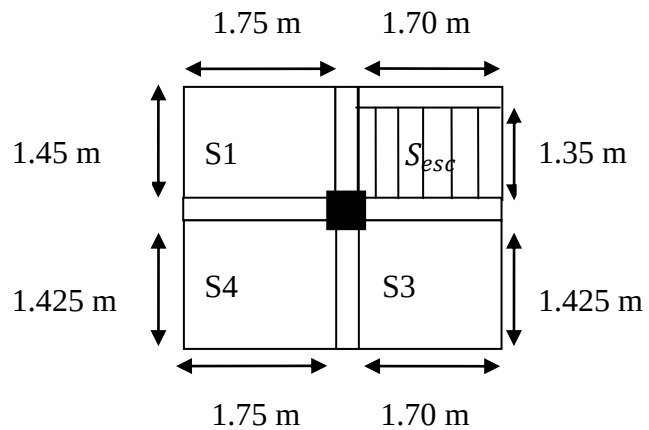


Figure II.21 : Surface afférent du poteau P1 (RDC à 6^{ème} étage).

❖ **Calcul du poids propre des éléments:**➤ **Poids des poteaux :**

$$G = 25 \times S \times H$$

• **7^{ème} à 9^{ème} étage : poteau (40×40)**

$$G = 25 \times (0.4 \times 0.4) \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$$

• **RDC+ 6^{ème} étage : poteau (50×50)**

$$G = 25 \times (0.5 \times 0.5) \times 3.06 = 19.13 \text{ KN}$$

➤ **Poids des poutres :**

$$G = 25 \times b \times h \times L$$

• **7^{ème} à 9^{ème} étage**

-Poutres principales (30×45) : $G = 25 \times 0.3 \times 0.45 \times (1.45 + 1.525) = 10.04 \text{ KN}$

-Poutres secondaires (30×40) : $G = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times (1.85 + 1.7) = 10.65 \text{ KN}$

• **RDC+ 6^{ème} étage**

-Poutres principales (30×45) : $G = 25 \times 0.3 \times 0.45 \times (1.45 + 1.425) = 9.70 \text{ KN}$

-Poutres secondaires (30×40) : $G = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times (1.75 + 1.7) = 10.35 \text{ KN}$

➤ **Poids des planchers :**

$$G_{\text{terrasse inaccessible}} = 6.53 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{étage courant}} = 5.51 \text{ KN/m}^2$$

• **7^{ème} à 9^{ème} étage**

-Plancher terrasse inaccessible : $G = 6.53 \times [(1.85 + 1.70) \times (1.45 + 1.525)] = 68.96 \text{ KN}$

- Plancher étage courant : $G = 5.51 \times 8.09 = 44.58 \text{ KN}$

• **RDC+ 6^{ème} étage**

- Plancher étage courant : $G = 5.51 \times 7.45 = 41.05 \text{ KN}$

➤ **Poids des murs intérieurs :**

$$G = G_{\text{mur}} \times S_{\text{mur}}$$

$$G_{\text{mur}} = 1.30 \text{ KN/m}^2$$

$$h_{\text{mur}} = (3.06 - 0.45) = 2.61 \text{ m} \text{ Pour étage habitation (poutre principale).}$$

$$h_{\text{mur}} = (3.06 - 0.4) = 2.66 \text{ m} \text{ Pour étage habitation (poutre secondaire).}$$

• **7^{ème} à 9^{ème} étage**

Pour les poutres principales :

$$G = 1.30 \times 2.61 \times 1.525 = 5.17 \text{ KN}$$

Pour les poutres secondaires :

$$G = 1.30 \times 2.66 \times 1.70 = 5.88 \text{ KN}$$

Donc :

$$G = 5.17 + 5.88 = 11.05 \text{ KN}$$

• **RDC à 6^{ème} étage**

Pour les poutres principales :

$$G = 1.30 \times 2.61 \times 1.425 = 4.84 \text{ KN}$$

Pour les poutres secondaires :

$$G = 1.30 \times 2.66 \times 1.70 = 5.88 \text{ KN}$$

Donc :

$$G = 4.84 + 5.88 = 10.72 \text{ KN}$$

➤ **Poids des escaliers :**

$$G_{\text{paillasse}} = 9.32 \text{ KN/m}^2$$

• **RDC à 9^{ème} étage**

$$G = 9.32 \times 2.30 = 21.44 \text{ KN}$$

➤ **Les surcharges d'exploitations :**

$$\text{Terrasse inaccessible : } Q = Q_0 = 1 \times [(1.85 + 1.70) \times (1.45 + 1.525)] = 10.56 \text{ KN}$$

$$\text{Étage 8 : } Q = Q_0 + Q_1 = 10.56 + (1.5 \times 8.09 + 2.5 \times 2.3) = 28.45 \text{ KN}$$

$$\text{Étage 7 : } Q = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 10.56 + 0.95(2 \times 17.89) = 44.55 \text{ KN}$$

$$\text{Étage 6 : } Q = Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 10.56 + 0.9(2 \times 17.89 + (1.5 \times 7.45 + 2.5 \times 2.3)) = 57.99 \text{ KN}$$

$$\text{Étage 5 : } Q = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 10.56 + 0.85(2 \times 17.89 + 2 \times 16.93) = 69.75 \text{ KN}$$

$$\text{Étage 4 : } Q = Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 10.56 + 0.8(2 \times 17.89 + 3 \times 16.93) = 79.82 \text{ KN}$$

Étage 3 : $Q = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 10.56 + 0.75(2 \times 17.89 + 4 \times 16.93) = 88.19 \text{ KN}$

Étage 2 : $Q = Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 10.56 + 0.71(2 \times 17.89 + 5 \times 16.93) = 96.07 \text{ KN}$

Étage 1 : $Q = Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 10.56 + 0.69(2 \times 17.89 + 6 \times 16.93) = 105.34 \text{ KN}$

RDC : $Q = Q_0 + 0.67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 10.56 + 0.67(2 \times 17.89 + 7 \times 16.93) = 113.93 \text{ KN}$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau P1 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.10 : Descente de charge du poteau P1.

Étages	Niveau	Éléments	Poids propres G (KN)	Surcharges Q (KN)
Terrasse inaccessible 9^{ème} étage	N1	Plancher terrasse	68.96	10.56
		Poutre principale (30×45)	10.04	
		Poutre secondaire (30×40)	10.65	
		Total	89.65	
	N2	Venant N1	89.65	
		Poteau (40×40)	12.24	
		Murs intérieurs	11.05	
		Total	112.94	
8^{ème} étage	N3	Venant N2	112.94	28.45
		Plancher étage	44.58	
		Poutre principale (30×45)	10.04	
		Poutre secondaire (30×40)	10.65	
		Total	178.21	
	N4	Venant N3	178.21	
		Poteau (40×40)	12.24	
		Escaliers	21.44	
		Murs intérieurs	11.05	
		Total	222.94	
	N5	Venant N4	222.94	44.55

7^{ème} étage		Plancher étage	44.58	Q₂= 44.55
		Poutre principale (30×45)	10.04	
		Poutre secondaire (30×40)	10.65	
		Total	288.21	
	N6	Venant N5	288.21	
		Poteau (40×40)	12.24	
		Escaliers	21.44	
		Murs intérieurs	11.05	
		Total	332.94	
6^{ème} étage	N7	Venant N6	332.94	57.99
		Plancher étage	41.05	
		Poutre principale (30×45)	9.70	
		Poutre secondaire (30×40)	10.35	
		Total	394.04	
	N8	Venant N7	394.04	
		Poteau (50×50)	19.13	
		Escaliers	21.44	
		Murs intérieurs	10.72	
		Total	445.33	
5^{ème} étage	N9	Venant N8	445.33	69.75
		Plancher étage	41.05	
		Poutre principale (30×45)	9.70	
		Poutre secondaire (30×40)	10.35	
		Total	506.43	
	N10	Venant N9	506.43	
		Poteau (50×50)	19.13	
		Escaliers	21.44	
		Murs intérieurs	10.72	
		Total	557.72	
4^{ème} étage	N11	Venant N10	557.72	79.82
		Plancher étage	41.05	
		Poutre principale (30×45)	9.70	

		Poutre secondaire (30×40)	10.35	
		Total	618.82	Q₅=79.82
	N12	Venant N11	618.82	
		Poteau (50×50)	19.13	
		Escaliers	21.44	
		Murs intérieurs	10.72	
3^{ème} étage	N13	Total	670.11	
		Venant N12	670.11	88.19
		Plancher étage	41.05	
		Poutre principale (30×45)	9.70	
		Poutre secondaire (30×40)	10.35	
	N14	Total	731.21	Q₆=88.19
		Venant N13	731.21	
		Poteau (50×50)	19.13	
		Escaliers	21.44	
		Murs intérieurs	10.72	
2^{ème} étage	N15	Total	782.50	
		Venant N14	782.50	96.07
		Plancher étage	41.05	
		Poutre principale (30×45)	9.70	
		Poutre secondaire (30×40)	10.35	
	N16	Total	843.60	Q₇=96.07
		Venant N15	843.60	
		Poteau (50×50)	19.13	
		Escaliers	21.44	
		Murs intérieurs	10.72	
1^{ère} étage	N17	Total	894.89	
		Venant N16	894.89	105.34
		Plancher étage	41.05	
		Poutre principale (30×45)	9.70	
		Poutre secondaire (30×40)	10.35	
		Total	955.99	Q₈=105.34

	N18	Venant N17	955.99	
		Poteau (50×50)	19.13	
		Escaliers	21.44	
		Murs intérieurs	10.72	
		Total	1007.28	
RDC	N19	Venant N18	1007.28	113.93
		Plancher étage	41.05	
		Poutre principale (30×45)	9.70	
		Poutre secondaire (30×40)	10.35	
		Total	1068.38	Q₉=113.93
	N20	Venant N19	1068.38	
		Poteau (50×50)	19.13	
		Escaliers	21.44	
		Murs intérieurs	10.72	
		Total	1119.67	
		ELU	1.35 G =1511.55	1.5 Q=170.90
		Effort normal à la base du poteau	N _u =1.35 G+1.5 Q N _u =1682.45 KN	

Selon le CBA93 (Article B.8.11) on doit majorer l'effort normal ultime de compression Nu de 10% tel que :

$$Nu^* = 1.1 \times 1682.45 = 1850.70 \text{ KN}$$

$$Nu^* = 1850.70 \text{ KN}$$

❖ **Vérification du poteau P1 :**

➤ **Vérification a la compression simple :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{Nu^*}{\overline{\sigma}_{bc}} = \frac{1850.70}{14.17 \times 10^3} = 0.131 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \geq 0.131 \text{ m}^2$$

Condition Vérifiée.

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau II.11 : Vérification à la compression simple du poteau P1 de tous les niveaux.

Niveau	Nu (KN)	Sections	$B \geq B_{\text{calculé}}$		Observation
			B (m ²)	B _{calculé} (m ²)	
RDC	1850.70	50×50	0.25	0.131	Vérifiée
1^{ère} étage	1517.84	50×50	0.25	0.107	Vérifiée
2^{ème} étage	1352.21	50×50	0.25	0.095	Vérifiée
3^{ème} étage	1148.16	50×50	0.25	0.081	Vérifiée
4^{ème} étage	1024.38	50×50	0.25	0.072	Vérifiée
5^{ème} étage	857.55	50×50	0.25	0.061	Vérifiée
6^{ème} étage	688.18	50×50	0.25	0.049	Vérifiée
7^{ème} étage	516.29	40×40	0.16	0.036	Vérifiée
8^{ème} étage	343.64	40×40	0.16	0.024	Vérifiée
9^{ème} étage	168.31	40×40	0.16	0.012	Vérifiée

➤ **Vérification au flambement :**

D'après le **(CBA 93)**, on doit faire la vérification suivant :

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

Avec:

B_r : Section réduite du poteau, $B_r = (a-0.02)(b-0.02)$ m².

N_u : Effort normal maximal à l'ELU ($N_u = 1.35G + 1.5Q$).

f_{c28} : Contrainte de compression du béton à 28 jours (ici on prend : $f_{c28} = 25$ MPa).

f_e : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend : $f_e = 400$ MPa).

A_s : section d'armature dans le poteau.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton ($\gamma_b = 1.5$).

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier ($\gamma_s = 1.15$).

α : coefficient fonction de l'élancement du poteau calculé par :

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

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ Tel que :

$l_f = 0.707 \times L_0$: Longueur de flambement.

$$L_0 = 3.06 \text{ m}$$

$$l_f = 0.707 \times 3.06 = 2.16 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} : \text{Moment d'inertie}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} : \text{Rayon de giration.}$$

$$A_s = 0.8\%$$

RPA 99 (Article 7.4.2.1)

Tableau II.12 : Vérification au flambement du poteau P1 de tous les niveaux.

Niveau	Nu (KN)	Sections	i (m)	λ	α	$B \geq B_{\text{calculé}}$		Observation
						$B_r(\text{m}^2)$	$B_{r \text{ cal}}(\text{m}^2)$	
RDC	1850.70	50×50	0.144	17.93	0.808	0.230	0.124	Vérifiée
1^{ère} étage	1517.84	50×50	0.144	15	0.820	0.230	0.1	Vérifiée
2^{ème} étage	1352.21	50×50	0.144	15	0.820	0.230	0.089	Vérifiée
3^{ème} étage	1148.16	50×50	0.144	15	0.820	0.230	0.076	Vérifiée
4^{ème} étage	1024.38	50×50	0.144	15	0.820	0.230	0.067	Vérifiée
5^{ème} étage	857.55	50×50	0.144	15	0.820	0.230	0.056	Vérifiée
6^{ème} étage	688.18	50×50	0.144	15	0.820	0.230	0.045	Vérifiée
7^{ème} étage	516.29	40×40	0.115	18.78	0.804	0.144	0.035	Vérifiée
8^{ème} étage	343.64	40×40	0.115	18.78	0.804	0.144	0.023	Vérifiée
9^{ème} étage	168.31	40×40	0.115	18.78	0.804	0.144	0.011	Vérifiée

II.4.2 Poteau P2 :

❖ **Calcul de la surface afférente :**

➤ **7^{ème} à 9^{ème} étage :**

$$S1 = 1.95 \times 2.475 = 4.83 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.2 \times 2.475 = 2.97 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.65 \times 1.525 = 2.52 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.95 \times 1.525 = 2.97 \text{ m}^2$$

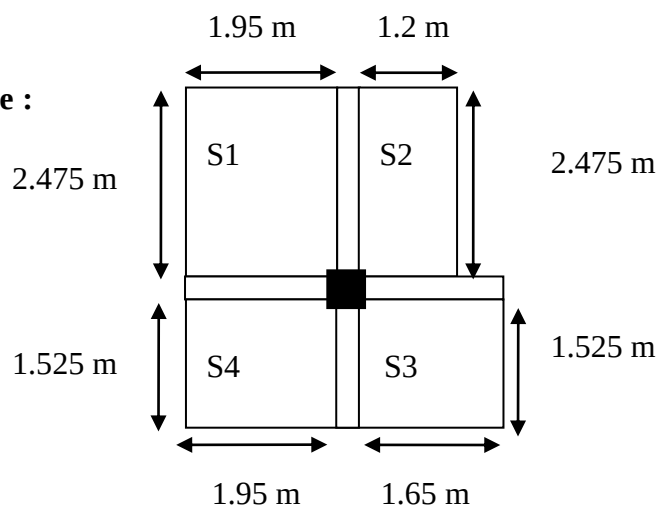


Figure II.22 : Surface afférent du poteau P2 (7^{ème} à 9^{ème} étage).

$$S = 4.83 + 2.97 + 2.52 + 2.97 = 13.29 \text{ m}^2$$

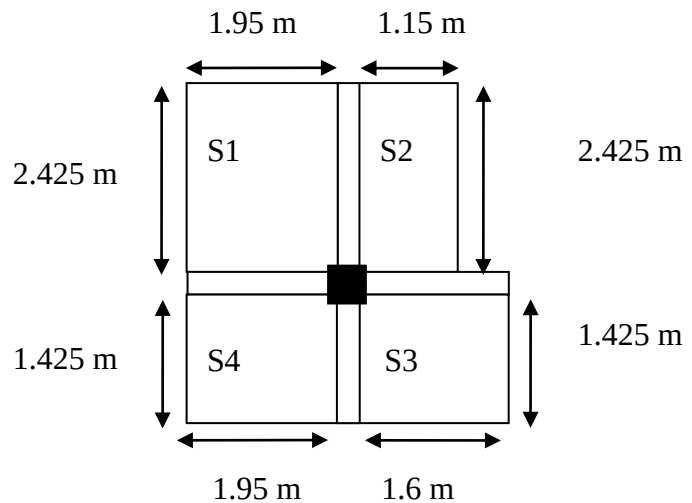
➤ 5^{ème} et 6^{ème} étage :

$$S1 = 1.95 \times 2.425 = 4.73 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.15 \times 2.425 = 2.79 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.6 \times 1.425 = 2.28 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.95 \times 1.425 = 2.78 \text{ m}^2$$

Figure II.23 : Surface afférent du poteau P2 (5^{ème} et 6^{ème} étage).

$$S = 4.73 + 2.79 + 2.28 + 2.78 = 12.58 \text{ m}^2$$

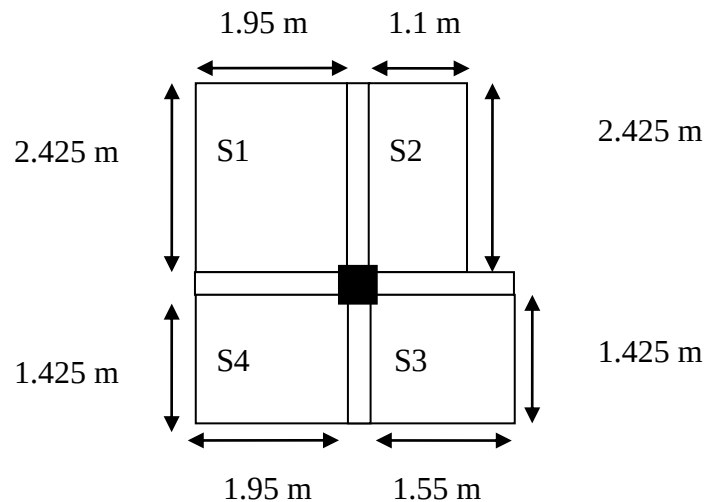
➤ RDC à 4^{ème} étage :

$$S1 = 1.95 \times 2.425 = 4.73 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.1 \times 2.425 = 2.67 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.55 \times 1.425 = 2.21 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.95 \times 1.425 = 2.78 \text{ m}^2$$

Figure II.24 : Surface afférent du poteau P2 (RDC à 4^{ème} étage).

$$S = 4.73 + 2.67 + 2.21 + 2.78 = 12.39 \text{ m}^2$$

❖ Calcul du poids propre des éléments:

➤ Poids des poteaux :

$$G = 25 \times S \times H$$

• 7^{ème} à 9^{ème} étage : poteau (40×40)

$$G = 25 \times (0.4 \times 0.4) \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$$

• 5^{ème} et 6^{ème} étage : poteau (50×50)

$$G = 25 \times (0.5 \times 0.5) \times 3.06 = 19.13 \text{ KN}$$

• RDC à 4^{ème} étage : poteau (60×50)

$$G = 25 \times (0.6 \times 0.5) \times 3.06 = 22.95 \text{ KN}$$

➤ Poids des poutres :

$$G = 25 \times b \times h \times L$$

- 7^{ème} à 9^{ème} étage

-Poutres principales (30×45) : $G = 25 \times 0.3 \times 0.45 \times (2.475 + 1.525) = 13.50 \text{ KN}$

-Poutres secondaires (30×40) : $G = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times (1.95 + 1.65) = 10.80 \text{ KN}$

- 5^{ème} et 6^{ème} étage

-Poutres principales (30×45) : $G = 25 \times 0.3 \times 0.45 \times (2.425 + 1.425) = 12.99 \text{ KN}$

-Poutres secondaires (30×40) : $G = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times (1.95 + 1.6) = 10.65 \text{ KN}$

- RDC à 4^{ème} étage

-Poutres principales (30×45) : $G = 25 \times 0.3 \times 0.45 \times (2.425 + 1.425) = 12.99 \text{ KN}$

-Poutres secondaires (30×40) : $G = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times (1.95 + 1.55) = 10.50 \text{ KN}$

➤ Poids des planchers :

$$G_{\text{terrasse inaccessible}} = 6.53 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{étage courant}} = 5.51 \text{ KN/m}^2$$

- 7^{ème} à 9^{ème} étage

-Plancher terrasse inaccessible : $G = 6.53 \times 13.29 = 86.78 \text{ KN}$

- Plancher étage courant : $G = 5.51 \times 13.29 = 73.23 \text{ KN}$

- 5^{ème} et 6^{ème} étage

- Plancher étage courant : $G = 5.51 \times 12.58 = 69.32 \text{ KN}$

- RDC à 4^{ème} étage

- Plancher étage courant : $G = 5.51 \times 12.39 = 68.27 \text{ KN}$

➤ Poids des murs intérieurs :

$$G = G_{\text{mur}} \times S_{\text{mur}}$$

$$G_{\text{mur}} = 1.30 \text{ KN/m}^2$$

$$h_{\text{mur}} = (3.06 - 0.45) = 2.61 \text{ m} \text{ Pour étage habitation (poutre principale).}$$

$$h_{\text{mur}} = (3.06 - 0.4) = 2.66 \text{ m} \text{ Pour étage habitation (poutre secondaire).}$$

- 7^{ème} à 9^{ème} étage

Pour les poutres principales :

$$G = 1.30 \times 2.61 \times (1.525 - 1.2) = 1.10 \text{ KN}$$

Pour les poutres secondaires :

$$G = 1.30 \times 2.66 \times 1.65 = 5.71 \text{ KN}$$

Donc :

$$G = 1.10 + 5.71 = 6.81 \text{ KN}$$

- 5^{ème} et 6^{ème} étage

Pour les poutres principales :

$$G = 1.30 \times 2.61 \times (1.425 - 1.2) = 0.76 \text{ KN}$$

Pour les poutres secondaires :

$$G = 1.30 \times 2.66 \times 1.60 = 5.53 \text{ KN}$$

Donc :

$$G = 0.76 + 5.53 = 6.29 \text{ KN}$$

- **RDC à 4^{ème} étage**

Pour les poutres principales :

$$G = 1.30 \times 2.61 \times (1.425 - 1.2) = 0.76 \text{ KN}$$

Pour les poutres secondaires :

$$G = 1.30 \times 2.66 \times 1.55 = 5.36 \text{ KN}$$

Donc :

$$G = 0.76 + 5.36 = 6.12 \text{ KN}$$

➤ **Les surcharges d'exploitations :**

Terrasse inaccessible : $Q = Q_0 = 1 \times 13.29 = 13.29 \text{ KN}$

Étage 8 : $Q = Q_0 + Q_1 = 13.29 + 1.5 \times 13.29 = 33.23 \text{ KN}$

Étage 7 : $Q = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 13.29 + 0.95(2 \times 19.94) = 51.18 \text{ KN}$

Étage6 : $Q = Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 7.80 + 0.9(2 \times 19.94 + 1.5 \times 12.58) = 66.17 \text{ KN}$

Étage5 : $Q = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 13.29 + 0.85(2 \times 19.94 + 2 \times 18.87) = 79.27 \text{ KN}$

Étage4 : $Q = Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 13.29 + 0.8(2 \times 19.94 + 2 \times 18.87 + 1.5 \times 12.39) = 90.25 \text{ KN}$

Étage 3 : $Q = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 13.29 + 0.75(2 \times 19.94 + 2 \times 18.87 + 2 \times 18.59) = 99.39 \text{ KN}$

Étage2 : $Q = Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 13.29 + 0.71(2 \times 19.94 + 2 \times 18.87 + 2 \times 18.59) = 108 \text{ KN}$

Étage1 : $Q = Q_0 + 0.69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 13.29 + 0.69(2 \times 19.94 + 2 \times 18.87 + 4 \times 18.59) = 118.16 \text{ KN}$

RDC : $Q = Q_0 + 0.67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 13.29 + 0.67(2 \times 19.94 + 3 \times 18.87 + 4 \times 18.59) = 127.76 \text{ KN}$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau P2 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.13 : Descente de charge du poteau P2.

Etages	Niveau	Eléments	Poids propres G (KN)	Surcharges Q (KN)
Terrasse inaccessible 9^{ème} étage	N1	Plancher terrasse	86.78	13.29
		Poutre principale (30×45)	13.50	
		Poutre secondaire (30×40)	10.80	
		Total	111.08	Q₀= 13.29
	N2	Venant N1	111.08	
		Poteau (40×40)	12.24	
		Murs intérieurs	6.81	
		Total	130.13	
8^{ème} étage	N3	Venant N2	130.13	33.23
		Plancher étage	73.23	
		Poutre principale (30×45)	13.50	
		Poutre secondaire (30×40)	10.80	
		Total	227.66	Q₁= 33.23
	N4	Venant N3	227.66	
		Poteau (40×40)	12.24	
		Murs intérieurs	6.81	
		Total	246.71	
7^{ème} étage	N5	Venant N4	246.71	51.18
		Plancher étage	73.23	
		Poutre principale (30×45)	13.50	
		Poutre secondaire (30×40)	10.80	
		Total	344.24	Q₂= 51.18
	N6	Venant N5	344.24	
		Poteau (40×40)	12.24	
		Murs intérieurs	6.81	
		Total	363.29	
6^{ème} étage	N7	Venant N6	363.29	66.17
		Plancher étage	69.32	
		Poutre principale (30×45)	12.99	

		Poutre secondaire (30×40)	10.65	
		Total	456.25	Q₃=66.17
	N8	Venant N7	456.25	
		Poteau (50×50)	19.13	
		Murs intérieurs	6.29	
5 ^{ème} étage		Total	481.67	
	N9	Venant N8	481.67	79.27
		Plancher étage	69.32	
		Poutre principale (30×45)	12.99	
		Poutre secondaire (30×40)	10.65	
	N10	Total	574.63	Q₄=79.27
		Venant N9	574.63	
		Poteau (50×50)	19.13	
		Murs intérieurs	6.29	
4 ^{ème} étage		Total	600.05	
	N11	Venant N10	600.05	90.25
		Plancher étage	68.27	
		Poutre principale (30×45)	12.99	
		Poutre secondaire (30×40)	10.50	
	N12	Total	691.81	Q₅=90.25
		Venant N11	691.81	
		Poteau (60×50)	22.95	
		Murs intérieurs	6.12	
3 ^{ème} étage		Total	720.88	
	N13	Venant N12	720.88	99.39
		Plancher étage	68.27	
		Poutre principale (30×45)	12.99	
		Poutre secondaire (30×40)	10.50	
	N14	Total	812.64	Q₆=99.39
		Venant N13	812.64	
		Poteau (60×50)	22.95	
		Murs intérieurs	6.12	

		Total	841.71	
2^{ème} étage	N15	Venant N14	841.71	108
		Plancher étage	68.27	
		Poutre principale (30×45)	12.99	
		Poutre secondaire (30×40)	10.50	
		Total	933.47	
	N16	Venant N15	933.47	
		Poteau (60×50)	22.95	
		Murs intérieurs	6.12	
Total		962.54		
1^{ère} étage	N17	Venant N16	962.54	118.16
		Plancher étage	68.27	
		Poutre principale (30×45)	12.99	
		Poutre secondaire (30×40)	10.50	
		Total	1054.30	
	N18	Venant N17	1054.30	
		Poteau (60×50)	22.95	
		Murs intérieurs	6.12	
Total		1083.37		
RDC	N19	Venant N18	1083.37	127.76
		Plancher étage	68.27	
		Poutre principale (30×45)	12.99	
		Poutre secondaire (30×40)	10.50	
		Total	1175.13	
	N20	Venant N19	1175.13	
		Poteau (60×50)	22.95	
		Murs intérieurs	6.12	
Total		1204.2		
		ELU	1.35 G =1625.67	1.5 Q=191.64
		Effort normal à la base du poteau	N _u =1.35 G+1.5 Q N _u =1817.31 KN	

Selon le CBA93 (Article B.8.11) on doit majorer l'effort normal ultime de compression N_u de 10% tel que :

$$N_u^* = 1.1 \times 1817.31 = 1999.04 \text{ KN}$$

$$N_u^* = 1999.04 \text{ KN}$$

❖ **Vérification du poteau P2 :**

➤ **Vérification a la compression simple :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N_u^*}{\overline{\sigma}_{bc}} = \frac{1999.04}{14.17 \times 10^3} = 0.141 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B = 0.6 \times 0.5 = 0.3 \geq 0.141 \text{ m}^2$$

Condition Vérifiée.

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau II.14 : Vérification à la compression simple du poteau P2 de tous les niveaux.

Niveau	Nu (KN)	Sections	B ≥ B _{calculé}		Observation
			B (m ²)	B _{calculé} (m ²)	
RDC	1999.04	60×50	0.30	0.141	Vérifiée
1^{ère} étage	1639.79	60×50	0.30	0.116	Vérifiée
2^{ème} étage	1461.43	60×50	0.30	0.10	Vérifiée
3^{ème} étage	1285.39	60×50	0.30	0.091	Vérifiée
4^{ème} étage	1108.56	60×50	0.30	0.078	Vérifiée
5^{ème} étage	928.97	50×50	0.25	0.066	Vérifiée
6^{ème} étage	749.51	50×50	0.25	0.053	Vérifiée
7^{ème} étage	567.21	40×40	0.16	0.040	Vérifiée
8^{ème} étage	382.90	40×40	0.16	0.027	Vérifiée
9^{ème} étage	195.61	40×40	0.16	0.014	Vérifiée

➤ **Vérification au flambement :**

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

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

Avec:

$$B_r: \text{Section réduite du poteau, } B_r = (b - 0.02)(h - 0.02)\text{m}^2$$

N_u : Effort normal maximal à l'ELU ($N_u=1.35G+1.5Q$).

f_{c28} : Contrainte de compression du béton à 28 jours (ici on prend : $f_{c28}=25\text{MPa}$).

F_e : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend : $F_e=400\text{MPa}$).

A_s : section d'armature dans le poteau.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton ($\gamma_b = 1.5$).

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier ($\gamma_s = 1.15$).

α : coefficient fonction de l'élanement du poteau calculé par :

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

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ Tel que :

$l_f = 0.707 \times L_0$: Longueur de flambement.

$L_0 = 3.06 \text{ m}$

$l_f = 0.707 \times 3.06 = 2.16 \text{ m}$

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

$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$: Rayon de giration.

$A_s = 0.8\%$ **RPA 99 (Article 7.4.2.1)**

Tableau II.15 : Vérification au flambement du poteau P2 de tous les niveaux.

Niveau	Nu (KN)	Section	i (m)	λ	α	$B \geq B_{\text{calculé}}$		Observation
						$B_r(\text{m}^2)$	$B_{r \text{ cal}}(\text{m}^2)$	
RDC	1999.04	60×50	0.144	17.93	0.808	0.278	0.133	Vérifiée
1^{ère} étage	1639.79	60×50	0.144	15	0.820	0.278	0.108	Vérifiée
2^{ème} étage	1461.43	60×50	0.144	15	0.820	0.278	0.096	Vérifiée
3^{ème} étage	1285.39	60×50	0.144	15	0.820	0.278	0.085	Vérifiée
4^{ème} étage	1108.56	60×50	0.144	15	0.820	0.278	0.073	Vérifiée
5^{ème} étage	928.97	50×50	0.144	15	0.820	0.230	0.061	Vérifiée
6^{ème} étage	749.51	50×50	0.144	15	0.820	0.230	0.049	Vérifiée
7^{ème} étage	567.21	40×40	0.115	18.78	0.804	0.144	0.038	Vérifiée
8^{ème} étage	382.90	40×40	0.115	18.78	0.804	0.144	0.026	Vérifiée
9^{ème} étage	195.61	40×40	0.115	18.78	0.804	0.144	0.013	Vérifiée

II.4.3 Poteau P3 :

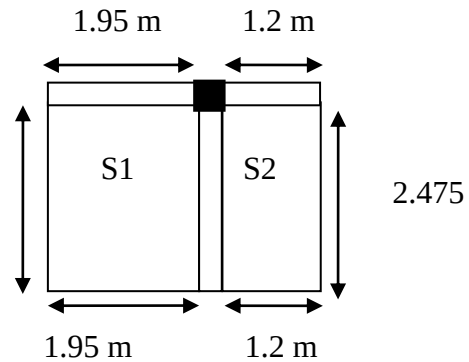
❖ Calcul de la surface afférente :

➤ 7^{ème} à 9^{ème} étage :

$$S1 = 1.95 \times 2.475 = 4.83 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.2 \times 2.475 = 2.97 \text{ m}^2$$

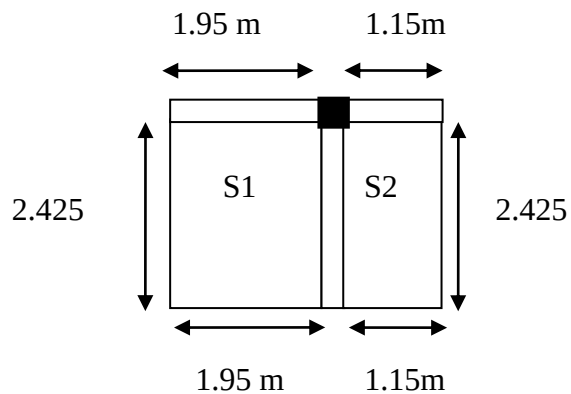
$$S = 4.83 + 2.97 = 7.80 \text{ m}^2$$

Figure II.25 : Surface afférente du poteau P3 (7^{ème} à 9^{ème} étage).➤ RDC+5^{ème} à 6^{ème} étage :

$$S1 = 1.95 \times 2.425 = 4.73 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.15 \times 2.425 = 2.79 \text{ m}^2$$

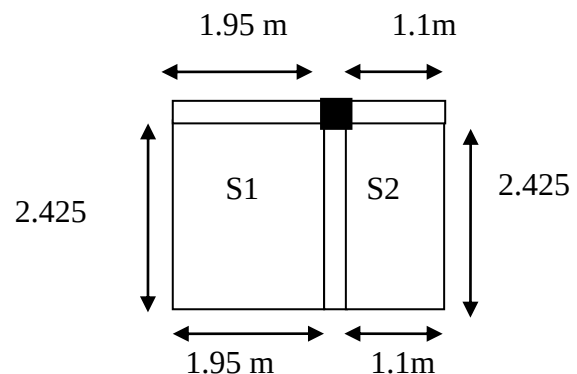
$$S = 4.73 + 2.79 = 7.52 \text{ m}^2$$

Figure II.26 : Surface afférente du poteau P3 (RDC+5^{ème} à 6^{ème} étage).➤ 1^{ère} à 4^{ème} étage :

$$S1 = 1.95 \times 2.425 = 4.73 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.1 \times 2.425 = 2.67 \text{ m}^2$$

$$S = 4.73 + 2.67 = 7.40 \text{ m}^2$$

Figure II.27 : Surface afférente du poteau P3 (1^{ère} à 4^{ème} étage).

❖ Calcul du poids propre des éléments:

➤ Poids des poteaux :

$$G = 25 \times S \times H$$

• 7^{ème} à 9^{ème} étage : poteau (40×40)

$$G = 25 \times (0.4 \times 0.4) \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$$

• 5^{ème} et 6^{ème} étage : poteau (50×50)

$$G = 25 \times (0.5 \times 0.5) \times 3.06 = 19.13 \text{ KN}$$

- **RDC à 4^{ème} étage : poteau (60×50)**

$$G = 25 \times (0.6 \times 0.5) \times 3.06 = 22.95 \text{ KN}$$

➤ **Poids des poutres :**

$$G = 25 \times b \times h \times L$$

- **7^{ème} à 9^{ème} étage**

-Poutres principales (30×45) : $G = 25 \times 0.3 \times 0.45 \times 2.475 = 8.35 \text{ KN}$

-Poutres secondaires (30×40) : $G = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times (1.95 + 1.2) = 9.45 \text{ KN}$

- **5^{ème} et 6^{ème} étage**

-Poutres principales (30×45) : $G = 25 \times 0.3 \times 0.45 \times 2.425 = 8.18 \text{ KN}$

-Poutres secondaires (30×40) : $G = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times (1.95 + 1.15) = 9.30 \text{ KN}$

- **RDC à 4^{ème} étage**

-Poutres principales (30×45) : $G = 25 \times 0.3 \times 0.45 \times 2.425 = 8.18 \text{ KN}$

-Poutres secondaires (30×40) : $G = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times (1.95 + 1.1) = 9.15 \text{ KN}$

➤ **Poids des planchers :**

$$G_{\text{terrasse inaccessible}} = 6.53 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{étage courant}} = 5.51 \text{ KN/m}^2$$

- **7^{ème} à 9^{ème} étage**

-Plancher terrasse inaccessible : $G = 6.53 \times 7.80 = 50.93 \text{ KN}$

- Plancher étage courant : $G = 5.51 \times 7.80 = 42.98 \text{ KN}$

- **5^{ème} et 6^{ème} étage**

- Plancher étage courant : $G = 5.51 \times 7.52 = 41.44 \text{ KN}$

- **RDC à 4^{ème} étage**

- Plancher étage courant : $G = 5.51 \times 7.40 = 40.77 \text{ KN}$

➤ **Poids des murs extérieurs :**

$$G = G_{\text{mur}} \times S_{\text{mur}}$$

$$G_{\text{mur}} = 2.76 \text{ KN/m}^2$$

$$h_{\text{mur}} = (3.06 - 0.4) = 2.66 \text{ m} \text{ Pour étage habitation (poutre secondaire).}$$

- **7^{ème} à 9^{ème} étage**

$$G = 2.76 \times 2.66 \times (1.95 + 1.2) = 23.13 \text{ KN}$$

- **5^{ème} et 6^{ème} étage**

$$G = 2.76 \times 2.66 \times (1.95 + 1.15) = 22.76 \text{ KN}$$

- **RDC à 4^{ème} étage**

$$G = 2.76 \times 2.66 \times (1.95 + 1.1) = 22.39 \text{ KN}$$

➤ **Poids d'acrotère :**

$$G_{\text{acrotère}} = 4.60 \text{ KN/ml}$$

$$G = 4.60 \times (1.95 + 0.4 + 1.2) = 16.33 \text{ KN}$$

❖ **Les surcharges d'exploitations :**

Terrasse inaccessible : $Q = Q_0 = 1 \times 7.80 = 7.80 \text{ KN}$

Étage 8 : $Q = Q_0 + Q_1 = 7.80 + 1.5 \times 7.80 = 19.5 \text{ KN}$

Étage 7 : $Q = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 7.80 + 0.95(2 \times 11.70) = 30.03 \text{ KN}$

Étage 6 : $Q = Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 7.80 + 0.9(2 \times 11.70 + 1.5 \times 7.52) = 39.01 \text{ KN}$

Étage 5 : $Q = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 7.80 + 0.85(2 \times 11.70 + 2 \times 11.28) = 46.87 \text{ KN}$

Étage 4 : $Q = Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 7.80 + 0.8(2 \times 11.70 + 2 \times 11.28 + 1.5 \times 7.40) = 53.45 \text{ KN}$

Étage 3 : $Q = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 7.80 + 0.75(2 \times 11.70 + 2 \times 11.28 + 2 \times 11.1) = 58.92 \text{ KN}$

Étage 2 : $Q = Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 7.80 + 0.71(2 \times 11.70 + 2 \times 11.28 + 3 \times 11.1) = 64.07 \text{ KN}$

Étage 1 : $Q = Q_0 + 0.69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 7.80 + 0.69(2 \times 11.70 + 2 \times 11.28 + 4 \times 11.1) = 70.15 \text{ KN}$

RDC : $Q = Q_0 + 0.67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 7.80 + 0.67(2 \times 11.70 + 3 \times 11.28 + 4 \times 11.1) = 75.90 \text{ KN}$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau P3 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.16 : Descente de charge du poteau P3.

Etages	Niveau	Eléments	Poids propres $G \text{ (KN)}$	Surcharges $Q \text{ (KN)}$
Terrasse inaccessible 9^{ème} étage	N1	Plancher terrasse	50.93	7.80
		Poutre principale (30×45)	8.35	
		Poutre secondaire (30×40)	9.45	
		Acrotère	6.33	
		Total	85.06	Q₀ = 7.80
	N2	Venant N1	85.06	

		Poteau (40×40)	12.24	
		Mur extérieur	23.13	
		Total	120.43	
8^{ème} étage	N3	Venant N2	120.43	19.50
		Plancher étage	42.98	
		Poutre principale (30×45)	8.35	
		Poutre secondaire (30×40)	9.45	
		Total	181.21	
	N4	Venant N3	181.21	
		Poteau (40×40)	12.24	
		Mur extérieur	23.13	
		Total	216.58	
7^{ème} étage	N5	Venant N4	216.58	30.03
		Plancher étage	42.98	
		Poutre principale (30×45)	8.35	
		Poutre secondaire (30×40)	9.45	
		Total	277.36	
	N6	Venant N5	277.36	
		Poteau (40×40)	12.24	
		Mur extérieur	23.13	
		Total	312.73	
6^{ème} étage	N7	Venant N6	312.73	
		Plancher étage	41.44	
		Poutre principale (30×45)	8.18	
		Poutre secondaire (30×40)	9.3	
		Total	371.65	
	N8	Venant N7	371.65	
		Poteau (50×50)	19.13	
		Mur extérieur	22.76	
		Total	413.54	
5^{ème} étage	N9	Venant N8	413.54	
		Plancher étage	41.44	

		Poutre principale (30×45)	8.18	Q₄=46.87
		Poutre secondaire (30×40)	9.3	
		Total	472.46	
	N10	Venant N9	472.46	
		Poteau (50×50)	19.13	
		Mur extérieur	22.76	
4^{ème} étage	N11	Total	514.35	
		Venant N10	514.35	
		Plancher étage	40.77	
		Poutre principale (30×45)	8.18	
	N12	Poutre secondaire (30×40)	9.15	
		Total	572.45	
		Venant N11	572.45	
		Poteau (60×50)	22.95	
3^{ème} étage	N13	Mur extérieur	22.39	Q₅=53.45
		Total	617.79	
	N14	Venant N12	617.79	
		Plancher étage	40.77	
		Poutre principale (30×45)	8.18	
		Poutre secondaire (30×40)	9.15	
2^{ème} étage	N15	Total	675.89	Q₆=58.92
		Venant N13	675.89	
		Poteau (60×50)	22.95	
		Mur extérieur	22.39	
	N16	Total	721.23	Q₇=64.07
		Venant N14	721.23	
		Plancher étage	40.77	
		Poutre principale (30×45)	8.18	
		Poutre secondaire (30×40)	9.15	
		Total	779.33	
		Venant N15	779.33	
		Poteau (60×50)	22.95	

		Mur extérieur	22.39	
		Total	824.67	
1^{ère} étage	N17	Venant N16	824.67	
		Plancher étage	40.77	
		Poutre principale (30×45)	8.18	
		Poutre secondaire (30×40)	9.15	
		Total	882.77	Q₈=70.15
	N18	Venant N17	882.77	
		Poteau (60×50)	22.95	
		Mur extérieur	22.39	
		Total	928.11	
RDC	N19	Venant N18	928.11	
		Plancher étage	40.77	
		Poutre principale (30×45)	8.18	
		Poutre secondaire (30×40)	9.15	
		Total	986.21	Q₉=75.90
	N20	Venant N19	986.21	
		Poteau (60×50)	22.95	
		Mur extérieur	22.39	
		Total	1031.55	
		ELU	1.35 G =1392.59	1.5 Q=113.85
		Effort normal à la base du poteau	N _u =1.35 G+1.5 Q N _u =1506.44 KN	

Selon le CBA93 (Article B.8.11) on doit majorer l'effort normal ultime de compression Nu de 10% tel que :

$$Nu^* = 1.1 \times 1506.44 = 1657.08 \text{ KN}$$

$$Nu^* = 1657.08 \text{ KN}$$

❖ **Vérification du poteau P3 :**

➤ **Vérification a la compression simple :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{Nu^*}{\overline{\sigma}_{bc}} = \frac{1657.08}{14.17 \times 10^3} = 0.117 \text{ m}^2$$

On a $B = 0.6 \times 0.5 = 0.3 \geq 0.117 \text{ m}^2$

Condition Vérifiée.

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau II.17 : Vérification à la compression simple du poteau P3 de tous les niveaux.

Niveau	Nu (KN)	Sections	$B \geq B_{calculé}$		Observation
			B (m ²)	$B_{calculé}$ (m ²)	
RDC	1657.08	60×50	0.30	0.117	Vérifiée
1 ^{ère} étage	1358.17	60×50	0.30	0.096	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1209.41	60×50	0.30	0.085	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1062.04	60×50	0.30	0.075	Vérifiée
4 ^{ème} étage	914.19	60×50	0.30	0.065	Vérifiée
5 ^{ème} étage	764.68	50×50	0.25	0.054	Vérifiée
6 ^{ème} étage	616.79	50×50	0.25	0.044	Vérifiée
7 ^{ème} étage	467.23	40×40	0.16	0.033	Vérifiée
8 ^{ème} étage	321.63	40×40	0.16	0.024	Vérifiée
9 ^{ème} étage	174.28	40×40	0.16	0.012	Vérifiée

➤ **Vérification au flambement :**

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

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

Avec:

B_r : Section réduite du poteau, $B_r = (a-0.02)(b-0.02) \text{ m}^2$.

N_u : Effort normal maximal à l'ELU ($N_u = 1.35G + 1.5Q$).

f_{c28} : Contrainte de compression du béton à 28 jours (ici on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

f_e : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend : $f_e = 400 \text{ MPa}$).

A_s : section d'armature dans le poteau.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton ($\gamma_b = 1.5$).

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier ($\gamma_s = 1.15$).

α : coefficient fonction de l'élancement du poteau calculé par :

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ Tel que :}$$

$l_f = 0.707 \times L_0$: Longueur de flambement.

$$L_0 = 3.06 \text{ m}$$

$$l_f = 0.707 \times 3.06 = 2.16 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} : \text{Moment d'inertie}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} : \text{Rayon de giration.}$$

$$A_s = 0.8\% \quad \text{RPA 99 (Article 7.4.2.1)}$$

Tableau II.18 : Vérification au flambement du poteau P3 de tous les niveaux.

Niveau	Nu (KN)	Section	i (m)	λ	α	$B \geq B_{\text{calculé}}$		Observat ion
						$B_r(\text{m}^2)$	$B_{r \text{ cal}}(\text{m}^2)$	
RDC	1657.08	60×50	0.144	17.93	0.808	0.278	0.111	Vérifiée
1^{ère} étage	1358.17	60×50	0.144	15	0.820	0.278	0.089	Vérifiée
2^{ème} étage	1209.41	60×50	0.144	15	0.820	0.278	0.080	Vérifiée
3^{ème} étage	1062.04	60×50	0.144	15	0.820	0.278	0.070	Vérifiée
4^{ème} étage	914.19	60×50	0.144	15	0.820	0.278	0.060	Vérifiée
5^{ème} étage	764.68	50×50	0.144	15	0.820	0.230	0.050	Vérifiée
6^{ème} étage	616.79	50×50	0.144	15	0.820	0.230	0.041	Vérifiée
7^{ème} étage	467.23	40×40	0.115	18.78	0.804	0.144	0.031	Vérifiée
8^{ème} étage	321.63	40×40	0.115	18.78	0.804	0.144	0.022	Vérifiée
9^{ème} étage	174.28	40×40	0.115	18.78	0.804	0.144	0.012	Vérifiée

Chapitre III :

Etude des

éléments secondaires

III.1 Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font pas partie ni du système de contreventement ni du système porteur. L'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique. Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Ils ont comme rôle d'assurer la sécurité et le confort des usagers.

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- ✓ Les planchers (corps creux).
- ✓ Balcon.
- ✓ Les escaliers.
- ✓ L'acrotère.
- ✓ L'ascenseur.

III.2 Etude des planchers :

Ce type de plancher est constitué de corps creux qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression. Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelles.
- Dalle de compression.

III.2.1 Calcul des poutrelles :

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

III.2.1.1 Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

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

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le premier critère.

Nos données :

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

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

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

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

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

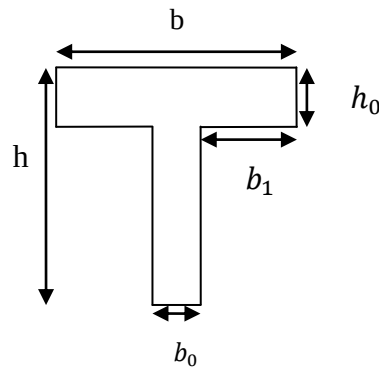


Figure III.1 : Schéma d'une poutrelle.

III.2.1.2 Méthode de calcul :

Les poutrelles sont calculées en section en T comme des poutres continues soumise à la flexion simple et au cisaillement sous la charge Q . Pour le ferrailage, il faut calculer les sollicitations internes

le moment et l'effort tranchant (M , V) par la méthode de RDM (méthode des 3 moments)

pour les éléments (poutre continue) on utilise :

- ✓ la méthode forfaitaire.
- ✓ la méthode de Caquot.

A. La méthode forfaitaire [1]

A.1 Domaine d'applications: BAEL 91(article B.6.2.2.1.0)

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharges modérées

lorsque les conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
- ✓ Le rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.
- ✓ Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- ✓ Fissuration peu nuisible.

On note :

- Si la première condition n'est pas vérifiée cela signifie que c'est un plancher à surcharge élevée, donc nous appliquons « la méthode de Caquot ».

- Si la première condition est vérifiée mais la seconde, la troisième ou la quatrième condition ne sont pas vérifiées, nous appliquons « la méthode de Caquot minorée ».

A.2 Application de la méthode : BAEL 91(E.1.2)

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie q .

Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec : α Coefficient traduit l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$.

❖ **Moment sur appuis :**➤ **Appuis de rive :**

Sur les appuis de rive les moments sont nuls, cependant on les ferraille (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(-0.15M_0)$.

➤ **Appuis intermédiaires :****-Poutres sur deux travées :**

Les moments sont de l'ordre de $(-0.6M_0)$

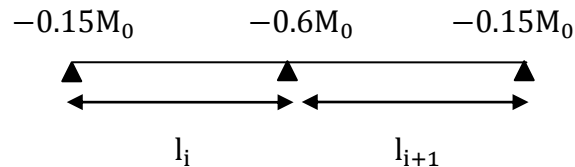


Figure III.2 : Moments sur une poutre à deux travées.

-Poutres à plus de deux travées :

Ces moments sont de l'ordre de :

$(-0.5M_0)$: Pour les appuis voisins de l'appui de rive

$(-0.4M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

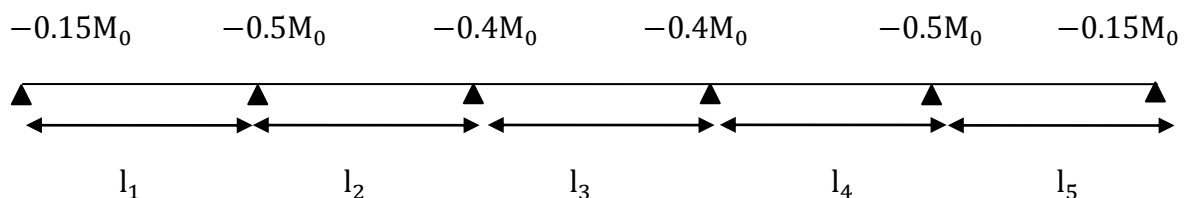


Figure III.3 : Moments sur une poutre à plus de deux travées.

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

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

❖ **Moment en Travées**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

➤ **À l'ELU :**

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max\{1 + 0.3M_0; 1.05M_0\}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

A.3 Evaluation des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive)

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

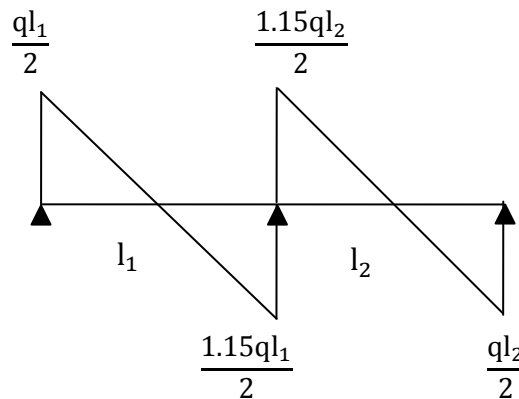


Figure III.4 : Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées.

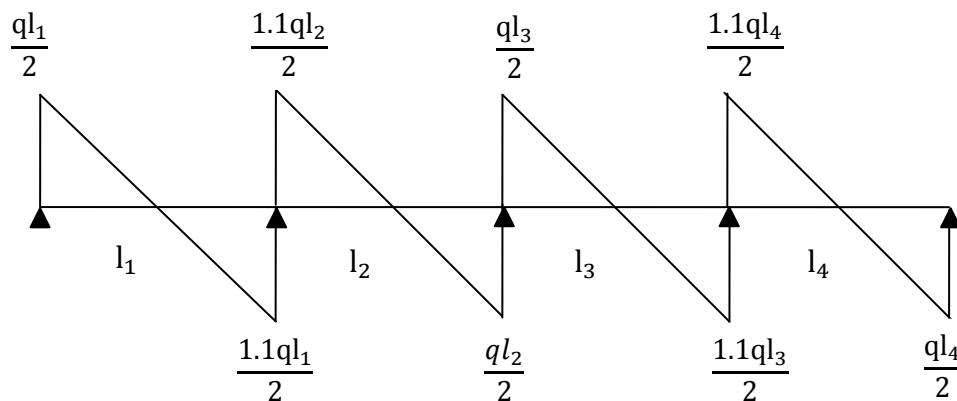


Figure III.5 : Diagramme des efforts tranchants d'une poutre plusieurs travées.

B. La méthode de Caquot [1] : BAEL 91 (Annexe E.2)

B.1 Domaine d'applications: BAEL 91(article B.6.2.2.20)

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher supporte des surcharges élevées ($Q \geq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot.

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.

- L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

B.2 Application de la méthode :

❖ Moment sur appuis : BAEL 91(article E.2.2.1)

Le moment aux appuis est donné par l'expression suivante (sous charge répartie):

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

Tel que :

$$\begin{cases} l_g' \text{ et } l_d' : \text{Longueur fictive.} \\ q_g \text{ et } q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.} \end{cases}$$

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

❖ Moment en travée : BAEL 91(article E.2.2.2)

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

Avec :

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

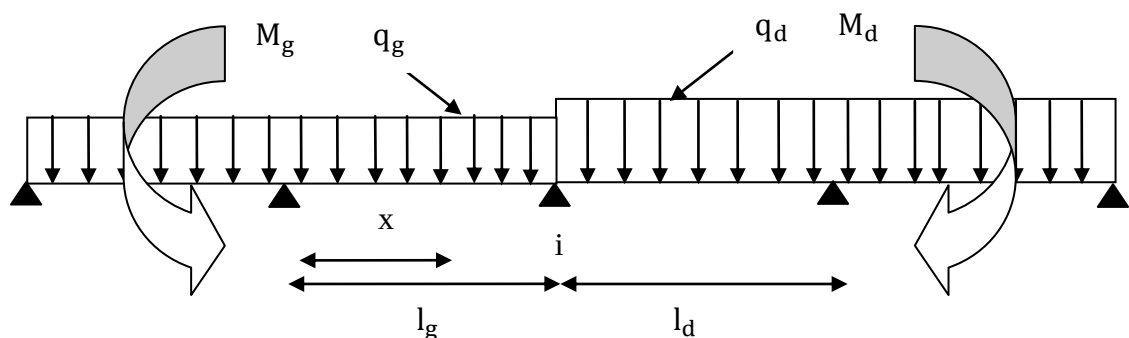


Figure III.6 : Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot.

$$\frac{dM_t(x)}{dx} = 0 \implies -q \times x + q \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

$$x = \frac{q \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}}{q} \implies x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{ql}$$

B.3 Effort tranchant : BAEL 91(Article E.2.2.3)

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{ql}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Avec :

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

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

l : Portée de la travée.

C. Méthode de Caquot minoré : [1]

Cette méthode consiste à calculer les moments au niveau des appuis avec la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G par une charge permanente minorée

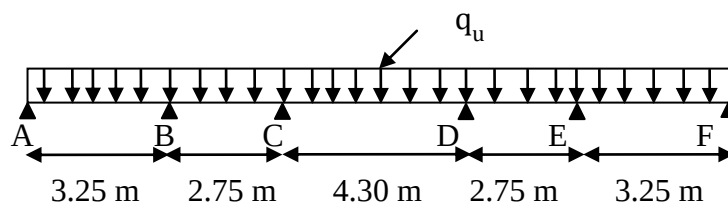
$$G' = \frac{2}{3} G.$$

Remarque : pour le calcul des moments max en travée, nous utilisons la charge permanente réelle G .

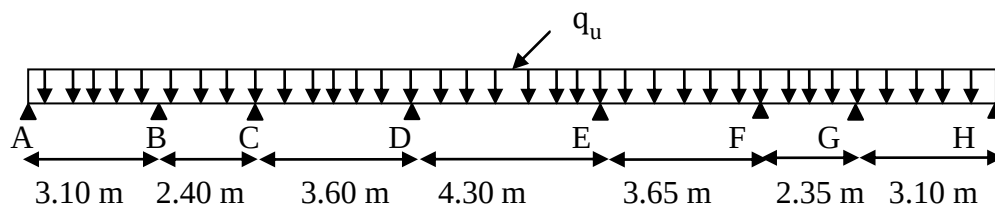
III.2.1.3 Les différents types des poutrelles :

Dans notre cas on distingue :

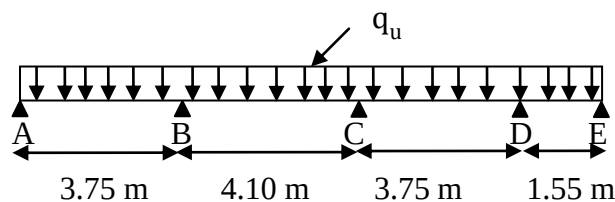
Type 1 : Terrasse inaccessible + 7^{ème} à 9^{ème} étages.



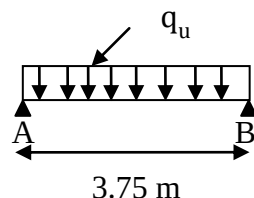
Type 2 : Terrasse inaccessible + 7^{ème} à 9^{ème} étages.



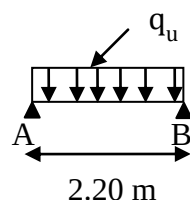
Type 3 : Terrasse inaccessible + 7^{ème} à 9^{ème} étages.



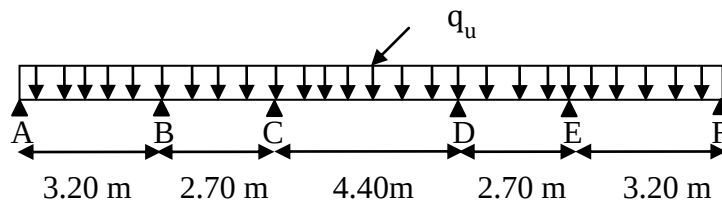
Type 4 : Terrasse inaccessible + 7^{ème} à 9^{ème} étages.



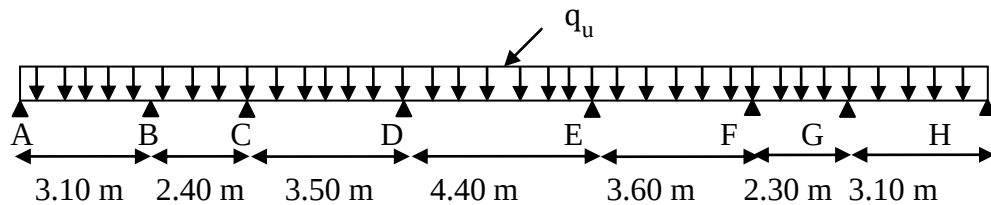
Type 5 : Terrasse inaccessible + 7^{ème} à 9^{ème} étages.



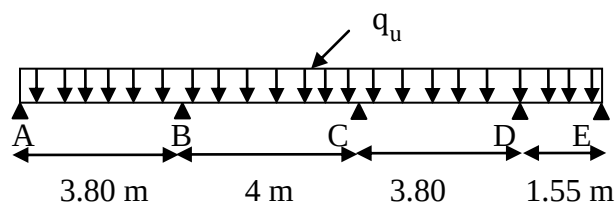
Type 6: RDC (Habitation+Commercial) + 5^{ème} à 6^{ème} étages.



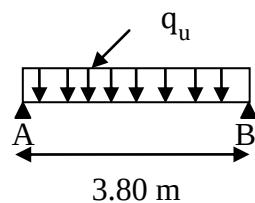
Type 7 : RDC (Habitation + Commercial) + 5^{ème} à 6^{ème} étages.



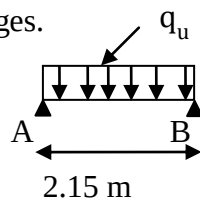
Type 8 : 1^{ère} à 6^{ème} étages.



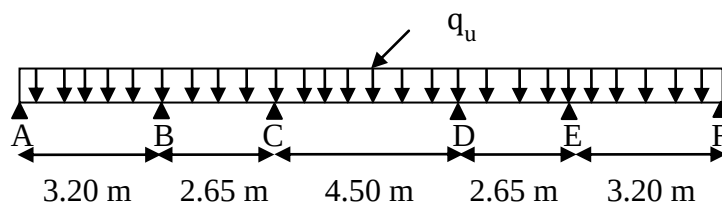
Type 9 : RDC(Habitation) à 6^{ème} étages.



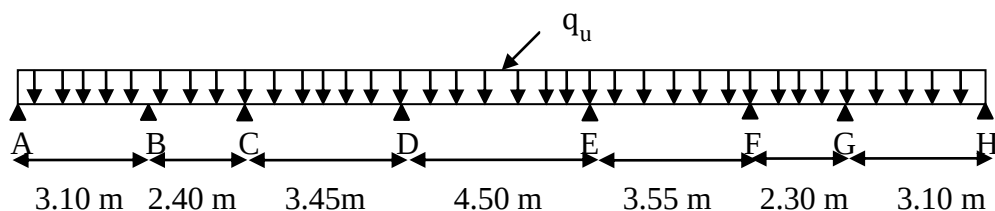
Type 10 : 1^{ère} à 6^{ème} étages.



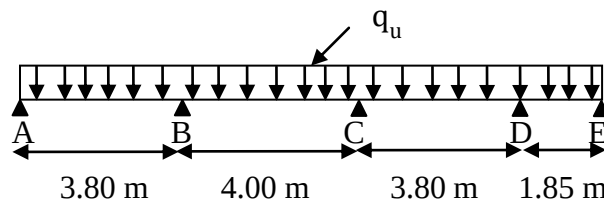
Type 11: 1^{ère} à 4^{ème} étages.



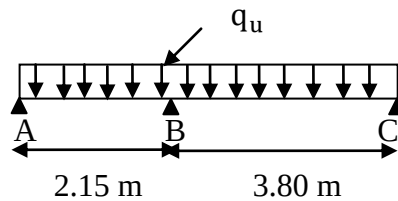
Type 12: 1^{ère} à 4^{ème} étages.



Type 13 : RDC (Habitation).



Type 14 : RDC (Habitation).



III.2.1.4 Calcul des charges revenant aux poutrelles :

❖ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 6.53 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35 G + 1.5 Q) b = (1.35 \times 6.53 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.71 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{ser}} = (G + Q) b = (6.53 + 1) \times 0.65 = 4.89 \text{ KN/ml}$$

❖ **Plancher étage courant :**

$$G = 5.51 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35 G + 1.5 Q) b = (1.35 \times 5.51 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.30 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G + Q) b = (5.51 + 1.5) \times 0.65 = 4.56 \text{ KN/ml}$$

❖ **Plancher commercial :**

$$G = 5.51 \text{ KN/m}^2 ; Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35 G + 1.5 Q) b = (1.35 \times 5.51 + 1.5 \times 5) \times 0.65 = 9.71 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G + Q) b = (5.51 + 5) \times 0.65 = 6.83 \text{ KN/ml}$$

III.2.1.5 Choix de la méthode de calcul des sollicitations :

Dans notre projet, nous disposons de deux natures de poutrelles :

✓ Poutrelles isostatiques : la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.

✓ Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

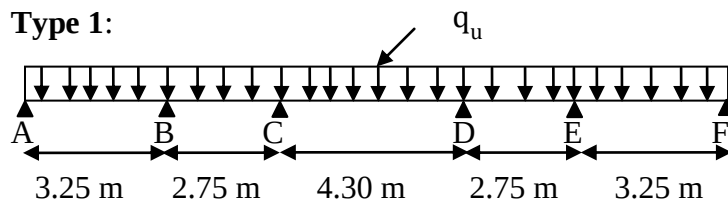
Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Vérification	Méthode adoptée
Types : 1,2,3,6,7,8,10,11,12,13,14.	$\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0.8 ; 1.25]$	Non vérifiées	Méthode de Caquot minorée
Types : 4, 5, 9,10.		Poutre isostatique	Méthode de la RDM

III.2.1.6 Les sollicitations dans les différents types des poutrelles :❖ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 6.53 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Type 1:**➤ **ELU :****- Calcul les moments aux appuis:**• **Appui de rive:**

$$G' = \frac{2}{3} G = \frac{2}{3} \times 6.53 = 4.35 \text{ KN/ml}$$

$$q'_u = (1.35 G' + 1.5 Q) b = (1.35 \times 4.35 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 4.79 \text{ KN/ml}$$

$$M_A = M_F = -0.15 M_0$$

$$M_0 = \max\{M_{AB} ; M_{EF}\}$$

$$M_{AB} = M_{EF} = \frac{q'_u L^2}{8} = \frac{4.79 \times 3.25^2}{8} = 6.32 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_F = -0.15 \times 6.32 = -0.95 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_F = -0.95 \text{ KN.m}$$

• **Appuis intermédiaires :****Appui B :**

$$M_B = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_d + l'_g)}$$

$$l'_g = l_g = 3.25 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8 l_d = 0.8 \times 2.75 = 2.2 \text{ m}$$

$$q'_g = q'_d = 4.79 \text{ KN/ml}$$

$$M_B = -\frac{4.79 \times 3.25^3 + 4.79 \times 2.2^3}{8.5(3.25 + 2.2)} = -4.65 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -4.65 \text{ KN.m}$$

Appui C :

$$M_C = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_d + l'_g)}$$

$$l'_g = 0.8l_g = 0.8 \times 2.75 = 2.2 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 0.8 \times 4.30 = 3.44 \text{ m}$$

$$q'_g = q'_d = 4.79 \text{ KN/ml}$$

$$M_C = -\frac{4.79 \times 2.2^3 + 4.79 \times 3.44^3}{8.5(2.2 + 3.44)} = -5.13 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -5.13 \text{ KN.m}$$

Appui D :

$$M_D = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_d + l'_g)}$$

$$l'_g = 0.8l_g = 0.8 \times 4.30 = 3.44 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 0.8 \times 2.75 = 2.2 \text{ m}$$

$$q'_g = q'_d = 4.79 \text{ KN/ml}$$

$$M_D = -\frac{4.79 \times 3.44^3 + 4.79 \times 2.2^3}{8.5(3.44 + 2.2)} = -5.13 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -5.13 \text{ KN.m}$$

Appui E :

$$M_E = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_d + l'_g)}$$

$$l'_g = 0.8l_g = 0.8 \times 2.75 = 2.2 \text{ m}$$

$$l'_d = l_d = 3.25 \text{ m}$$

$$q'_g = q'_d = 4.79 \text{ KN/ml}$$

$$M_E = -\frac{4.79 \times 2.2^3 + 4.79 \times 3.25^3}{8.5(2.2 + 3.25)} = -4.65 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -4.65 \text{ KN.m}$$

-Calcul les moments en travées:

$$q_u = (1.35 G + 1.5 Q)b = (1.35 \times 6.53 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.71 \text{ KN/ml}$$

$$x = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{ql}$$

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

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

Travée AB :

$$x = \frac{3.25}{2} - \frac{(-0 + 4.65)}{6.71 \times 3.25} = 1.41 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 6.71 \times \frac{1.41}{2} \times (3.25 - 1.41) = 8.70 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 8.70 - 0 \times \left(1 - \frac{1.41}{3.25}\right) - 4.65 \times \frac{1.41}{3.25} = 6.68 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.68 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{2.75}{2} - \frac{(-4.65+5.13)}{6.71 \times 2.75} = 1.35 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 6.71 \times \frac{1.35}{2} \times (2.75 - 1.35) = 6.34 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.34 - 4.65 \times \left(1 - \frac{1.35}{2.75}\right) - 5.13 \times \frac{1.35}{2.75} = 1.45 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 1.45 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$x = \frac{4.30}{2} - \frac{(-5.13+5.13)}{6.71 \times 4.30} = 2.15 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 6.71 \times \frac{2.15}{2} \times (4.30 - 2.15) = 15.51 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 15.51 - 5.13 \times \left(1 - \frac{2.15}{4.30}\right) - 5.13 \times \frac{2.15}{4.30} = 10.38 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 10.38 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$x = \frac{2.75}{2} - \frac{(-5.13+4.65)}{6.71 \times 2.75} = 1.40 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 6.71 \times \frac{1.40}{2} \times (2.75 - 1.40) = 6.34 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.34 - 5.13 \times \left(1 - \frac{1.40}{2.75}\right) - 4.65 \times \frac{1.40}{2.75} = 1.45 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 1.45 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$x = \frac{3.25}{2} - \frac{(-4.65+0)}{6.71 \times 3.25} = 1.84 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 6.71 \times \frac{1.84}{2} \times (3.25 - 1.84) = 8.70 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 8.70 - 4.65 \times \left(1 - \frac{1.84}{3.25}\right) - 0 \times \frac{1.84}{3.25} = 6.68 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.68 \text{ KN.m}$$

-Calcul les efforts tranchants:

$$V_i = \pm \frac{ql}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{6.71 \times 3.25}{2} - \frac{(-0+4.65)}{3.25} = 9.47 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.71 \times 3.25}{2} - \frac{(-0+4.65)}{3.25} = -12.33 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{6.71 \times 2.75}{2} - \frac{(-4.65 + 5.13)}{2.75} = 9.05 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.71 \times 2.75}{2} - \frac{(-4.65 + 5.13)}{2.75} = -9.40 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_C = \frac{6.71 \times 4.30}{2} - \frac{(-5.13 + 5.13)}{4.30} = 14.43 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{6.71 \times 4.30}{2} - \frac{(-5.13 + 5.13)}{4.30} = -14.43 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$V_D = \frac{6.71 \times 2.75}{2} - \frac{(-5.13 + 4.65)}{2.75} = 9.40 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{6.71 \times 2.75}{2} - \frac{(-5.13 + 4.65)}{2.75} = -9.05 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$V_E = \frac{6.71 \times 3.25}{2} - \frac{(-4.65 + 0)}{3.25} = 12.33 \text{ KN}$$

$$V_F = -\frac{6.71 \times 3.25}{2} - \frac{(-4.65 + 0)}{3.25} = -9.47 \text{ K}$$

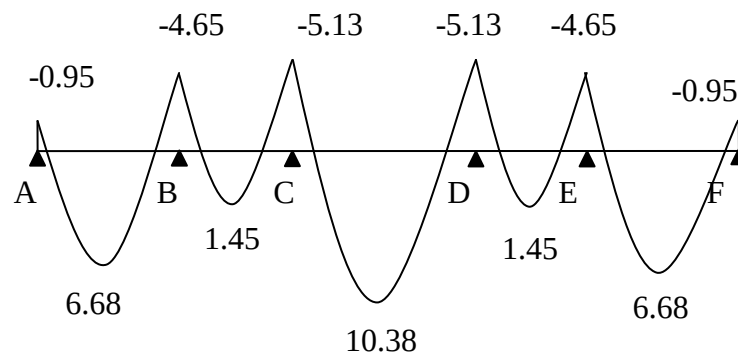
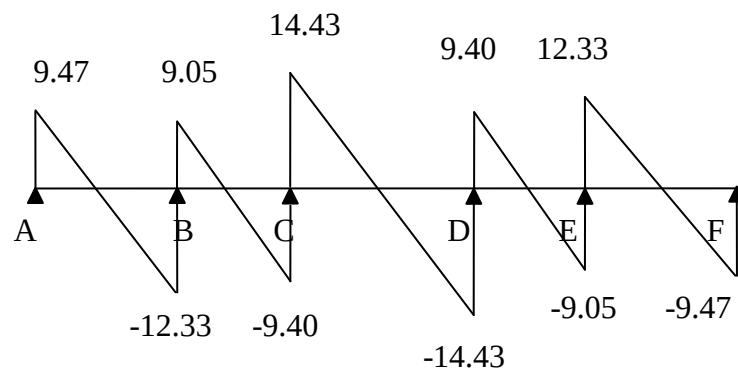
**Figure III.7 :** Diagramme des moments type 1.**Figure III.8:** Diagramme des efforts tranchants type 1.

Tableau III.2 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 1 (terrasse inaccessible)).

Travée	L (m)	L' (m)	q _u KN/m	q' _u KN/m	M _g KN.m	M _d KN.m	x ₀ (m)	M _{0x} KN.m	M _t KN.m	V _g KN	V _d KN
AB	3.25	3.25	6.71	4.79	-0.95	-4.65	1.41	8.70	6.68	9.47	-12.33
BC	2.75	2.20	6.71	4.79	-4.65	-5.13	1.35	6.34	1.45	9.05	-9.40
CD	4.30	3.44	6.71	4.79	-5.13	-5.13	2.15	15.51	10.38	14.43	-14.43
DE	2.75	2.20	6.71	4.79	-5.13	-4.65	1.40	6.34	1.45	9.40	-9.05
EF	3.25	3.25	6.71	4.79	-4.65	-0.95	1.84	8.70	6.68	12.33	-9.47

➤ **ELS :****- Calcul les moments aux appuis:**• **Appui de rive:**

$$G' = \frac{2}{3}G = \frac{2}{3} \times 6.53 = 4.35 \text{ KN/ml}$$

$$q'_s = (G' + Q)b = (4.35 + 1) \times 0.65 = 3.48 \text{ KN/ml}$$

$$M_A = M_F = -0.15M_0$$

$$M_0 = \max\{M_{AB}; M_{EF}\}$$

$$M_{AB} = M_{EF} = \frac{q'_s L^2}{8} = \frac{3.48 \times 3.25^2}{8} = 4.59 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_F = -0.15 \times 4.59 = -0.69 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_F = -0.69 \text{ KN.m}$$

• **Appuis intermédiaires :****Appui B :**

$$M_B = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_d + l'_g)}$$

$$l'_g = l_g = 3.25 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 0.8 \times 2.75 = 2.2 \text{ m}$$

$$q'_g = q'_d = 3.48 \text{ KN/ml}$$

$$M_B = -\frac{3.48 \times 3.25^3 + 3.48 \times 2.2^3}{8.5(3.25 + 2.2)} = -3.38 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -3.38 \text{ KN.m}$$

Appui C :

$$M_C = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_d + l'_g)}$$

$$l'_g = 0.8l_g = 0.8 \times 2.75 = 2.2 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 0.8 \times 4.30 = 3.44 \text{ m}$$

$$q'_g = q'_d = 3.48 \text{ KN/ml}$$

$$M_C = -\frac{3.48 \times 2.2^3 + 3.48 \times 3.44^3}{8.5(2.2+3.44)} = -3.73 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -3.73 \text{ KN.m}$$

Appui D :

$$M_D = -\frac{q'_g \times l_g'^3 + q'_d \times l_d'^3}{8.5(l_d' + l_g')}$$

$$l_g' = 0.8l_g = 0.8 \times 4.30 = 3.44 \text{ m}$$

$$l_d' = 0.8l_d = 0.8 \times 2.75 = 2.2 \text{ m}$$

$$q'_g = q'_d = 3.48 \text{ KN/ml}$$

$$M_D = -\frac{3.48 \times 3.44^3 + 3.48 \times 2.2^3}{8.5(3.44+2.2)} = -3.73 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -3.73 \text{ KN.m}$$

Appui E :

$$M_E = -\frac{q'_g \times l_g'^3 + q'_d \times l_d'^3}{8.5(l_d' + l_g')}$$

$$l_g' = 0.8l_g = 0.8 \times 2.75 = 2.2 \text{ m}$$

$$l_d' = l_d = 3.25 \text{ m}$$

$$q'_g = q'_d = 3.48 \text{ KN/ml}$$

$$M_E = -\frac{3.48 \times 2.2^3 + 3.48 \times 3.25^3}{8.5(2.2+3.25)} = -3.38 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -3.38 \text{ KN.m}$$

-Calcul des moments en travées:

$$q_s = (G + Q)b = (6.53 + 1) \times 0.65 = 4.89 \text{ KN/ml}$$

$$x = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{ql}$$

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

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

Travée AB :

$$x = \frac{3.25}{2} - \frac{(-0+3.38)}{4.89 \times 3.25} = 1.41 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 4.89 \times \frac{1.41}{2} \times (3.25 - 1.41) = 6.34 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.34 - 0 \times \left(1 - \frac{1.41}{3.25}\right) - 3.38 \times \frac{1.41}{3.25} = 4.87 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 4.87 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{2.75}{2} - \frac{(-3.38+3.73)}{4.89 \times 2.75} = 1.35 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 4.89 \times \frac{1.35}{2} \times (2.75 - 1.35) = 4.62 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 4.62 - 3.38 \times \left(1 - \frac{1.35}{2.75}\right) - 3.73 \times \frac{1.35}{2.75} = 1.07 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 1.07 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$x = \frac{4.30}{2} - \frac{(-3.73+3.73)}{4.89 \times 4.30} = 2.15 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 4.89 \times \frac{2.15}{2} \times (4.30 - 2.15) = 11.30 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 11.30 - 3.73 \times \left(1 - \frac{2.15}{4.30}\right) - 3.73 \times \frac{2.15}{4.30} = 7.57 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 7.57 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$x = \frac{2.75}{2} - \frac{(-3.73+3.38)}{4.89 \times 2.75} = 1.40 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 4.89 \times \frac{1.40}{2} \times (2.75 - 1.40) = 4.62 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 4.62 - 3.73 \times \left(1 - \frac{1.40}{2.75}\right) - 3.38 \times \frac{1.40}{2.75} = 1.07 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 1.07 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$x = \frac{3.25}{2} - \frac{(-3.38+0)}{4.89 \times 3.25} = 1.84 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 4.89 \times \frac{1.84}{2} \times (3.25 - 1.84) = 6.34 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.34 - 3.38 \times \left(1 - \frac{1.84}{3.25}\right) - 0 \times \frac{1.84}{3.25} = 4.87 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 4.87 \text{ KN.m}$$

-Calcul les efforts tranchants:

$$V_i = \pm \frac{ql}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{4.89 \times 3.25}{2} - \frac{(-0+3.38)}{3.25} = 6.91 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{4.89 \times 3.25}{2} - \frac{(-0+3.38)}{3.25} = -8.99 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{4.89 \times 2.75}{2} - \frac{(-3.38+3.73)}{2.75} = 6.60 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{4.89 \times 2.75}{2} - \frac{(-3.38+3.73)}{2.75} = -6.85 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_C = \frac{4.89 \times 4.30}{2} - \frac{(-3.73+3.73)}{4.30} = 10.51 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{4.89 \times 4.30}{2} - \frac{(-3.73+3.73)}{4.30} = -10.51 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$V_D = \frac{4.89 \times 2.75}{2} - \frac{(-3.73 + 3.38)}{2.75} = 6.85 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{4.89 \times 2.75}{2} - \frac{(-3.73 + 3.38)}{2.75} = -6.60 \text{ KN}$$

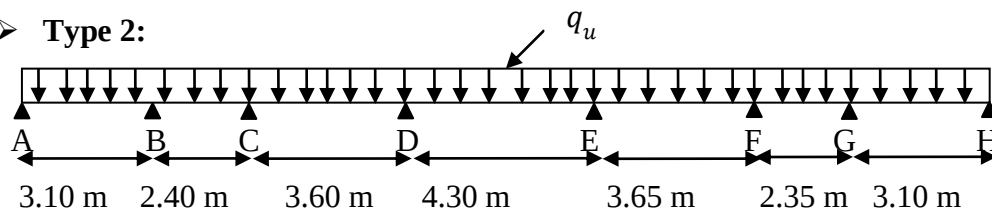
Travée EF :

$$V_E = \frac{4.89 \times 3.25}{2} - \frac{(-3.38 + 0.69)}{3.25} = 8.99 \text{ KN}$$

$$V_F = -\frac{4.89 \times 3.25}{2} - \frac{(-3.38 + 0.69)}{3.25} = -6.91 \text{ KN}$$

Tableau III.3 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 1 (terrasse inaccessible)).

Travée	L (m)	L' (m)	q _{ser} KN/m	q' _{ser} KN/m	M _g KN.m	M _d KN.m	x ₀ (m)	M _{0x} KN.m	M _t KN.m	V _g KN	V _d KN
AB	3.25	3.25	4.89	3.48	-0.69	-3.38	1.41	6.34	4.87	6.91	-8.99
BC	2.75	2.20	4.89	3.48	-3.38	-3.73	1.35	4.62	1.07	6.60	-6.85
CD	4.30	3.44	4.89	3.48	-3.73	-3.73	2.15	11.30	7.57	10.51	-10.51
DE	2.75	2.20	4.89	3.48	-3.73	-3.38	1.40	4.62	1.07	6.85	-6.60
EF	3.25	3.25	4.89	3.48	-3.38	-0.69	1.84	6.34	4.87	8.99	-6.91

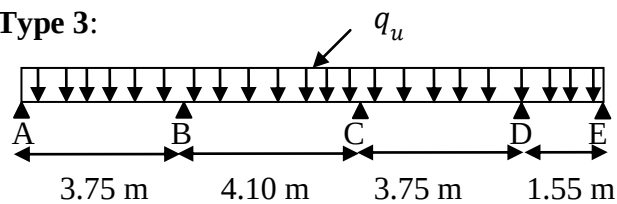
➤ **Type 2:****Tableau III.4 :** Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 2(terrasse inaccessible)).

Travée	L (m)	L' (m)	q _u KN/m	q' _u KN/m	M _g KN.m	M _d KN.m	x ₀ (m)	M _{0x} KN.m	M _t KN.m	V _g KN	V _d KN
AB	3.10	3.10	6.71	4.79	-0.86	-4.14	1.35	7.93	6.13	9.07	-11.74
BC	2.40	1.92	6.71	4.79	-4.14	-3.64	1.23	4.83	0.95	8.26	-7.84
CD	3.60	2.88	6.71	4.79	-3.64	-5.76	1.71	10.84	6.19	11.49	-12.67
DE	4.30	3.44	6.71	4.79	-5.76	-5.81	2.15	15.51	9.73	14.41	-14.44
EF	3.65	2.92	6.71	4.79	-5.81	-3.70	1.91	11.15	6.44	12.82	-11.67
FG	2.35	1.88	6.71	4.79	-3.70	-4.12	1.15	4.63	0.72	7.71	-8.06
GH	3.10	3.10	6.71	4.79	-4.12	-0.86	1.75	7.93	6.14	11.73	-9.07

Tableau III.5 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 2(terrasse inaccessible)).

Travée	L (m)	L' (m)	q_{ser} KN/m	q'_{ser} KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x_0 (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.10	3.10	4.89	3.48	-0.63	-3.01	1.35	5.78	4.47	6.61	-8.55
BC	2.40	1.92	4.89	3.48	-3.01	-2.64	1.23	3.52	0.70	6.02	-5.71
CD	3.60	2.88	4.89	3.48	-2.64	-4.18	1.71	7.90	4.53	8.37	-9.23
DE	4.30	3.44	4.89	3.48	-4.18	-4.22	2.15	11.30	7.10	10.50	-10.52
EF	3.65	2.92	4.89	3.48	-4.22	-2.69	1.91	8.13	4.71	9.34	-8.51
FG	2.35	1.88	4.89	3.48	-2.69	-3.00	1.15	3.37	0.53	5.61	-5.88
GH	3.10	3.10	6.71	4.89	-3.00	-0.63	1.75	5.78	4.47	8.55	-6.61

➤ Type 3:

**Tableau III.6 :** Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 3(terrasse inaccessible)).

Travée	L (m)	L' (m)	q_u KN/m	q'_u KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x_0 (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.75	3.75	6.71	4.79	-1.26	-7.06	1.59	11.52	8.53	10.70	-14.46
BC	4.10	3.28	6.71	4.79	-7.06	-5.59	2.10	14.09	7.78	14.11	-13.40
CD	3.75	3.00	6.71	4.79	-5.59	-3.81	1.95	11.78	7.12	13.06	-12.11
DE	1.55	1.55	6.71	4.79	-3.81	-1.26	1.14	1.57	0.56	7.66	-2.74

Tableau III.7 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 3(terrasse inaccessible)).

Travée	L (m)	L' (m)	q_{ser} KN/m	q'_{ser} KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x_0 (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.75	3.75	4.89	3.48	-0.92	-5.13	1.60	8.41	6.22	7.80	-10.54
BC	4.10	3.28	4.89	3.48	-5.13	-4.06	2.10	10.27	5.69	10.29	-9.76
CD	3.75	3.00	4.89	3.48	-4.06	-2.76	1.95	8.58	5.20	9.52	-8.82
DE	1.55	1.55	4.89	3.48	-2.76	-0.92	1.14	1.14	0.41	5.57	-2.01

➤ Type 4:

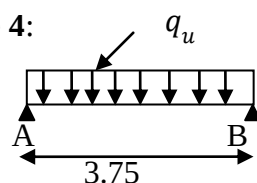
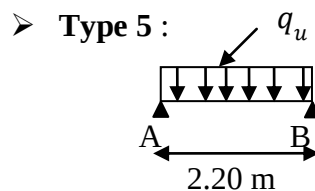


Tableau III.8 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 4(terrasse inaccessible)).

Travée	L (m)	q_u KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	M_0 KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.75	6.71	-1.77	-1.77	11.79	11.79	12.58	-12.58

Tableau III.9 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 4(terrasse inaccessible)).

Travée	L (m)	q_u KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	M_0 KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.75	4.89	-1.29	-1.29	8.60	8.60	9.17	-9.17

**Tableau III.10 :** Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 5(terrasse inaccessible)).

Travée	L (m)	q_u KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	M_0 KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	2.20	6.71	-0.61	-0.61	4.06	4.06	7.38	-7.38

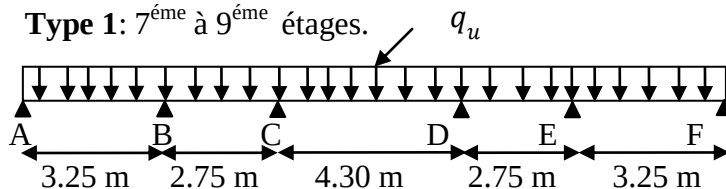
Tableau III.11 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 5(terrasse inaccessible)).

Travée	L (m)	q_u KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	M_0 KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	2.20	4.89	-0.44	-0.44	2.96	2.96	5.38	-5.38

❖ Plancher étage courant:

$$G = 5.51 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Type 1:** 7^{ème} à 9^{ème} étages.



➤ **ELU :**

- **Calcul les moments aux appuis:**

- **Appui de rive:**

$$G' = \frac{2}{3} G = \frac{2}{3} \times 5.51 = 3.67 \text{ KN/ml}$$

$$G' = 3.67 \text{ KN/ml}$$

$$q'_u = (1.35 G' + 1.5 Q) b = (1.35 \times 3.67 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 4.68 \text{ KN/ml}$$

$$M_A = M_F = -0.15M_0$$

$$M_0 = \max\{M_{AB}; M_{EF}\}$$

$$M_{AB} = M_{EF} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{4.68 \times 3.25^2}{8} = 6.18 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_F = -0.15 \times 6.18 = -0.93 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_F = -0.93 \text{ KN.m}$$

• **Appuis intermédiaires :**

Appui B :

$$M_B = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_d + l'_g)}$$

$$l'_g = l_g = 3.25 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 0.8 \times 2.75 = 2.2 \text{ m}$$

$$q'_g = q'_d = 4.68 \text{ KN/ml}$$

$$M_B = -\frac{4.68 \times 3.25^3 + 4.68 \times 2.2^3}{8.5(3.25 + 2.2)} = -4.54 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -4.54 \text{ KN.m}$$

Appui C :

$$M_C = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_d + l'_g)}$$

$$l'_g = 0.8l_g = 0.8 \times 2.75 = 2.2 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 0.8 \times 4.30 = 3.44 \text{ m}$$

$$q'_g = q'_d = 4.68 \text{ KN/ml}$$

$$M_C = -\frac{4.68 \times 2.2^3 + 4.68 \times 3.44^3}{8.5(2.2 + 3.44)} = -5.01 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -5.01 \text{ KN.m}$$

Appui D :

$$M_D = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_d + l'_g)}$$

$$l'_g = 0.8l_g = 0.8 \times 4.30 = 3.44 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 0.8 \times 2.75 = 2.2 \text{ m}$$

$$q'_g = q'_d = 4.68 \text{ KN/ml}$$

$$M_D = -\frac{4.68 \times 3.44^3 + 4.68 \times 2.2^3}{8.5(3.44 + 2.2)} = -5.01 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -5.01 \text{ KN.m}$$

Appui E :

$$M_E = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_d + l'_g)}$$

$$l'_g = 0.8l_g = 0.8 \times 2.75 = 2.2 \text{ m}$$

$$l'_d = l_d = 3.25 \text{ m}$$

$$q'_g = q'_d = 4.68 \text{ KN/ml}$$

$$M_E = -\frac{4.68 \times 2.2^3 + 4.68 \times 3.25^3}{8.5(2.2+3.25)} = -4.54 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -4.54 \text{ KN.m}$$

-Calcul les moments en travées:

$$q_u = (1.35 G + 1.5 Q)b = (1.35 \times 5.51 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.30 \text{ KN/ml}$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q_l}$$

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

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

Travée AB :

$$x = \frac{3.25}{2} - \frac{(-0+4.54)}{6.30 \times 3.25} = 1.40 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 6.30 \times \frac{1.40}{2} \times (3.25 - 1.40) = 8.16 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 8.16 - 0 \times \left(1 - \frac{1.40}{3.25}\right) - 4.54 \times \frac{1.40}{3.25} = 6.20 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.20 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{2.75}{2} - \frac{(-4.54+5.01)}{6.30 \times 2.75} = 1.35 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 6.30 \times \frac{1.35}{2} \times (2.75 - 1.35) = 5.95 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5.95 - 4.54 \times \left(1 - \frac{1.35}{2.75}\right) - 5.01 \times \frac{1.35}{2.75} = 1.18 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 1.18 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$x = \frac{4.30}{2} - \frac{(-5.01+5.01)}{6.30 \times 4.30} = 2.15 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 6.30 \times \frac{2.15}{2} \times (4.30 - 2.15) = 14.56 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 14.56 - 5.01 \times \left(1 - \frac{2.15}{4.30}\right) - 5.01 \times \frac{2.15}{4.30} = 9.55 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 9.55 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$x = \frac{2.75}{2} - \frac{(-5.01+4.54)}{6.30 \times 2.75} = 1.40 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 6.30 \times \frac{1.40}{2} \times (2.75 - 1.40) = 5.95 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5.95 - 5.01 \times \left(1 - \frac{1.40}{2.75}\right) - 4.54 \times \frac{1.40}{2.75} = 1.18 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 1.18 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$x = \frac{3.25}{2} - \frac{(-4.54+0)}{6.30 \times 3.25} = 1.85 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 6.30 \times \frac{1.85}{2} \times (3.25 - 1.85) = 8.16 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 8.16 - 4.54 \times \left(1 - \frac{1.85}{3.25}\right) - 0 \times \frac{1.85}{3.25} = 6.20 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.20 \text{ KN.m}$$

-Calcul des efforts tranchants:

$$V_i = \pm \frac{ql}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{6.30 \times 3.25}{2} - \frac{(-0+4.54)}{3.25} = 8.84 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.30 \times 3.25}{2} - \frac{(-0+4.54)}{3.25} = -11.63 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{6.30 \times 2.75}{2} - \frac{(-4.54+5.01)}{2.75} = 8.49 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.30 \times 2.75}{2} - \frac{(-4.54+5.01)}{2.75} = -8.83 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_C = \frac{6.30 \times 4.30}{2} - \frac{(-5.01+5.01)}{4.30} = 13.55 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{6.30 \times 4.30}{2} - \frac{(-5.01+5.01)}{4.30} = -13.55 \text{ KN}$$

Travée DE :

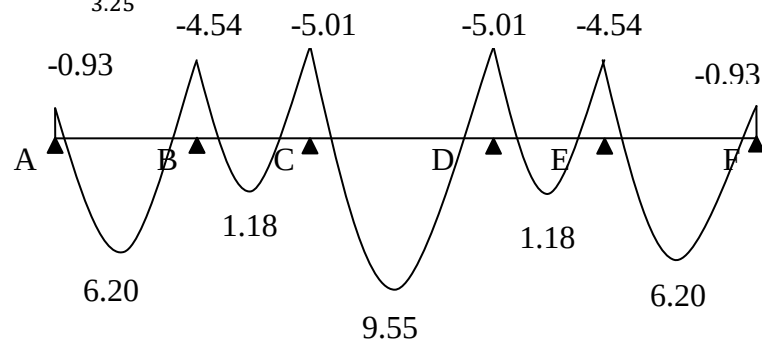
$$V_D = \frac{6.30 \times 2.75}{2} - \frac{(-5.01+4.54)}{2.75} = 8.83 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{6.30 \times 2.75}{2} - \frac{(-5.01+4.54)}{2.75} = -8.49 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$V_E = \frac{6.30 \times 3.25}{2} - \frac{(-4.54+0)}{3.25} = 11.63 \text{ KN}$$

$$V_F = -\frac{6.30 \times 3.25}{2} - \frac{(-4.54+0)}{3.25} = -8.84 \text{ KN}$$

**Figure III.9 :** Diagramme des moments type 1.

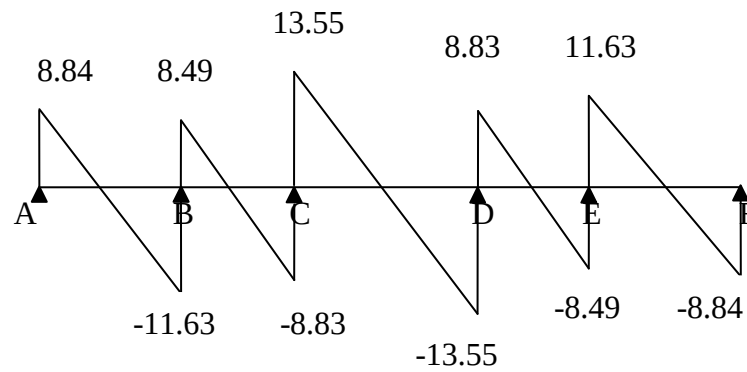


Figure III.10: Diagramme des efforts tranchants type 1.

Tableau III.12 : Sollicitation à l'ELU (poutrelle type 1 (étage courant)).

Travée	L (m)	L' (m)	q _u KN/m	q' _u KN/m	M _g KN.m	M _d KN.m	x ₀ (m)	M _{0x} KN.m	M _t KN.m	V _g KN	V _d KN
AB	3.25	3.25	6.30	4.68	-0.93	-4.54	1.40	8.16	6.20	8.84	-11.63
BC	2.75	2.20	6.30	4.68	-4.54	-5.01	1.35	5.95	1.18	8.49	-8.83
CD	4.30	3.44	6.30	4.68	-5.01	-5.01	2.15	14.56	9.55	13.55	-13.55
DE	2.75	2.20	6.30	4.68	-5.01	-4.54	1.40	5.95	1.18	8.83	-8.49
EF	3.25	3.25	6.30	4.68	-4.54	-0.93	1.85	8.16	6.20	11.63	-8.84

➤ ELS :

- Calcul les moments aux appuis:

• Appui de rive:

$$G' = \frac{2}{3}G = \frac{2}{3} \times 5.51 = 3.67 \text{ KN/ml}$$

$$G' = 3.67 \text{ KN/ml}$$

$$q'_s = (G' + Q)b = (3.67 + 1.5) \times 0.65 = 3.36 \text{ KN/ml}$$

$$M_A = M_F = -0.15M_0$$

$$M_0 = \max\{M_{AB}; M_{EF}\}$$

$$M_{AB} = M_{EF} = \frac{q'_s L^2}{8} = \frac{3.36 \times 3.25^2}{8} = 4.44 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_F = -0.15 \times 4.44 = -0.67 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_F = -0.67 \text{ KN.m}$$

• Appuis intermédiaires :

Appui B :

$$M_B = -\frac{q'_g \times l_g'^3 + q'_d \times l_d'^3}{8.5(l_d' + l_g')}$$

$$l_g' = l_g = 3.25 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 0.8 \times 2.75 = 2.2 \text{ m}$$

$$q'_g = q'_d = 3.36 \text{ KN/ml}$$

$$M_B = -\frac{3.36 \times 3.25^3 + 3.36 \times 2.2^3}{8.5(3.25 + 2.2)} = -3.26 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -3.26 \text{ KN.m}$$

Appui C :

$$M_C = -\frac{q'_g \times l_g'^3 + q'_d \times l_d'^3}{8.5(l_d' + l_g')}$$

$$l'_g = 0.8l_g = 0.8 \times 2.75 = 2.2 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 0.8 \times 4.30 = 3.44 \text{ m}$$

$$q'_g = q'_d = 3.36 \text{ KN/ml}$$

$$M_C = -\frac{3.36 \times 2.2^3 + 3.36 \times 3.44^3}{8.5(2.2 + 3.44)} = -3.60 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -3.60 \text{ KN.m}$$

Appui D :

$$M_D = -\frac{q'_g \times l_g'^3 + q'_d \times l_d'^3}{8.5(l_d' + l_g')}$$

$$l'_g = 0.8l_g = 0.8 \times 4.30 = 3.44 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 0.8 \times 2.75 = 2.2 \text{ m}$$

$$q'_g = q'_d = 3.36 \text{ KN/ml}$$

$$M_D = -\frac{3.36 \times 3.44^3 + 3.36 \times 2.2^3}{8.5(3.44 + 2.2)} = -3.60 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -3.60 \text{ KN.m}$$

Appui E :

$$M_E = -\frac{q'_g \times l_g'^3 + q'_d \times l_d'^3}{8.5(l_d' + l_g')}$$

$$l'_g = 0.8l_g = 0.8 \times 2.75 = 2.2 \text{ m}$$

$$l'_d = l_d = 3.25 \text{ m}$$

$$q'_g = q'_d = 3.36 \text{ KN/ml}$$

$$M_E = -\frac{3.36 \times 2.2^3 + 3.36 \times 3.25^3}{8.5(2.2 + 3.25)} = -3.26 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -3.26 \text{ KN.m}$$

-Calcul les moments en travées:

$$q_s = (G + Q)b = (5.51 + 1.5) \times 0.65 = 4.56 \text{ KN/ml}$$

$$x = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{ql}$$

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

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

Travée AB :

$$x = \frac{3.25}{2} - \frac{(-0+3.26)}{4.56 \times 3.25} = 1.41 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 4.56 \times \frac{1.41}{2} \times (3.25 - 1.41) = 5.92 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5.92 - 0 \times \left(1 - \frac{1.41}{3.25}\right) - 3.26 \times \frac{1.41}{3.25} = 4.51 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 4.51 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{2.75}{2} - \frac{(-3.26+3.60)}{4.56 \times 2.75} = 1.35 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 4.56 \times \frac{1.35}{2} \times (2.75 - 1.35) = 4.31 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 4.31 - 3.26 \times \left(1 - \frac{1.35}{2.75}\right) - 3.60 \times \frac{1.35}{2.75} = 0.88 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.88 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$x = \frac{4.30}{2} - \frac{(-3.60+3.60)}{4.56 \times 4.30} = 2.15 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 4.56 \times \frac{2.15}{2} \times (4.30 - 2.15) = 10.54 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 10.54 - 3.60 \times \left(1 - \frac{2.15}{4.30}\right) - 3.60 \times \frac{2.15}{4.30} = 6.94 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.94 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$x = \frac{2.75}{2} - \frac{(-3.60+3.26)}{4.56 \times 2.75} = 1.40 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 4.56 \times \frac{1.40}{2} \times (2.75 - 1.40) = 4.31 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 4.31 - 3.60 \times \left(1 - \frac{1.40}{2.75}\right) - 3.26 \times \frac{1.40}{2.75} = 0.88 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.88 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$x = \frac{3.25}{2} - \frac{(-3.26+0)}{4.56 \times 3.25} = 1.84 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 4.56 \times \frac{1.84}{2} \times (3.25 - 1.84) = 5.92 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5.92 - 3.26 \times \left(1 - \frac{1.84}{3.25}\right) - 0 \times \frac{1.84}{3.25} = 4.51 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 4.51 \text{ KN.m}$$

-Calcul les efforts tranchants:

$$V_i = \pm \frac{ql}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{4.56 \times 3.25}{2} - \frac{(-0+3.26)}{3.25} = 6.41 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{4.56 \times 3.25}{2} - \frac{(-0 + 3.26)}{3.25} = -8.41 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{4.56 \times 2.75}{2} - \frac{(-3.26 + 3.60)}{2.75} = 6.15 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{4.56 \times 2.75}{2} - \frac{(-3.26 + 3.60)}{2.75} = -6.39 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_C = \frac{4.56 \times 4.30}{2} - \frac{(-3.60 + 3.60)}{4.30} = 9.80 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{4.56 \times 4.30}{2} - \frac{(-3.60 + 3.60)}{4.30} = -9.80 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$V_D = \frac{4.56 \times 2.75}{2} - \frac{(-3.60 + 3.26)}{2.75} = 6.39 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{4.56 \times 2.75}{2} - \frac{(-3.60 + 3.26)}{2.75} = -6.15 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$V_E = \frac{4.56 \times 3.25}{2} - \frac{(-3.26 + 0.67)}{3.25} = 8.41 \text{ KN}$$

$$V_F = -\frac{4.56 \times 3.25}{2} - \frac{(-3.26 + 0.67)}{3.25} = -6.41 \text{ KN}$$

Tableau III.13 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 1 (étage courant)).

Travée	L (m)	L' (m)	q _{ser} KN/m	q' _{ser} KN/m	M _g KN.m	M _d KN.m	x ₀ (m)	M _{0x} KN.m	M _t KN.m	V _g KN	V _d KN
AB	3.25	3.25	4.56	3.36	-0.67	-3.26	1.41	5.92	4.51	6.41	-8.41
BC	2.75	2.20	4.56	3.36	-3.26	-3.60	1.35	4.31	0.88	6.15	-6.39
CD	4.30	3.44	4.56	3.36	-3.60	-3.60	2.15	10.54	6.94	9.80	-9.80
DE	2.75	2.20	4.56	3.36	-3.60	-3.26	1.40	4.31	0.88	6.39	-6.15
EF	3.25	3.25	4.56	3.36	-3.26	-0.67	1.84	5.92	4.51	8.41	-6.41

➤ **Type 2:** 7^{ème} à 9^{ème} étages.

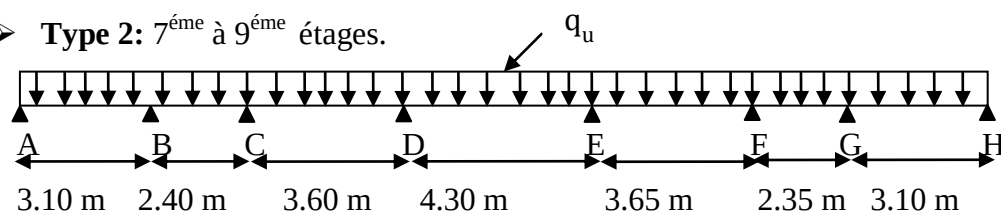


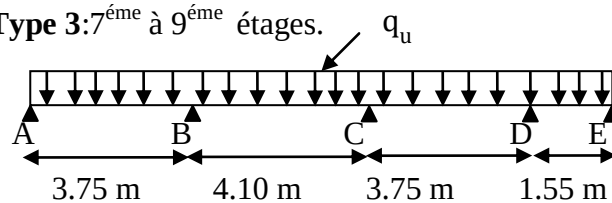
Tableau III.14 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 2(étage courant)).

Travée	L (m)	L' (m)	q _u KN/m	q' _u KN/m	M _g KN.m	M _d KN.m	x ₀ (m)	M _{0x} KN.m	M _t KN.m	V _g KN	V _d KN
AB	3.10	3.10	6.30	4.68	-0.84	-4.04	1.34	7.43	5.68	8.46	-11.07

BC	2.40	1.92	6.30	4.68	-4.04	-3.55	1.23	4.53	0.74	7.76	-7.36
CD	3.60	2.88	6.30	4.68	-3.55	-5.63	1.71	10.18	5.64	10.76	-11.92
DE	4.30	3.44	6.30	4.68	-5.63	-5.68	2.15	14.56	8.91	13.53	-13.56
EF	3.65	2.92	6.30	4.68	-5.68	-3.62	1.91	10.47	5.87	12.06	-10.93
FG	2.35	1.88	6.30	4.68	-3.62	-4.03	1.15	4.35	0.53	7.23	-7.58
GH	3.10	3.10	6.30	4.68	-4.03	-0.84	1.76	7.43	5.69	11.07	-8.47

Tableau III.15 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 2(étage courant)).

Travée	L (m)	L' (m)	q_{ser} KN/m	q'_{ser} KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x₀ (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.10	3.10	4.56	3.36	-0.61	-2.90	1.34	5.38	4.13	6.13	-8.00
BC	2.40	1.92	4.56	3.36	-2.90	-2.55	1.23	3.28	0.56	5.62	-5.33
CD	3.60	2.88	4.56	3.36	-2.55	-4.04	1.71	7.37	4.11	7.79	-8.62
DE	4.30	3.44	4.56	3.36	-4.04	-4.08	2.15	10.54	6.48	9.79	-9.81
EF	3.65	2.92	4.56	3.36	-4.08	-2.60	1.91	7.58	4.27	8.73	-7.92
FG	2.35	1.88	4.56	3.36	-2.60	-2.89	1.15	3.15	0.41	5.23	-5.48
GH	3.10	3.10	4.56	3.36	-2.89	-0.61	1.75	5.39	4.13	8.00	-6.14

➤ **Type 3:** 7^{ème} à 9^{ème} étages.**Tableau III.16 :** Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 3(étage courant)).

Travée	L (m)	L' (m)	q_u KN/m	q'_u KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x₀ (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.75	3.75	6.30	4.68	-1.23	-6.89	1.58	10.80	7.90	9.98	-13.65
BC	4.10	3.28	6.30	4.68	-6.89	-5.46	2.11	13.23	7.08	13.26	-12.57
CD	3.75	3.00	6.30	4.68	-5.46	-3.72	1.95	11.05	6.50	12.28	-11.35
DE	1.55	1.55	6.30	4.68	-3.72	-1.23	1.16	1.43	0.49	7.28	-2.48

Tableau III.17 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 3(étage courant)).

Travée	L (m)	L' (m)	q_{ser} KN/m	q'_{ser} KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x₀ (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.75	3.75	4.56	3.36	-0.89	-4.95	1.59	7.83	5.73	7.23	-9.87
BC	4.10	3.28	4.56	3.36	-4.95	-3.92	2.11	9.57	5.15	9.60	-9.10

CD	3.75	3.00	4.56	3.36	-3.92	-2.67	1.95	8.00	4.73	8.88	-8.22
DE	1.55	1.55	4.56	3.36	-2.67	-0.89	1.16	1.05	0.36	5.26	-1.81

➤ **Type 4:** 7^{ème} à 9^{ème} étages.

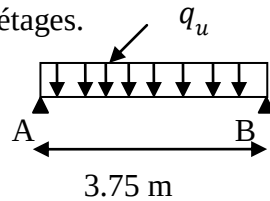


Tableau III.18 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 4(étage courant)).

Travée	L (m)	q_u KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	M_0 KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.75	6.30	-1.66	-1.66	11.07	11.07	11.81	-11.81

Tableau III.19 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 4(étage courant)).

Travée	L (m)	q_u KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	M_0 KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.75	4.56	-1.20	-1.20	8.02	8.02	8.55	-8.55

➤ **Type 5 :** 7^{ème} à 9^{ème} étages.

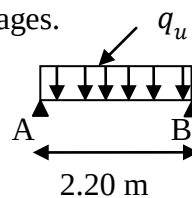


Tableau III.20 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 5 (étage courant)).

Travée	L (m)	q_u KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	M_0 KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	2.20	6.30	-0.57	-0.57	3.81	3.81	6.93	-6.93

Tableau III.21 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 5 (étage courant)).

Travée	L (m)	q_u KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	M_0 KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	2.20	4.56	-0.41	-0.41	2.76	2.76	5.02	-5.02

➤ **Type 6:** RDC (Habitation) + 5^{ème} à 6^{ème} étages.

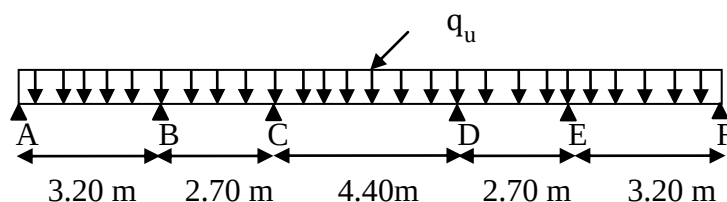


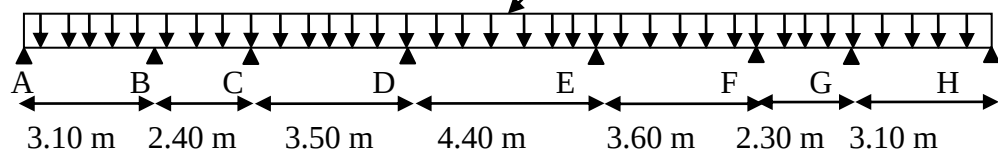
Tableau III.22 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 6 (étage courant)).

Travée	L (m)	L' (m)	q_u KN/m	q'_u KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x_0 (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.20	3.20	6.30	4.68	-0.90	-4.40	1.38	7.91	6.01	8.71	-11.46
BC	2.70	2.16	6.30	4.68	-4.40	-5.20	1.30	5.73	0.94	8.21	-8.80
CD	4.40	3.52	6.30	4.68	-5.20	-5.20	2.20	15.25	10.05	13.86	-13.86
DE	2.70	2.16	6.30	4.68	-5.20	-4.40	1.40	5.73	0.94	8.80	-8.21
EF	3.20	3.20	6.30	4.68	-4.40	-0.90	1.82	7.91	6.01	11.46	-8.71

Tableau III.23 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 6 (étage courant)).

Travée	L (m)	L' (m)	q_{ser} KN/m	q'_{ser} KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x_0 (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.20	3.20	4.56	3.36	-0.65	-3.16	1.38	5.73	4.37	6.31	-8.28
BC	2.70	2.16	4.56	3.36	-3.16	-3.74	1.30	4.15	0.71	5.94	-6.37
CD	4.40	3.52	4.56	3.36	-3.74	-3.74	2.20	11.04	7.30	10.03	-10.03
DE	2.70	2.16	4.56	3.36	-3.74	-3.16	1.40	4.15	0.71	6.37	-5.94
EF	3.20	3.20	4.56	3.36	-3.16	-0.65	1.82	5.73	4.37	8.28	-6.31

➤ **Type 7 : RDC (Habitation) + 5^{ème} à 6^{ème} ét.** q_u

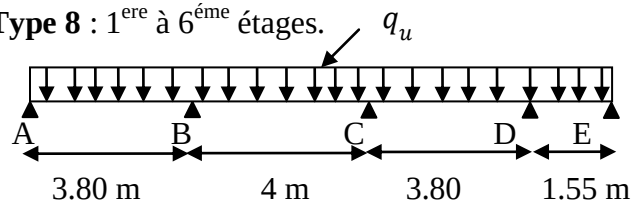
**Tableau III.24 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 7(étage courant)).**

Travée	L (m)	L' (m)	q_u KN/m	q'_u KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x_0 (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.10	3.10	6.30	4.68	-0.84	-4.04	1.34	7.43	5.68	8.46	-11.07
BC	2.40	1.92	6.30	4.68	-4.04	-3.39	1.24	4.53	0.83	7.83	-7.29
CD	3.50	2.80	6.30	4.68	-3.39	-5.71	1.64	9.61	5.13	10.36	-11.69
DE	4.40	3.52	6.30	4.68	-5.71	-5.81	2.20	15.25	9.49	13.84	-13.88
EF	3.60	2.88	6.30	4.68	-5.81	-3.51	1.90	10.17	5.57	11.98	-10.70
FG	2.30	1.84	6.30	4.68	-3.51	-4.01	1.12	4.16	0.41	7.03	-7.46
GH	3.10	3.10	6.30	4.68	-4.01	-0.84	1.76	7.43	5.70	11.06	-8.47

Tableau III.25 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 7(étage courant)).

Travée	L (m)	L' (m)	q_{ser} KN/m	q'_{ser} KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x_0 (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.10	3.10	4.56	3.36	-0.61	-2.90	1.34	5.38	4.13	6.13	-8.00
BC	2.40	1.92	4.56	3.36	-2.90	-2.43	1.24	3.28	0.62	5.67	-5.28
CD	3.50	2.80	4.56	3.36	-2.43	-4.10	1.65	6.96	3.74	7.50	-8.46
DE	4.40	3.52	4.56	3.36	-4.10	-4.17	2.20	11.04	6.91	10.02	-10.05
EF	3.60	2.88	4.56	3.36	-4.17	-2.52	1.90	7.36	4.06	8.67	-7.75
FG	2.30	1.84	4.56	3.36	-2.52	-2.88	1.12	3.01	0.31	5.09	-5.40
GH	3.10	3.10	4.56	3.36	-2.88	-0.61	1.75	5.39	4.14	8.00	-6.14

➤ **Type 8 : 1^{ère} à 6^{ème} étages.**

**Tableau III.26 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 8(étage courant)).**

Travée	L (m)	L' (m)	q_u KN/m	q'_u KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x_0 (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.80	3.80	6.30	4.68	-1.27	-6.89	1.61	11.11	8.19	10.16	-13.78
BC	4.00	3.20	6.30	4.68	-6.89	-5.37	2.06	12.59	6.48	12.98	-12.22
CD	3.80	3.04	6.30	4.68	-5.37	-3.82	1.96	11.36	6.79	12.38	-11.56
DE	1.55	1.55	6.30	4.68	-3.82	-1.27	1.17	1.40	0.46	7.35	-2.42

Tableau III.27 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 8(étage courant)).

Travée	L (m)	L' (m)	q_{ser} KN/m	q'_{ser} KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x_0 (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.75	3.75	4.56	3.36	-0.91	-4.95	1.61	8.04	5.94	7.36	-9.97
BC	4.10	3.28	4.56	3.36	-4.95	-3.86	2.06	9.11	4.72	9.39	-8.85
CD	3.75	3.00	4.56	3.36	-3.86	-2.74	1.96	8.22	4.94	8.96	-8.37
DE	1.55	1.55	4.56	3.36	-2.74	-0.91	1.16	1.03	0.36	5.30	-1.77

➤ **Type 9** : RDC(Habitation) à 6^{ème} étages.

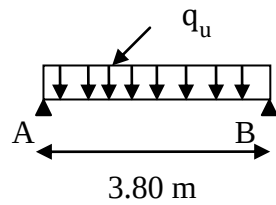


Tableau III.28 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 9(étage courant)).

Travée	L (m)	q_u KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	M_0 KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.80	6.30	-1.71	-1.71	11.37	11.37	11.97	-11.97

Tableau III.29 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 9(étage courant)).

Travée	L (m)	q_u KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	M_0 KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.80	4.56	-1.23	-1.23	8.23	8.23	8.66	-8.66

➤ **Type 10** : 1^{ère} à 6^{ème} étages.

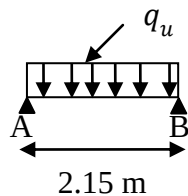


Tableau III.30 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 10 (étage courant)).

Travée	L (m)	q_u KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	M_0 KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	2.15	6.30	-0.55	-0.55	3.64	3.64	6.77	-6.77

Tableau III.31 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 10 (étage courant)).

Travée	L (m)	q_u KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	M_0 KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	2.15	4.56	-0.39	-0.39	2.63	2.63	4.90	-4.90

➤ **Type 11**: 1^{ère} à 4^{ème} étages.

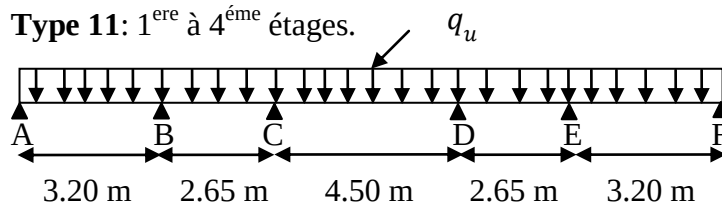
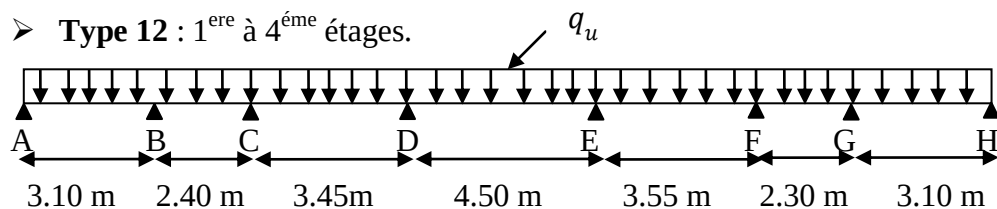


Tableau III.32 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 11(étage courant)).

Travée	L (m)	L' (m)	q_u KN/m	q'_u KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x_0 (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.20	3.20	6.30	4.68	-0.90	-4.38	1.38	7.91	6.02	8.71	-11.45
BC	2.65	2.12	6.30	4.68	-4.38	-5.41	1.26	5.52	0.65	7.96	- 8.74
CD	4.50	3.60	6.30	4.68	-5.41	-5.41	2.25	15.95	10.54	14.18	-14.18
DE	2.65	2.12	6.30	4.68	-5.41	-4.38	1.39	5.52	0.65	8.74	-7.96
EF	3.20	3.20	6.30	4.68	-4.38	-0.90	1.82	7.91	6.02	11.45	-8.71

Tableau III.33 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 11(étage courant)).

Travée	L (m)	L' (m)	q_{ser} KN/m	q'_{ser} KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x_0 (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.20	3.20	4.56	3.36	-0.67	-3.26	1.38	5.73	4.38	6.31	-8.28
BC	2.65	2.12	4.56	3.36	-3.26	-3.60	1.26	3.99	0.50	5.76	- 6.32
CD	4.50	3.60	4.56	3.36	-3.60	-3.60	2.25	11.54	7.66	10.26	-10.26
DE	2.65	2.12	4.56	3.36	-3.60	-3.26	1.39	3.99	0.50	6.32	-5.76
EF	3.20	3.20	4.56	3.36	-3.26	-0.67	1.82	5.73	4.38	8.28	-6.31

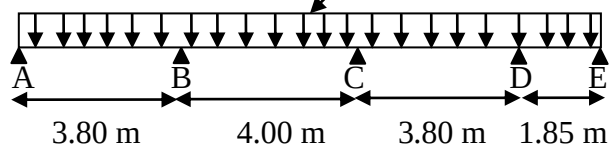
**Tableau III.34 :** Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 12(étage courant)).

Travée	L (m)	L' (m)	q_u KN/m	q'_u KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x_0 (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.10	3.10	6.30	4.68	-0.84	-4.04	1.34	7.43	5.68	8.46	-11.07
BC	2.40	1.92	6.30	4.68	-4.04	-3.31	1.25	4.53	0.87	7.86	-7.26
CD	3.45	2.76	6.30	4.68	-3.31	-5.86	1.61	9.33	4.83	10.13	-11.61
DE	4.50	3.60	6.30	4.68	-5.86	-5.95	2.25	15.95	10.05	14.16	-14.20
EF	3.55	2.84	6.30	4.68	-5.95	-3.43	1.89	9.88	5.27	11.89	-10.47
FG	2.30	1.84	6.30	4.68	-3.43	-4.01	1.11	4.16	0.45	6.99	-7.50
GH	3.10	3.10	6.30	4.68	-4.01	-0.84	1.76	7.43	5.70	11.06	-8.47

Tableau III.35 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 12(étage courant)).

Travée	L (m)	L' (m)	q_{ser} KN/m	q'_{ser} KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x_0 (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.10	3.10	4.56	3.36	-0.61	-2.90	1.34	5.38	4.13	6.13	-8.00
BC	2.40	1.92	4.56	3.36	-2.90	-2.37	1.25	3.28	0.66	5.69	-5.25
CD	3.45	2.76	4.56	3.36	-2.37	-4.21	1.61	6.75	3.52	7.33	-8.40
DE	4.50	3.60	4.56	3.36	-4.21	-4.27	2.25	11.54	7.30	10.25	-10.27
EF	3.55	2.84	4.56	3.36	-4.27	-2.46	1.89	7.15	3.84	8.60	-7.58
FG	2.30	1.84	4.56	3.36	-2.46	-2.88	1.11	3.01	0.35	5.06	-5.43
GH	3.10	3.10	4.56	3.36	-2.88	-0.61	1.75	5.39	4.14	8.00	-6.14

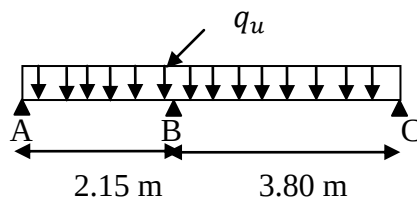
➤ **Type 13 : RDC (Habitation).** q_u

**Tableau III.36 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 13(étage courant)).**

Travée	L (m)	L' (m)	q_u KN/m	q'_u KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x_0 (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.80	3.80	6.30	4.68	-1.27	-6.89	1.61	11.11	8.19	10.16	-13.78
BC	4.00	3.20	6.30	4.68	-6.89	-5.37	2.06	12.59	6.48	12.98	-12.22
CD	3.80	3.04	6.30	4.68	-5.37	-3.88	1.96	11.36	6.76	12.36	-11.58
DE	1.85	1.85	6.30	4.68	-3.88	-1.27	1.26	2.34	1.10	7.92	-3.73

Tableau III.37 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 13(étage courant)).

Travée	L (m)	L' (m)	q_{ser} KN/m	q'_{ser} KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x_0 (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.80	3.80	4.56	3.36	-0.91	-4.95	1.61	8.04	5.94	7.36	-9.97
BC	4.00	3.20	4.56	3.36	-4.95	-3.86	2.06	9.11	4.72	9.39	-8.85
CD	3.80	3.04	4.56	3.36	-3.86	-2.78	1.96	8.22	4.92	8.95	-8.38
DE	1.85	1.85	4.56	3.36	-2.78	-0.91	1.25	1.71	0.81	5.72	-2.72

➤ **Type 14** : RDC (Habitation).**Tableau III.38** : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 14(étage courant)).

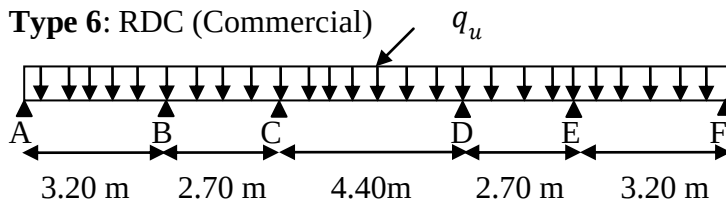
Travée	L (m)	L' (m)	q_u KN/m	q'_u KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x_0 (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	2.15	2.15	6.30	4.68	-1.27	-6.00	0.63	3.02	1.26	3.98	-9.56
BC	3.80	3.80	6.30	4.68	-6.00	-1.27	2.15	11.17	8.56	13.55	-0.39

Tableau III.39 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 14(étage courant)).

Travée	L (m)	L' (m)	q_{ser} KN/m	q'_{ser} KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x_0 (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	2.15	2.15	4.56	3.36	-0.91	-4.31	0.64	2.20	0.92	2.90	-6.91
BC	3.80	3.80	4.56	3.36	-4.31	-0.91	2.15	8.09	6.22	9.80	-7.53

❖ **Plancher étage commercial:**

$$G = 5.51 \text{ KN/m}^2 ; Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Type 6**: RDC (Commercial)➤ **ELU :****- Calcul les moments aux appuis:**• **Appui de rive:**

$$G' = \frac{2}{3} G = \frac{2}{3} \times 5.51 = 3.67 \text{ KN/ml}$$

$$G' = 3.67 \text{ KN/ml}$$

$$q'_u = (1.35 G' + 1.5 Q) b = (1.35 \times 3.67 + 1.5 \times 5) \times 0.65 = 8.10 \text{ KN/ml}$$

$$M_A = M_F = -0.15 M_0$$

$$M_0 = \max\{M_{AB} ; M_{EF}\}$$

$$M_{AB} = M_{EF} = \frac{q'_u L^2}{8} = \frac{8.10 \times 3.20^2}{8} = 10.37 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_F = -0.15 \times 10.37 = -1.56 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_F = -1.56 \text{ KN.m}$$

- Appuis intermédiaires :

Appui B :

$$M_B = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_d + l'_g)}$$

$$l'_g = l_g = 3.20 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 0.8 \times 2.70 = 2.16 \text{ m}$$

$$q'_g = q'_d = 8.10 \text{ KN/ml}$$

$$M_B = -\frac{8.10 \times 3.20^3 + 8.10 \times 2.16^3}{8.5(3.20 + 2.16)} = -7.62 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -7.62 \text{ KN.m}$$

Appui C :

$$M_C = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_d + l'_g)}$$

$$l'_g = 0.8l_g = 0.8 \times 2.70 = 2.16 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 0.8 \times 4.40 = 3.52 \text{ m}$$

$$q'_g = q'_d = 8.10 \text{ KN/ml}$$

$$M_C = -\frac{8.10 \times 2.16^3 + 8.10 \times 3.52^3}{8.5(2.16 + 3.52)} = -9.01 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -9.01 \text{ KN.m}$$

Appui D :

$$M_D = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_d + l'_g)}$$

$$l'_g = 0.8l_g = 0.8 \times 4.40 = 3.52 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 0.8 \times 2.70 = 2.16 \text{ m}$$

$$q'_g = q'_d = 8.10 \text{ KN/ml}$$

$$M_D = -\frac{8.10 \times 3.52^3 + 8.10 \times 2.16^3}{8.5(3.52 + 2.16)} = -9.01 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -9.01 \text{ KN.m}$$

Appui E :

$$M_E = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_d + l'_g)}$$

$$l'_g = 0.8l_g = 0.8 \times 2.70 = 2.16 \text{ m}$$

$$l'_d = l_d = 3.20 \text{ m}$$

$$q'_g = q'_d = 8.10 \text{ KN/ml}$$

$$M_E = -\frac{8.10 \times 2.16^3 + 8.10 \times 3.20^3}{8.5(2.16 + 3.20)} = -7.62 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -7.62 \text{ KN.m}$$

-Calcul les moments en travées:

$$q_u = (1.35 G + 1.5 Q)b = (1.35 \times 5.51 + 1.5 \times 5) \times 0.65 = 9.71 \text{ KN/ml}$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{ql}$$

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

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

Travée AB :

$$x = \frac{3.20}{2} - \frac{(-0+7.62)}{9.71 \times 3.20} = 1.35 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 9.71 \times \frac{1.35}{2} \times (3.20 - 1.35) = 12.13 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 12.13 - 0 \times \left(1 - \frac{1.35}{3.20}\right) - 7.62 \times \frac{1.35}{3.20} = 8.92 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 8.92 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{2.70}{2} - \frac{(-7.62+9.01)}{9.71 \times 2.70} = 1.30 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 9.71 \times \frac{1.30}{2} \times (2.70 - 1.30) = 8.84 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 8.84 - 7.62 \times \left(1 - \frac{1.30}{2.70}\right) - 9.01 \times \frac{1.30}{2.70} = 0.55 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.55 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$x = \frac{4.40}{2} - \frac{(-9.01+9.01)}{9.71 \times 4.40} = 2.20 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 9.71 \times \frac{2.20}{2} \times (4.40 - 2.20) = 23.50 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 23.50 - 9.01 \times \left(1 - \frac{2.20}{4.40}\right) - 9.01 \times \frac{2.20}{4.40} = 14.49 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 14.49 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$x = \frac{2.70}{2} - \frac{(-9.01+7.62)}{9.71 \times 2.70} = 1.40 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 9.71 \times \frac{1.40}{2} \times (2.70 - 1.40) = 8.84 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 8.84 - 9.01 \times \left(1 - \frac{1.40}{2.70}\right) - 7.62 \times \frac{1.40}{2.70} = 0.55 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.55 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$x = \frac{3.20}{2} - \frac{(-7.62+0)}{9.71 \times 3.20} = 1.85 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 9.71 \times \frac{1.85}{2} \times (3.20 - 1.85) = 12.13 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 12.13 - 7.62 \times \left(1 - \frac{1.85}{3.20}\right) - 0 \times \frac{1.85}{3.20} = 8.92 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 8.92 \text{ KN.m}$$

-Calcul les efforts tranchants:

$$V_i = \pm \frac{ql}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{9.71 \times 3.20}{2} - \frac{(-0 + 7.62)}{3.20} = 13.15 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{9.71 \times 3.20}{2} - \frac{(-0 + 7.62)}{3.20} = -17.92 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{9.71 \times 2.70}{2} - \frac{(-7.62 + 9.01)}{2.70} = 12.59 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{9.71 \times 2.70}{2} - \frac{(-7.62 + 9.01)}{2.70} = -13.62 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_C = \frac{9.71 \times 4.40}{2} - \frac{(-9.01 + 9.01)}{4.40} = 21.36 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{9.71 \times 4.40}{2} - \frac{(-9.01 + 9.01)}{4.40} = -21.36 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$V_D = \frac{9.71 \times 2.70}{2} - \frac{(-9.01 + 7.62)}{2.70} = 13.62 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{9.71 \times 2.70}{2} - \frac{(-9.01 + 7.62)}{2.70} = -12.59 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$V_E = \frac{9.71 \times 3.20}{2} - \frac{(-7.62 + 0)}{3.20} = 17.92 \text{ KN}$$

$$V_F = -\frac{9.71 \times 3.20}{2} - \frac{(-7.62 + 0)}{3.20} = -13.15 \text{ KN}$$

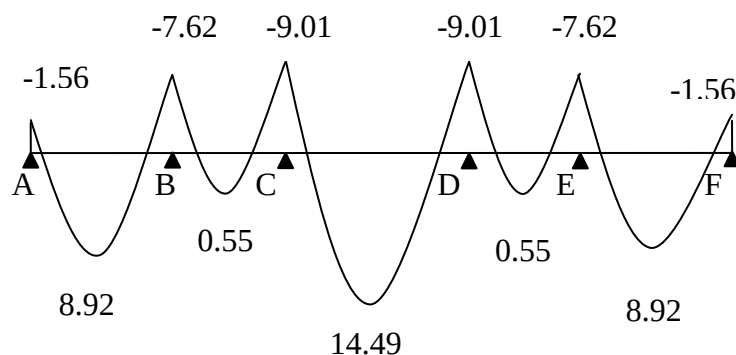


Figure III.11 : Diagramme des moments type 6.

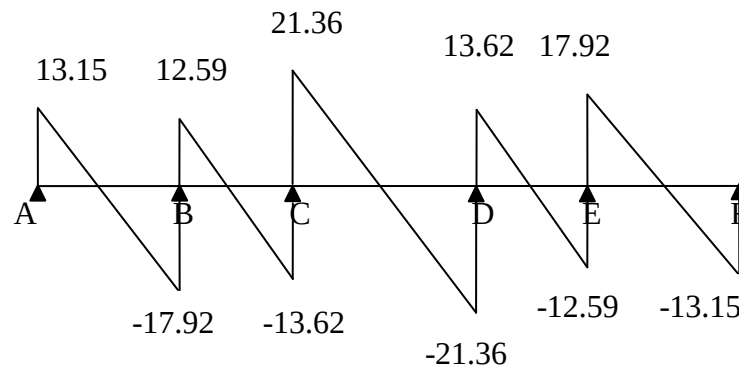


Figure III.12: Diagramme des efforts tranchants type 6.

Tableau III.40 : Sollicitation à l'ELU (poutrelle type 6 (étage commercial)).

Travée	L (m)	L' (m)	q_u KN/m	q'_u KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x_0 (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.20	3.20	9.71	8.10	-1.56	-7.62	1.35	12.13	8.92	13.15	-17.92
BC	2.70	2.16	9.71	8.10	-7.62	-9.01	1.30	8.84	0.55	12.59	-13.62
CD	4.40	3.52	9.71	8.10	-9.01	-9.01	2.20	23.50	14.49	21.36	-21.36
DE	2.70	2.16	9.71	8.10	-9.01	-7.62	1.40	8.84	0.55	13.62	-12.59
EF	3.20	3.20	9.71	8.10	-7.62	-1.56	1.85	12.13	8.92	17.92	-13.15

➤ ELS :

- Calcul les moments aux appuis:

• Appui de rive:

$$G' = \frac{2}{3}G = \frac{2}{3} \times 5.51 = 3.67 \text{ KN/ml}$$

$$G' = 3.67 \text{ KN/ml}$$

$$q'_s = (G' + Q)b = (3.67 + 5) \times 0.65 = 5.64 \text{ KN/ml}$$

$$M_A = M_F = -0.15M_0$$

$$M_0 = \max\{M_{AB}; M_{EF}\}$$

$$M_{AB} = M_{EF} = \frac{q'_s L^2}{8} = \frac{5.64 \times 3.20^2}{8} = 7.22 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_F = -0.15 \times 7.22 = -1.08 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_F = -1.08 \text{ KN.m}$$

• Appuis intermédiaires :

Appui B :

$$M_B = -\frac{q'_g l_g'^3 + q'_d l_d'^3}{8.5(l_d' + l_g')}$$

$$l_g' = l_g = 3.20 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 0.8 \times 2.70 = 2.16 \text{ m}$$

$$q'_g = q'_d = 5.64 \text{ KN/ml}$$

$$M_B = -\frac{5.64 \times 3.20^3 + 5.64 \times 2.16^3}{8.5(3.20 + 2.16)} = -5.30 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -5.30 \text{ KN.m}$$

Appui C :

$$M_C = -\frac{q'_g \times l_g'^3 + q'_d \times l_d'^3}{8.5(l_d' + l_g')}$$

$$l'_g = 0.8l_g = 0.8 \times 2.70 = 2.16 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 0.8 \times 4.40 = 3.52 \text{ m}$$

$$q'_g = q'_d = 5.64 \text{ KN/ml}$$

$$M_C = -\frac{5.64 \times 2.16^3 + 5.64 \times 3.52^3}{8.5(2.16 + 3.52)} = -6.27 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -6.27 \text{ KN.m}$$

Appui D :

$$M_D = -\frac{q'_g \times l_g'^3 + q'_d \times l_d'^3}{8.5(l_d' + l_g')}$$

$$l'_g = 0.8l_g = 0.8 \times 4.40 = 3.52 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 0.8 \times 2.70 = 2.16 \text{ m}$$

$$q'_g = q'_d = 5.64 \text{ KN/ml}$$

$$M_D = -\frac{5.64 \times 3.52^3 + 5.64 \times 2.16^3}{8.5(3.52 + 2.16)} = -6.27 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -6.27 \text{ KN.m}$$

Appui E :

$$M_E = -\frac{q'_g \times l_g'^3 + q'_d \times l_d'^3}{8.5(l_d' + l_g')}$$

$$l'_g = 0.8l_g = 0.8 \times 2.70 = 2.16 \text{ m}$$

$$l'_d = l_d = 3.20 \text{ m}$$

$$q'_g = q'_d = 5.64 \text{ KN/ml}$$

$$M_E = -\frac{5.64 \times 2.16^3 + 5.64 \times 3.20^3}{8.5(2.16 + 3.20)} = -5.30 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -5.30 \text{ KN.m}$$

-Calcul les moments en travées:

$$q_s = (G + Q)b = (5.51 + 5) \times 0.65 = 6.83 \text{ KN/ml}$$

$$x = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{ql}$$

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

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

Travée AB :

$$x = \frac{3.20}{2} - \frac{(-0+5.30)}{6.83 \times 3.20} = 1.36 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 6.83 \times \frac{1.36}{2} \times (3.20 - 1.36) = 8.55 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 8.55 - 0 \times \left(1 - \frac{1.36}{3.20}\right) - 5.30 \times \frac{1.36}{3.20} = 6.30 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.30 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{2.70}{2} - \frac{(-5.30+6.27)}{6.83 \times 2.70} = 1.30 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 6.83 \times \frac{1.30}{2} \times (2.70 - 1.30) = 6.22 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.22 - 5.30 \times \left(1 - \frac{1.30}{2.70}\right) - 6.27 \times \frac{1.30}{2.70} = 0.45 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.45 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$x = \frac{4.40}{2} - \frac{(-6.27+6.27)}{6.83 \times 4.40} = 2.20 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 6.83 \times \frac{2.20}{2} \times (4.40 - 2.20) = 16.53 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 16.53 - 6.27 \times \left(1 - \frac{2.20}{4.40}\right) - 6.27 \times \frac{2.20}{4.40} = 10.26 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 10.26 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$x = \frac{2.70}{2} - \frac{(-6.27+5.30)}{6.83 \times 2.70} = 1.40 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 6.83 \times \frac{1.40}{2} \times (2.70 - 1.40) = 6.22 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.22 - 6.27 \times \left(1 - \frac{1.40}{2.70}\right) - 5.30 \times \frac{1.40}{2.70} = 0.45 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.45 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$x = \frac{3.20}{2} - \frac{(-5.30+0)}{6.83 \times 3.20} = 1.84 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 6.83 \times \frac{1.84}{2} \times (3.20 - 1.84) = 8.55 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 8.55 - 5.30 \times \left(1 - \frac{1.84}{3.20}\right) - 0 \times \frac{1.84}{3.20} = 6.30 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.30 \text{ KN.m}$$

-Calcul les efforts tranchants:

$$V_i = \pm \frac{ql}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{6.83 \times 3.20}{2} - \frac{(-0+5.30)}{3.20} = 9.27 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.83 \times 3.20}{2} - \frac{(-0+5.30)}{3.20} = -12.58 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{6.83 \times 2.70}{2} - \frac{(-5.30+6.27)}{2.70} = 8.86 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.83 \times 2.70}{2} - \frac{(-5.30+6.27)}{2.70} = -9.58 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_C = \frac{6.83 \times 4.40}{2} - \frac{(-6.27+6.27)}{4.40} = 15.03 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{6.83 \times 4.40}{2} - \frac{(-6.27+6.27)}{4.40} = -15.03 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$V_D = \frac{6.83 \times 2.70}{2} - \frac{(-6.27+5.30)}{2.70} = 9.58 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{6.83 \times 2.70}{2} - \frac{(-6.27+5.30)}{2.70} = -8.86 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$V_E = \frac{6.83 \times 3.20}{2} - \frac{(-5.30+0)}{3.20} = 12.58 \text{ KN}$$

$$V_F = -\frac{6.83 \times 3.20}{2} - \frac{(-5.30+0)}{3.20} = -9.27 \text{ KN}$$

Tableau III.41 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 6 (étage commercial)).

Travée	L (m)	L' (m)	q _{ser} KN/m	q' _{ser} KN/m	M _g KN.m	M _d KN.m	x ₀ (m)	M _{0x} KN.m	M _t KN.m	V _g KN	V _d KN
AB	3.20	3.20	6.83	5.64	-1.08	-5.30	1.36	8.55	6.30	9.27	-12.58
BC	2.70	2.16	6.83	5.64	-5.30	-6.27	1.30	6.22	0.45	8.86	-9.58
CD	4.40	3.52	6.83	5.64	-6.27	-6.27	2.20	16.53	10.26	15.03	-15.03
DE	2.70	2.16	6.83	5.64	-6.27	-5.30	1.40	6.22	0.45	9.58	-8.86
EF	3.20	3.20	6.83	5.64	-5.30	-1.08	1.84	8.55	6.30	12.58	-9.27

➤ **Type 7 : RDC (Commercial)**

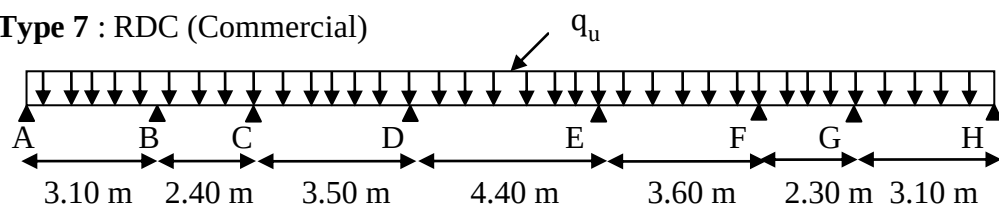


Tableau III.42 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 7(étage commercial)).

Travée	L (m)	L' (m)	q _u KN/m	q' _u KN/m	M _g KN.m	M _d KN.m	x ₀ (m)	M _{0x} KN.m	M _t KN.m	V _g KN	V _d KN
AB	3.10	3.10	9.71	8.10	-1.46	-7.00	1.32	11.41	8.43	12.79	-17.31

BC	2.40	1.92	9.71	8.10	-7.00	-5.86	1.25	6.98	0.57	12.13	-11.18
CD	3.50	2.80	9.71	8.10	-5.86	-9.89	1.63	14.80	7.06	15.84	-18.14
DE	4.40	3.52	9.71	8.10	-9.89	-10.05	2.20	23.50	13.53	21.33	-21.40
EF	3.60	2.88	9.71	8.10	-10.05	-6.08	1.91	15.67	7.73	18.58	-16.38
FG	2.30	1.84	9.71	8.10	-6.08	-6.95	1.11	6.41	-0.09	10.79	-11.54
GH	3.10	3.10	9.71	8.10	-6.95	-1.46	1.78	11.41	8.45	17.29	-12.81

Tableau III.43 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 7(étage commercial)).

Travée	L (m)	L' (m)	q_{ser} KN/m	q'_{ser} KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x₀ (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.10	3.10	6.83	5.64	-1.02	-4.87	1.32	8.02	5.95	9.02	-12.16
BC	2.40	1.92	6.83	5.64	-4.87	-4.08	1.25	4.91	0.45	8.53	-7.87
CD	3.50	2.80	6.83	5.64	-4.08	-6.88	1.63	10.41	5.03	11.15	-12.75
DE	4.40	3.52	6.83	5.64	-6.88	-7.00	2.20	16.53	9.59	15.00	-15.05
EF	3.60	2.88	6.83	5.64	-7.00	-4.23	1.91	11.02	5.20	13.06	-11.52
FG	2.30	1.84	6.83	5.64	-4.23	-4.84	1.11	4.51	-0.01	7.59	-8.12
GH	3.10	3.10	6.83	5.64	-4.84	-1.02	1.78	8.02	5.96	12.15	-9.03

III.2.1.7 Ferrailages des poutrelles :❖ **Terrasse inaccessible :**➤ **Type 1 :****-Sollicitations maximales :****ELU :**

$$M_{a \text{ rive}} = -0.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ inter}}^{\max} = -5.13 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 10.38 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 14.43 \text{ KN}$$

ELS:

$$M_{a \text{ rive}} = -0.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ inter}}^{\max} = -3.73 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 7.57 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 10.51 \text{ KN}$$

-Calcul a l'ELU :• **En travée :**

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

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

$$b = 65 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0.9h = 18 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 650 \times 40 \times 14.17 \times \left(180 - \frac{40}{2} \right) = 58.95 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_{tu} = 58.95 \text{ K N.m} > M_t^{\max} = 10.38 \text{ K N.m}$$

L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire :

$$b \times h = (65 \times 20) \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10.38 \times 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14.17} = 0.035$$

$$\mu_{bu} = 0.035 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.035 \leq \mu_l = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.035} \right) = 0.045$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 180 \times (1 - 0.4 \times 0.045) = 176.76 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [3]$$

$$A_t = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10.38 \times 10^6}{176.76 \times \frac{400}{1.15}} = 168.83 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 1.69 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min} ; A_{\text{calcul}}) = \max(1.41 ; 1.69) = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.69 \text{ cm}^2$$

On prend : **3HA10 = 2.36 cm²**

- Aux appuis**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (10 × 20)cm

- ✓ **Appui de rive :**

$$M_{a \text{ rive}} = -0.95 \text{ K N.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a\text{ rive}}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0.95 \times 10^6}{100 \times (180)^2 \times 14.17} = 0.021$$

$$\mu_{bu} = 0.021 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.021 \leq \mu_l = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.021}) = 0.027$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 180 \times (1 - 0.4 \times 0.027) = 178.06 \text{ mm}$$

$$A_{a\text{ rive}} = \frac{M_{a\text{ rive}}}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.95 \times 10^6}{178.06 \times \frac{400}{1.15}} = 15.34 \text{ mm}^2$$

$$A_{a\text{ rive}} = 0.15 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_{\text{calcul}}) = \max(0.22; 0.15) = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.22 \text{ cm}^2$$

On prend : **1HA10 = 0.79 cm²**

✓ **Appui intermédiaire :**

$$M_{a\text{ inter}} = -5.13 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a\text{ inter}}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.13 \times 10^6}{100 \times (180)^2 \times 14.17} = 0.112$$

$$\mu_{bu} = 0.112 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.112 \leq \mu_l = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.112}) = 0.149$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 180 \times (1 - 0.4 \times 0.149) = 169.27 \text{ mm}$$

$$A_{a\text{ inter}} = \frac{M_{a\text{ inter}}}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.13 \times 10^6}{169.27 \times \frac{400}{1.15}} = 87.13 \text{ mm}^2$$

$$A_{a\text{ inter}} = 0.87 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_{\text{calcul}}) = \max(0.22; 0.87) = 0.87 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.87 \text{ cm}^2$$

On prend : $2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

-Vérifications à l'ELU :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$V^{\max} = 14.43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$\tau_u = \frac{14.43 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.80 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.80 \text{ MPa}$$

-Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.80 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement.

- **choix des armatures transversales :**

$$Q_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; Q_{l \max} \right\}$$

$$Q_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35} ; \frac{100}{10} ; 12 \right\} = \min \{ 5.71 ; 10 ; 12 \} = 5.71$$

$$Q_t = 6 \text{ mm}$$

$$A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

- **Espacement entre cadre (St) :**

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

$$\begin{cases} S_{t1} \leq \min \{ 0.9h ; 40 \text{ cm} \} \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b_0} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \end{cases} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$$\begin{cases} S_{t1} \leq \min \{ 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} \\ S_{t2} \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57 \text{ cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times 0.57 \times 400}{10 \times (0.8 - 0.3 \times 2.1)} = 107.28 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_t = \min \{ S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3} \} = 16.20 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Vérification des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant V_u :**

-Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u$$

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{rive}} = 2.26 + 0.79 = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times (14.43 \times 10^3) = 41.48 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 3.05 \text{ cm}^2 \geq 0.41 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

-Appuis intermédiaires :

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

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left((14.43 \times 10^3) - \frac{5.13 \times 10^6}{0.9 \times 180} \right) = -49.56 \text{ mm}^2$$

$A_l \geq -0.50 \text{ cm}^2 < 0$: Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

- **Vérification de la bielle**

Ce qui donne :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2V_u}{ab_0} \end{cases}$$

$$\implies V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$a = \min\{0.9d ; (40 - 4)\text{cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_u \leq (0.267 \times 162 \times 100 \times 25) \times 10^{-3} = 108.14 \text{ KN}$$

$$V_u = 14.43 \text{ KN} \leq 108.14 \text{ KN} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$\implies$ Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

- **Vérification de la jonction table-nervure :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec: } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{65-10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{(14.43 \times 10^3) \times 275}{0.9 \times 650 \times 180 \times 40} = 0.94 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$\implies$ Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

-Vérifications à l'ELS :

- **Vérification des contraintes : [4]**

- ✓ **En travée :**

On doit vérifier que :

$$M_t = 7.57 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

-Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b h_0^2}{2} - 15A_t(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.26 \times (18 - 4) = 45.4 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table; d'où calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

-Calcul y :

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(y - d)A'_s - \eta(d - y)A_s = 0 \text{ Avec } A' = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 65 \times y^2 - 15 \times (18 - y) \times 2.36 = 0$$

$$32.5 y^2 + 35.4 y - 637.2 = 0$$

$$y = 3.92 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2 A_s + \eta(y - d)A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3.92^3 + 15(18 - 3.92)^2 \times 2.36 = 8323.04 \text{ cm}^4$$

$$I = 8323.04 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{7.57 \times 10^6 \times 39.2}{8323.04 \times 10^4} = 3.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.57 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

✓ **Sur appuis intermédiaires:**

$$M_a = -3.73 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b h_0^2}{2} - 15A_t(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1.57 \times (18 - 4) = 190.30 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table; d'où calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

-Calcul y :

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(y - d)A'_s - \eta(d - y)A_s = 0 \text{ Avec } A' = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 65 \times y^2 - 15 \times (18 - y) \times 1.57 = 0$$

$$32.5 y^2 + 23.55 y - 423.90 = 0$$

$$y = 3.27 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d-y)^2A_s + \eta(y-d)A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3.27^3 + 15(18 - 3.27)^2 \times 1.57 = 5867.30 \text{ cm}^4$$

$$I = 5867.30 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{3.73 \times 10^6 \times 32.7}{5867.30 \times 10^4} = 2.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.08 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

• **Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1) [1]**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.20}{4.30} = 0.0465 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{C. N. V} \\ \frac{0.20}{4.30} = 0.0465 \geq \frac{7.57}{10 \times 11.30} = 0.0670 \quad \text{C. N. V} \\ \frac{2.26}{10 \times 18} = 0.0126 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{C. N. V} \end{array} \right.$$

Les trois conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

-Calcul de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.2) [1]

La flèche totale est donnée par :

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

$-f_{gi}$ et f_{gv} : Les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

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

$-f_{pi}$: La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{L}{500} & \text{Pour } L \leq 5 \text{ m} \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} & \text{Pour } L > 5 \text{ m} \end{cases} \\ \Delta f_t \leq f_{admissible} \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (Article B.6.5.3) [1]}$$

Avec : $y = 3.92 \text{ cm}$; $I = 8323.04 \text{ cm}^4$; $d = 18 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

$$b = 65 \text{ cm} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.0126 \quad \Rightarrow \quad \rho = 0.0126$$

Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I_0 » :

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{3} + b_0 h \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 + (b - b_0) h_0 \left(y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + 15A(d - y_G)^2$$

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b-b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15Ad}{b_0 h + (b-b_0) h_0 + 15A}$$

$$y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65-10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18}{10 \times 20 + (65-10) \times 4 + 15 \times 2.36} = 6.72 \text{ cm}$$

$$y_G = 6.72 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{10 \times 20^3}{3} + 10 \times 20 \times \left(\frac{20}{2} - 6.72\right)^2 + (65 - 10) \times 4 \times \left(6.72 - \frac{4}{2}\right)^2 + (65 - 10) \frac{4^3}{12} + 15 \times 2.36 \times (18 - 6.72)^2 = 38326.31 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 38326.31 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{10}{65}\right) \times 0.0126} = 3.39 \quad \Longrightarrow \quad \lambda_i = 3.39$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times 3.39 = 1.36 \quad \Longrightarrow \quad \lambda_v = 1.36$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i$$

$$E_v = \frac{1}{3} \times 32164.2 = 10721.4 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

Calcul de Contraintes σ_s :

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré.

- q_j : Charges permanentes avant la mise en place des revêtements.
- q_g : Charges permanentes après la mise en place des cloisons des revêtements.
- q_p : Charges permanentes et d'exploitations.

$$q_{j \text{ ser}} = 0.65 G = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \quad \Longrightarrow \quad q_{j \text{ ser}} = 1.85 \text{ KN/m}$$

$$q_{g \text{ ser}} = 0.65 G = 0.65 \times 6.53 = 4.24 \quad \Longrightarrow \quad q_{g \text{ ser}} = 4.24 \text{ KN/m}$$

$$q_{p \text{ ser}} = 0.65(G + Q) = 0.65 \times (6.53 + 1) = 4.89 \quad \Longrightarrow \quad q_{p \text{ ser}} = 4.89 \text{ KN/m}$$

$$M_{j \text{ ser}} = 0.75 \frac{q_{j \text{ ser}} L^2}{8} = 75 \times \frac{1.85 \times 4.3^2}{8} = 3.21 \quad \Longrightarrow \quad M_{j \text{ ser}} = 3.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{g \text{ ser}} = 0.75 \frac{q_{g \text{ ser}} L^2}{8} = 75 \times \frac{4.24 \times 4.3^2}{8} = 7.35 \quad \Longrightarrow \quad M_{g \text{ ser}} = 7.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{p \text{ ser}} = 0.75 \frac{q_{p \text{ ser}} L^2}{8} = 75 \times \frac{4.89 \times 4.3^2}{8} = 8.48 \quad \Longrightarrow \quad M_{p \text{ ser}} = 8.48 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_{j\text{ ser}}(d-y)}{I} = \frac{15 \times 3.21 \times 10^6 \times (180-38.4)}{8023.97 \times 10^4} = 84.97 \quad \Rightarrow \quad \sigma_{sj} = 84.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_{g\text{ ser}}(d-y)}{I} = \frac{15 \times 7.35 \times 10^6 \times (180-38.4)}{8023.97 \times 10^4} = 194.56 \quad \Rightarrow \quad \sigma_{sg} = 194.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15M_{p\text{ ser}}(d-y)}{I} = \frac{15 \times 8.48 \times 10^6 \times (180-38.4)}{8023.97 \times 10^4} = 224.47 \quad \Rightarrow \quad \sigma_{sp} = 224.47 \text{ MPa}$$

Calcul de μ :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_{sj}+f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0126 \times 84.97 + 2.1} = 0.42 \quad \Rightarrow \quad \mu_j = 0.42$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_{sj}+f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0126 \times 194.56 + 2.1} = 0.69 \quad \Rightarrow \quad \mu_g = 0.69$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_{sj}+f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0126 \times 224.47 + 2.1} = 0.73 \quad \Rightarrow \quad \mu_p = 0.73$$

Calcul de l'inertie fictive (I_f) :

$$I_{fji} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_i\mu_j} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1+3.39 \times 0.42} = 17393.74 \text{ cm}^4 \quad \Rightarrow \quad I_{fji} = 17393.74 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_i\mu_g} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1+3.39 \times 0.69} = 12625.84 \text{ cm}^4 \quad \Rightarrow \quad I_{fgi} = 12625.84 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_i\mu_p} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1+3.39 \times 0.73} = 12133.12 \text{ cm}^4 \quad \Rightarrow \quad I_{fpi} = 12133.12 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_v\mu_g} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1+1.36 \times 0.69} = 21749.35 \text{ cm}^4 \quad \Rightarrow \quad I_{fgv} = 21749.35 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{j\text{ ser}} L^2}{10E_i I_{fji}} = \frac{3.21 \times 10^6 \times (4.3 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 17393.74 \times 10^4} = 1.06 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad f_{ji} = 1.06 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{g\text{ ser}} L^2}{10E_i I_{fji}} = \frac{7.35 \times 10^6 \times (4.3 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 12625.84 \times 10^4} = 3.35 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad f_{gi} = 3.35 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{p\text{ ser}} L^2}{10E_i I_{fji}} = \frac{8.48 \times 10^6 \times (4.3 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 12133.12 \times 10^4} = 4.02 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad f_{pi} = 4.02 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{g\text{ ser}} L^2}{10E_v I_{fgv}} = \frac{7.35 \times 10^6 \times (4.3 \times 10^3)^2}{10 \times 10721.4 \times 21749.35 \times 10^4} = 5.83 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad f_{gv} = 5.83 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 5.83 - 1.06 + 4.02 - 3.35 = 5.44 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 5.44 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{4300}{500} = 8.6 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = 8.6 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 5.44 \text{ mm} \leq f_{adm} = 8.6 \text{ mm}$$

Condition Vérifier.

➤ **Ferrailages des autres types des poutrelles :**

-Calcul des sollicitations:

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (tableau III.44) suivant :

Tableau III.44 : Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles.

Types des poutrelles	ELU			ELS			Effort
	$M_{a\text{ rive}}$	$M_{a\text{ inter}}^{\max}$	$M_t^{\max}$	$M_{a\text{ rive}}$	$M_{a\text{ inter}}^{\max}$	$M_t^{\max}$	Tranchant
	KN. m	KN. m	KN. m	KN. m	KN. m	KN. m	$V^{\max}$ (KN)
Terrasse inaccessible							
Type 1	−0.95	−5.13	10.38	−0.69	−3.73	7.57	14.43
Type 2	−0.86	−5.81	9.73	−0.63	−4.22	7.10	14.44
Type 3	−1.26	−7.06	8.53	−0.92	−5.13	6.22	14.46
Type 4	−1.77		11.79	−1.29		8.60	12.58
Type 5	−0.61		4.06	−0.44		2.96	7.38
Etage courant							
Type 1	−0.93	−5.01	9.55	−0.67	−3.60	6.94	13.55
Type 2	−0.84	−5.68	8.91	−0.61	−4.08	6.48	13.56
Type 3	−1.23	−6.89	7.90	−0.89	−4.95	5.73	13.65
Type 4	−1.66		11.07	−1.20		8.02	11.81
Type 5	−0.57		3.81	−0.41		2.76	6.93
Type 6	−0.90	−5.20	10.05	−0.65	−3.74	7.30	13.86
Type 7	−0.84	−5.81	9.49	−0.61	−4.17	6.91	13.88
Type 8	−1.27	−6.89	8.19	−0.91	−4.95	5.94	13.78
Type 9	−1.71		11.37	−1.23		8.23	11.97
Type 10	−0.55		3.64	−0.39		2.63	6.77
Type 11	−0.90	−5.41	10.54	−0.65	−3.88	7.66	14.18
Type 12	−0.84	−5.95	10.05	−0.61	−4.27	7.30	14.20
Type 13	−1.27	−6.89	8.19	−0.91	−4.95	5.94	13.78
Type 14	−1.27	−6.00	8.56	−0.91	−4.31	6.22	13.55
Etage commercial							
Type 6	−1.56	−9.01	14.49	−1.08	−6.27	10.26	21.36
Type 7	−1.46	−10.05	13.53	−1.02	−7.00	9.59	21.40

-Calcul du ferrailage :

Les résultats sont groupés dans le tableau (tableau III.45) suivant :

Tableau III.45 : Calcul du ferrailage des poutrelles.

Types des poutrelles	Zone	M KN.m	μ_{bu}	α	z (mm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Terrasse inaccessible								
Type 1	Travée	10.38	0.035	0.045	176.76	1.69	1.41	3HA10=2.36
	Appuis De rive	-0.95	0.021	0.027	178.06	0.15	0.22	1HA10=0.79
	Appuis Inter	-5.13	0.112	0.149	169.27	0.87	0.22	2HA10=1.57
Type 2	Travée	9.73	0.033	0.042	176.98	1.58	1.41	3HA10=2.36
	Appuis De rive	-0.86	0.019	0.024	178.27	0.14	0.22	1HA10=0.79
	Appuis Inter	-5.81	0.127	0.170	167.76	1.00	0.22	2HA10=1.57
Type 3	Travée	8.53	0.029	0.037	177.33	1.38	1.41	2HA10=1.57
	Appuis De rive	-1.26	0.027	0.034	177.55	0.20	0.22	1HA10=0.79
	Appuis Inter	-7.06	0.154	0.210	164.88	1.23	0.22	2HA10=1.57
Type 4	Travée	11.79	0.04	0.051	176.33	1.92	1.41	3HA10=2.36
	Appuis De rive	-1.77	0.039	0.05	176.40	0.29	0.22	1HA10=0.79
Type 5	Travée	4.06	0.014	0.018	178.70	0.65	1.41	2HA10=1.57
	Appuis De rive	-0.61	0.013	0.016	178.85	0.1	0.22	1HA10=0.79
Etage courant								
Type 1	Travée	9.55	0.032	0.041	177.05	1.55	1.41	3HA10=2.36
	Appuis De rive	-0.93	0.020	0.025	178.20	0.15	0.22	1HA10=0.79
	Appuis Inter	-5.01	0.109	0.145	169.56	0.85	0.22	2HA10=1.57
Type 2	Travée	8.91	0.030	0.038	177.26	1.43	1.41	3HA10=2.36
	Appuis De rive	-0.84	0.018	0.023	178.34	0.13	0.22	1HA10=0.79
	Appuis	-5.68	0.124	0.166	168.05	0.97	0.22	2HA10=1.57

	Inter							
Type 3	Travée	7.90	0.026	0.033	177.62	1.28	1.41	2HA10=1.57
	Appuis De rive	-1.23	0.027	0.034	177.55	0.20	0.22	1HA10=0.79
	Appuis Inter	-6.89	0.150	0.204	165.31	1.20	0.22	2HA10=1.57
Type 4	Travée	11.07	0.037	0.047	176.62	1.80	1.41	3HA10=2.36
	Appuis De rive	-1.66	0.036	0.046	176.69	0.27	0.22	1HA10=0.79
Type 5	Travée	3.81	0.013	0.016	178.85	0.61	1.41	2HA10=1.57
	Appuis De rive	-0.57	0.012	0.015	178.92	0.09	0.22	1HA10=0.79
Type 6	Travée	10.05	0.034	0.043	176.90	1.63	1.41	3HA10=2.36
	Appuis De rive	-0.90	0.020	0.025	178.20	0.15	0.22	1HA10=0.79
	Appuis Inter	-5.20	0.113	0.150	169.20	0.88	0.22	2HA10=1.57
Type 7	Travée	9.49	0.032	0.041	177.05	1.54	1.41	3HA10=2.36
	Appuis De rive	-0.84	0.018	0.023	178.34	0.13	0.22	1HA10=0.79
	Appuis Inter	-5.81	0.127	0.170	167.76	1.00	0.22	2HA10=1.57
Type 8 et 13	Travée	8.19	0.027	0.034	177.55	1.33	1.41	2HA10=1.57
	Appuis De rive	-1.27	0.028	0.036	177.41	0.21	0.22	1HA10=0.79
	Appuis Inter	-6.89	0.150	0.204	165.31	1.20	0.22	2HA10=1.57
Type 9	Travée	11.37	0.038	0.048	176.54	1.85	1.41	3HA10=2.36
	Appuis De rive	-1.71	0.037	0.047	176.62	0.28	0.22	1HA10=0.79
Type 10	Travée	3.64	0.012	0.015	178.92	0.58	1.41	2HA10=1.57
	Appuis De rive	-0.55	0.012	0.015	178.92	0.09	0.22	1HA10=0.79
Type 11	Travée	10.54	0.035	0.045	176.76	1.71	1.41	3HA10=2.36
	Appuis De rive	-0.90	0.020	0.025	178.20	0.15	0.22	1HA10=0.79

	Appuis Inter	-5.41	0.118	0.157	168.70	0.92	0.22	2HA10=1.57
Type 12	Travée	10.05	0.034	0.043	176.90	1.63	1.41	3HA10=2.36
	Appuis De rive	-0.84	0.018	0.023	178.34	0.13	0.22	1HA10=0.79
	Appuis Inter	-5.95	0.130	0.175	167.40	1.02	0.22	2HA10=1.57
Type 14	Travée	8.56	0.029	0.037	177.34	1.39	1.41	2HA10=1.57
	Appuis De rive	-1.27	0.028	0.036	177.41	0.21	0.22	1HA10=0.79
	Appuis Inter	-6.00	0.131	0.176	167.33	1.03	0.22	2HA10=1.57
Etages commercial								
Type 6	Travée	14.49	0.049	0.063	175.46	2.37	1.41	3HA12=3.39
	Appuis De rive	-1.56	0.034	0.043	176.90	0.25	0.22	1HA10=0.79
	Appuis Inter	-9.01	0.196	0.275	160.20	1.62	0.22	2HA12=2.26
Type 7	Travée	13.53	0.045	0.058	175.82	2.21	1.41	3HA12=3.39
	Appuis De rive	-1.46	0.032	0.041	177.05	0.24	0.22	1HA10=0.79
	Appuis Inter	-10.05	0.209	0.313	157.46	1.83	0.22	2HA12=2.26
Les armatures transversales : $A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$								
Espacement entre cadre (S_t) : $S_t = 15 \text{ cm}$								

-Vérification a l'ELU :

Tableau III.46 : Vérification a l'ELU.

Types	Vérification de la contrainte de cisaillement	Armature longitudinale Aux appuis		Vérification de la bielle	Vérification de la jonction table-nervure
		Appui rive	Appui inter		
	$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u - \frac{M_u}{0.9 d})$	$V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28}$	$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u$
Terrasse inaccessible					
Type 1	$0.80 \leq 3.33$	$3.05 \geq 0.41$	$3.05 \geq -0.50$	$14.43 \leq 108.14$	$0.94 \leq 3.33$

Type 2	$0.80 \leq 3.33$	$3.05 \geq 0.42$	$3.05 \geq -0.62$	$14.44 \leq 108.14$	$0.94 \leq 3.33$
Type 3	$0.80 \leq 3.33$	$2.36 \geq 0.42$	$2.36 \geq -0.84$	$14.46 \leq 108.14$	$0.94 \leq 3.33$
Type 4	$0.70 \leq 3.33$	$3.05 \geq 0.36$		$12.58 \leq 108.14$	$0.82 \leq 3.33$
Type 5	$0.41 \leq 3.33$	$2.36 \geq 0.21$		$7.38 \leq 108.14$	$0.48 \leq 3.33$
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Etage courant					
Type 1	$0.75 \leq 3.33$	$3.05 \geq 0.39$	$3.05 \geq -0.50$	$13.55 \leq 108.14$	$0.88 \leq 3.33$
Type 2	$0.75 \leq 3.33$	$3.05 \geq 0.39$	$3.05 \geq -0.62$	$13.56 \leq 108.14$	$0.89 \leq 3.33$
Type 3	$0.76 \leq 3.33$	$2.36 \geq 0.39$	$2.36 \geq -0.83$	$13.65 \leq 108.14$	$0.89 \leq 3.33$
Type 4	$0.66 \leq 3.33$	$3.05 \geq 0.34$		$11.81 \leq 108.14$	$0.77 \leq 3.33$
Type 5	$0.39 \leq 3.33$	$2.36 \geq 0.20$		$6.93 \leq 108.14$	$0.45 \leq 3.33$
Type 6	$0.77 \leq 3.33$	$3.05 \geq 0.40$	$3.05 \geq -0.52$	$13.86 \leq 108.14$	$0.90 \leq 3.33$
Type 7	$0.77 \leq 3.33$	$3.05 \geq 0.40$	$3.05 \geq -0.63$	$13.88 \leq 108.14$	$0.91 \leq 3.33$
Type 8	$0.77 \leq 3.33$	$2.36 \geq 0.40$	$2.36 \geq -0.83$	$13.78 \leq 108.14$	$0.90 \leq 3.33$
Type 9	$0.67 \leq 3.33$	$3.05 \geq 0.34$		$11.97 \leq 108.14$	$0.78 \leq 3.33$
Type 10	$0.38 \leq 3.33$	$2.36 \geq 0.19$		$6.77 \leq 108.14$	$0.44 \leq 3.33$
Type 11	$0.79 \leq 3.33$	$3.05 \geq 0.41$	$3.05 \geq -0.55$	$14.18 \leq 108.14$	$0.93 \leq 3.33$
Type 12	$0.79 \leq 3.33$	$3.05 \geq 0.41$	$3.05 \geq -0.65$	$14.20 \leq 108.14$	$0.93 \leq 3.33$
Type 13	$0.77 \leq 3.33$	$2.36 \geq 0.40$	$2.36 \geq -0.83$	$13.78 \leq 108.14$	$0.90 \leq 3.33$
Type 14	$0.75 \leq 3.33$	$3.05 \geq 0.39$	$3.05 \geq -0.68$	$13.55 \leq 108.14$	$0.88 \leq 3.33$
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Etage commercial					
Type 6	$1.19 \leq 3.33$	$4.18 \geq 0.61$	$4.18 \geq -0.98$	$21.36 \leq 108.14$	$1.39 \leq 3.33$
Type 7	$1.19 \leq 3.33$	$4.18 \geq 0.62$	$4.18 \geq -1.17$	$21.40 \leq 108.14$	$1.40 \leq 3.33$
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

-Vérification a l'ELS :

Tableau III.47 : Vérification a l'ELS.

Types	En travée				En appui					Obse rvati on
	M _t KN.m	y cm	I cm ⁴	σ _{bc} MPa	M _a KN.m	y cm	I cm ⁴	σ _{bc} MPa		
Terrasse inaccessible										
Type 1	7.57	3.92	8323.04	3.62	−3.73	3.27	5867.30	2.08	15	CV

Type 2	7.10	3.92	8323.04	3.40	-4.22	3.27	5867.30	2.35	15	CV
Type 3	6.22	3.27	5867.30	3.47	-5.13	3.27	5867.30	2.86	15	CV
Type 4	8.60	3.92	8323.04	4.12					15	CV
Type 5	2.96	3.27	5867.30	1.65					15	CV
Etage courant										
Type 1	6.94	3.92	8323.04	3.32	-3.60	3.27	5867.30	2.01	15	CV
Type 2	6.48	3.92	8323.04	3.10	-4.08	3.27	5867.30	2.27	15	CV
Type 3	5.73	3.27	5867.30	3.19	-4.95	3.27	5867.30	2.76	15	CV
Type 4	8.02	3.92	8323.04	3.84					15	CV
Type 5	2.76	3.27	5867.30	1.59					15	CV
Type 6	7.30	3.92	8323.04	3.49	-3.74	3.27	5867.30	2.08	15	CV
Type 7	6.91	3.92	8323.04	3.31	-4.17	3.27	5867.30	2.32	15	CV
Type 8	5.94	3.27	5867.30	3.31	-4.95	3.27	5867.30	2.76	15	CV
Type 9	8.23	3.92	8323.04	3.94					15	CV
Type 10	2.63	3.27	5867.30	1.47					15	CV
Type 11	7.66	3.92	8323.04	3.67	-3.88	3.27	5867.30	2.16	15	CV
Type 12	7.30	3.92	8323.04	3.49	-4.27	3.27	5867.30	2.38	15	CV
Type 13	5.94	3.27	5867.30	3.31	-4.95	3.27	5867.30	2.76	15	CV
Type 14	6.22	3.27	5867.30	3.47	-4.31	3.27	5867.30	2.40	15	CV
Etage commercial										
Type 6	10.26	4.61	9602.70	4.93	-6.27	3.84	8023.97	3.00	15	CV
Type 7	9.59	4.61	9602.70	4.60	-7.00	3.84	8023.97	3.35	15	CV

-Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

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

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

-Calcul de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.2)

La flèche totale est donnée par :

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

- f_{gi} et f_{gv} : Les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

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

$-f_{pi}$: La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{L}{500} & \text{Pour } L \leq 5 \text{ m} \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} & \text{Pour } L > 5 \text{ m} \end{cases} \\ \Delta f_t \leq f_{admissible} \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (Article B.6.5.3)}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I_0 » :

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{3} + b_0 h \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 + (b - b_0) h_0 \left(y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + 15A(d - y_G)^2$$

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15Ad}{b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15A}$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i$$

Calcul de Contraintes σ_s :

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré.

- q_j : Charges permanentes avant la mise en place des revêtements.
- q_g : Charges permanentes après la mise en place des cloisons des revêtements.
- q_p : Charges permanentes et d'exploitations.

$$q_{j \text{ ser}} = 0.65 G ; q_{g \text{ ser}} = 0.65 G ; q_{p \text{ ser}} = 0.65(G + Q)$$

$$M_{j \text{ ser}} = 0.75 \frac{q_{j \text{ ser}} L^2}{8} ; M_{g \text{ ser}} = 0.75 \frac{q_{g \text{ ser}} L^2}{8} ; M_{p \text{ ser}} = 0.75 \frac{q_{p \text{ ser}} L^2}{8}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15 M_{j \text{ ser}} (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = \frac{15 M_{g \text{ ser}} (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = \frac{15 M_{p \text{ ser}} (d - y)}{I}$$

Calcul de μ :

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

Calcul de l'inertie fictive (I_f) :

$$I_{fji} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_i \mu_j} ; I_{fgi} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_i \mu_g} ; I_{fpi} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_i \mu_p} ; I_{fgv} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_v \mu_g}$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{j \text{ ser}} L^2}{10E_i I_{fji}} ; f_{gi} = \frac{M_{g \text{ ser}} L^2}{10E_i I_{fji}} ; f_{pi} = \frac{M_{p \text{ ser}} L^2}{10E_i I_{fji}} ; f_{gv} = \frac{M_{g \text{ ser}} L^2}{10E_v I_{fgv}}$$

Tableau III.48 : Vérification de la flèche des planchers.

Terrasse inaccessible				
Types	Type 1et 2	Type 3	Type 4	Type 5
ρ	0.0126	0.0087	0.0126	0.0087
$y_G(\text{cm})$	6.72	6.46	6.72	6.46
$I_0 (\text{cm}^4)$	38326.31	36978.66	38326.31	36978.66
λ_i	3.39	4.90	3.39	4.90
λ_v	1.36	1.96	1.36	1.96
$E_i (\text{MPa})$	32164.2	32164.2	32164.2	32164.2
$E_v (\text{MPa})$	10721.4	10721.4	10721.4	10721.4
$q_{j \text{ ser}} (\text{KN/m})$	1.85	1.85	1.85	1.85
$q_{g \text{ ser}} (\text{KN/m})$	4.24	4.24	4.24	4.24
$q_{p \text{ ser}} (\text{KN/m})$	4.89	4.89	4.89	4.89
$M_{j \text{ ser}} (\text{KN. m})$	3.21	2.44	2.44	0.84
$M_{g \text{ ser}} (\text{KN. m})$	7.35	5.59	5.59	1.92
$M_{p \text{ ser}} (\text{KN. m})$	8.48	6.45	6.45	2.22
$\sigma_{sj} (\text{MPa})$	84.97	91.89	64.59	31.63
$\sigma_{sg} (\text{MPa})$	194.56	210.51	147.97	72.30
$\sigma_{sp} (\text{MPa})$	224.47	242.89	170.74	83.60
μ_j	0.42	0.31	0.31	-0.15
μ_g	0.69	0.61	0.62	0.20
μ_p	0.73	0.65	0.66	0.27
$I_{fji} (\text{cm}^4)$	17393.74	16147.89	20556.31	153496.32
$I_{fgi} (\text{cm}^4)$	12625.84	10197.17	13591.77	20143.70
$I_{fpi} (\text{cm}^4)$	12133.12	9719.6	13022.47	17510.34
$I_{fgv} (\text{cm}^4)$	21749.35	18526.38	22872.69	29221.64
$f_{ji} (\text{mm})$	1.06	0.66	0.52	0.008

f_{gi} (mm)	3.35	2.40	1.80	0.14
f_{pi} (mm)	4.02	2.90	2.17	0.19
f_{gv} (mm)	5.83	3.96	3.21	0.30
Δf_t (mm)	5.44	3.80	3.06	0.342
f_{adm} (mm)	8.60	7.50	7.50	4.40
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Etage courant				
Types	Type 1et 2	Type 3	Type 4	Type 5
ρ	0.0126	0.0087	0.0126	0.0087
y_G (cm)	6.72	6.46	6.72	6.46
I_0 (cm ⁴)	38326.31	36978.66	38326.31	36978.66
λ_i	3.39	4.90	3.39	4.90
λ_v	1.36	1.96	1.36	1.96
E_i (MPa)	32164.2	32164.2	32164.2	32164.2
E_v (MPa)	10721.4	10721.4	10721.4	10721.4
$q_{j\text{ ser}}$ (KN/m)	2.44	2.44	2.44	2.44
$q_{g\text{ ser}}$ (KN/m)	3.58	3.58	3.58	3.58
$q_{p\text{ ser}}$ (KN/m)	4.56	4.56	4.56	4.56
$M_{j\text{ ser}}$ (KN. m)	4.23	3.22	3.22	1.11
$M_{g\text{ ser}}$ (KN. m)	6.21	4.72	4.72	1.62
$M_{p\text{ ser}}$ (KN. m)	7.90	6.01	6.01	2.07
σ_{sj} (MPa)	111.97	121.26	85.24	41.80
σ_{sg} (MPa)	164.38	177.75	124.94	61.01
σ_{sp} (MPa)	209.12	226.32	159.09	77.95
μ_j	0.53	0.42	0.43	-0.03
μ_g	0.65	0.56	0.56	0.13
μ_p	0.71	0.63	0.64	0.24
I_{fji} (cm ⁴)	15074.53	13301.68	17153.82	47686.43
I_{fgi} (cm ⁴)	13160.28	10864.46	14545.59	24848.21
I_{fpi} (cm ⁴)	12374.58	9952.66	13301.03	18693.26
I_{fgv} (cm ⁴)	22377.36	19391.94	23932.19	32416.74
f_{ji} (mm)	1.61	1.06	0.82	0.04
f_{gi} (mm)	2.71	1.90	1.42	0.10

f_{pi} (mm)	3.67	2.64	1.98	0.17	
f_{gv} (mm)	4.79	3.19	2.59	0.23	
Δf_t(mm)	4.14	2.87	2.33	0.26	
f_{adm} (mm)	8.60	7.50	7.50	4.40	
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	
Types	Type 6 et 7	Type 8, 13, 14	Type 9	Type 10	Type 11 et 12
ρ	0.0126	0.0087	0.0126	0.0087	0.0126
y_G(cm)	6.72	6.46	6.72	6.46	6.72
I₀ (cm⁴)	38326.31	36978.66	38326.31	36978.66	38326.31
λ_i	3.39	4.90	3.39	4.90	3.39
λ_v	1.36	1.96	1.36	1.96	1.36
E_i (MPa)	32164.2	32164.2	32164.2	32164.2	32164.2
E_v (MPa)	10721.4	10721.4	10721.4	10721.4	10721.4
q_{j ser} (KN/m)	2.44	2.44	2.44	2.44	2.44
q_{g ser} (KN/m)	3.58	3.58	3.58	3.58	3.58
q_{p ser}(KN/m)	4.56	4.56	4.56	4.56	4.56
M_{j ser}(KN. m)	4.43	3.30	3.30	1.06	4.63
M_{g ser}(KN. m)	6.50	4.85	4.85	1.55	6.80
M_{p ser}(KN. m)	8.28	6.17	6.17	1.98	8.66
σ_{sj}(MPa)	117.27	124.27	87.35	39.92	122.56
σ_{sg}(MPa)	172.06	182.64	128.38	58.37	180
σ_{sp}(MPa)	219.18	232.35	163.32	74.56	229.24
μ_j	0.54	0.43	0.43	−0.05	0.56
μ_g	0.66	0.57	0.57	0.11	0.67
μ_p	0.72	0.64	0.64	0.22	0.73
I_{fji} (cm⁴)	14893.99	13091.90	17153.82	53876.19	14545.59
I_{fgi}(cm⁴)	13022.47	10724.10	14377.43	26430.49	12887.52
I_{fpi}(cm⁴)	12252.66	9834.75	13301.03	19574.84	12133.12
I_{fgv}(cm⁴)	22216.98	19212.42	23748.84	33462.10	22058.88
f_{ji} (mm)	1.79	1.13	0.86	0.03	2.00
f_{gi} (mm)	3.00	2.03	1.51	0.08	3.28

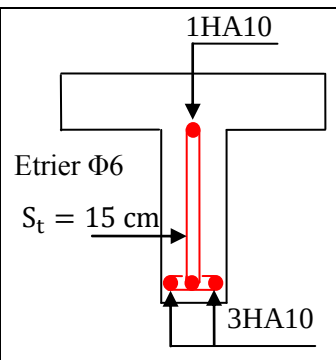
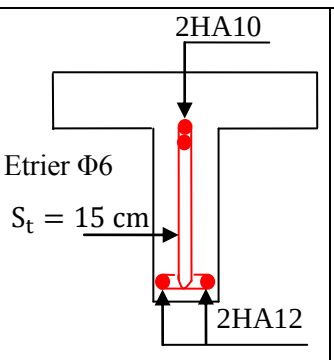
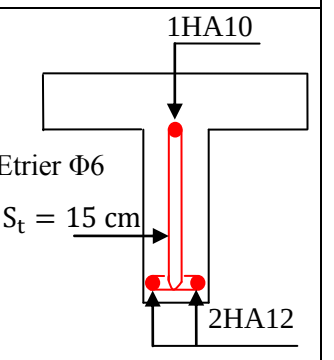
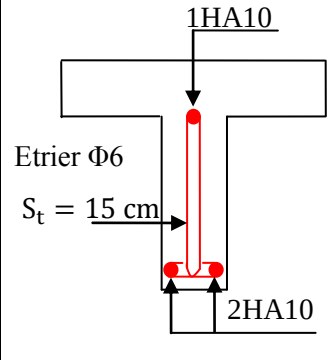
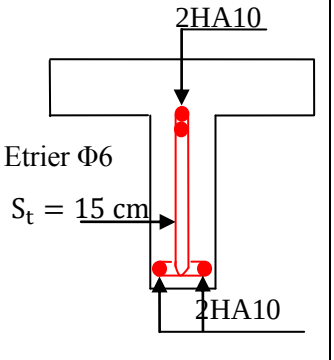
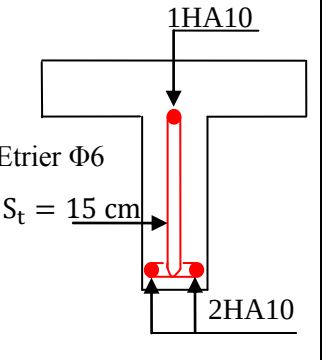
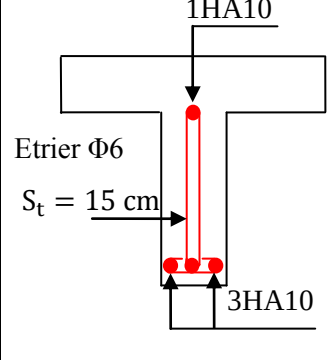
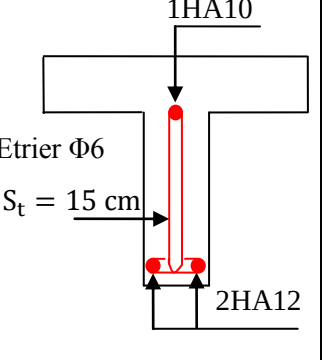
f_{pi} (mm)	4.07	2.82	2.08	0.15	4.49
f_{gv} (mm)	5.28	3.40	2.75	0.20	5.82
Δf_t (mm)	4.56	3.06	2.46	0.24	5.03
f_{adm} (mm)	8.80	7.60	7.60	4.30	9
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Etage commercial					
Types	Type 6 et 7				
ρ	0.0188				
y_G (cm)	7.13				
I_0 (cm ⁴)	40405.38				
λ_i	2.27				
λ_v	0.91				
E_i (MPa)	32164.2				
E_v (MPa)	10721.4				
$q_{j\text{ ser}}$ (KN/m)	2.44				
$q_{g\text{ ser}}$ (KN/m)	3.58				
$q_{p\text{ ser}}$ (KN/m)	6.83				
$M_{j\text{ ser}}$ (KN. m)	4.43				
$M_{g\text{ ser}}$ (KN. m)	6.50				
$M_{p\text{ ser}}$ (KN. m)	12.40				
σ_{sj} (MPa)	92.66				
σ_{sg} (MPa)	135.95				
σ_{sp} (MPa)	259.36				
μ_j	0.59				
μ_g	0.70				
μ_p	0.83				
I_{fji} (cm ⁴)	18999.67				
I_{fgi} (cm ⁴)	17167.21				
I_{fpi} (cm ⁴)	15410.67				
I_{fgv} (cm ⁴)	27150.84				
f_{ji} (mm)	1.40				
f_{gi} (mm)	2.28				
f_{pi} (mm)	4.84				

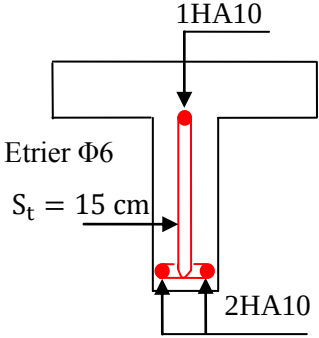
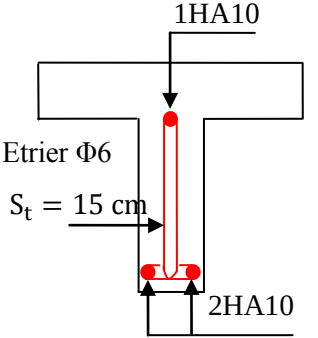
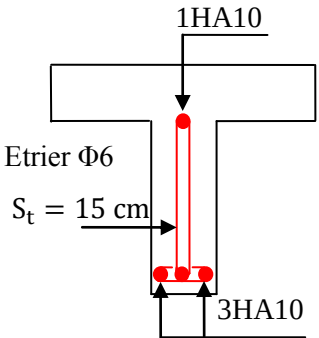
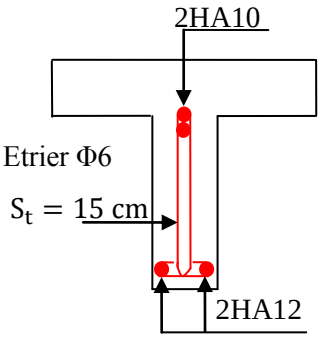
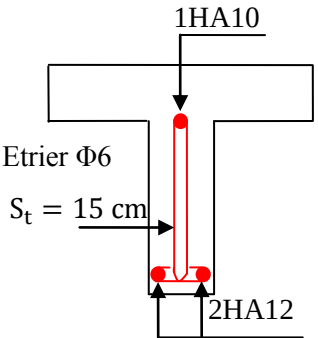
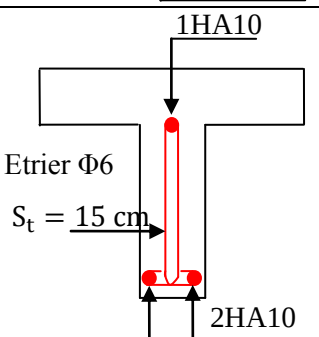
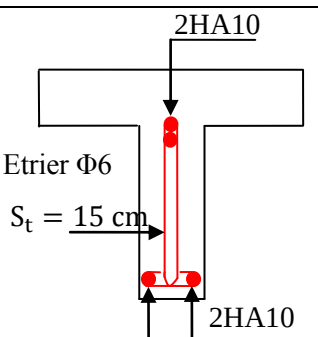
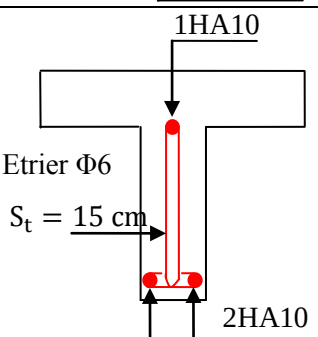
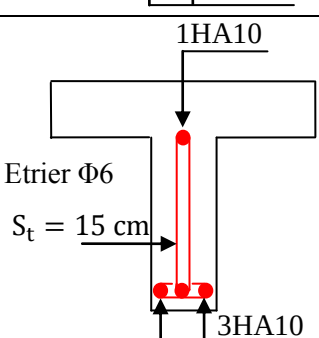
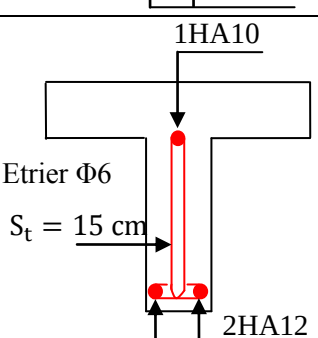
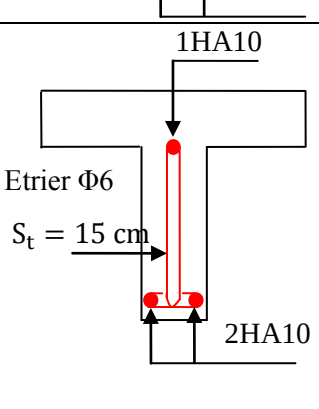
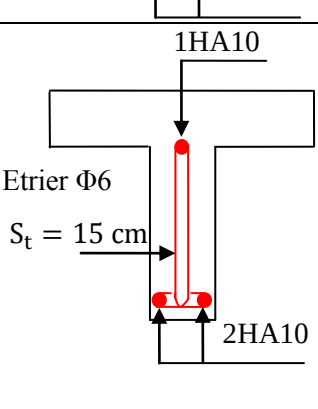
f_{gv} (mm)	4.32
Δf_t (mm)	5.48
f_{adm} (mm)	8.80
Observation	Vérifiée

- Schéma de ferrailage :

Les schémas de ferrillages sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.49 : Les schémas de ferrillages des poutrelles.

Types	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse inaccessible			
Type 1 et 2			
Type 3			
Type 4			

Type 5			
Etage courant			
Type 1; 2; 6; 7 ; 11 et 12			
Type 3; 8; 13 et 14			
Type 4 et 9			
Type 5 et 10			

Etag commercial			
Type 6 et 7	1HA10		
	Etrier $\Phi 6$		
	$S_t = 15 \text{ cm}$		
	3HA12		
	2HA12		
	Etrier $\Phi 6$		
	$S_t = 15 \text{ cm}$		
	3HA12		
	1HA10		
	Etrier $\Phi 6$		
	$S_t = 15 \text{ cm}$		
	3HA12		

III.2.2 Etude de la dalle de compression : CBA93 article(B.6.8.4.2.3) [2]

Selon le CBA93 article(B.6.8.4.2.3) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

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

D'après le même article cité ci-dessus les sections des armatures sont calculées comme suit :

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$50 \text{ cm} \leq \text{entre axes des poutrelles } l_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e}$$

$$l_0 = 65 \text{ cm.}$$

$f_e = 235 \text{ MPa}$: Car c'est du treillis soudés (Rond Lisse « RL »).

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.106$$

$$A_T = 1.106 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } S_t \leq 20 \text{ cm}$$

➤ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{//} = \frac{1.106}{2} = 0.553$$

$$A_{//} = 0.553 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } S_t \leq 33 \text{ cm}$$

On choisit : un treillis soudés $\phi_6(150 \times 150) \text{ mm}^2$

5HA 6/ml = 1.41 cm² $\perp$ aux poutrelles $\implies S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$ vérifiée.

4HA 6/ml = 1.13 cm² // aux poutrelles $\implies S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$vérifiée.

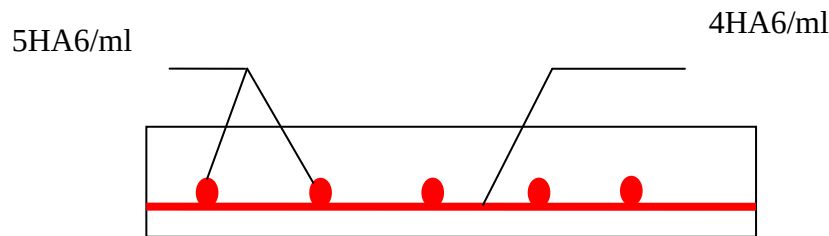


Figure III.13: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2 Etude des dalles pleines (Balcons) :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console (Balcon)

III.2.1 Type 1:Dalle sur deux appuis (1^{ère} à 4^{ème} étages)

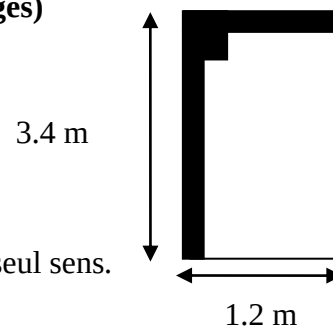
$$L_x = 1.20 \text{ m}$$

$$L_y = 3.40 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{3.40} = 0.35$$

$$\rho = 0.35 < 0.4 \longrightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

(Comme une console)



❖ Evaluation des charges :

$$G = 5.31 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P = 1 \text{ KN}$$

Le calcul peut se faire pour une bande de 1 m.

Figure III.14 : Dalle sur deux appuis.

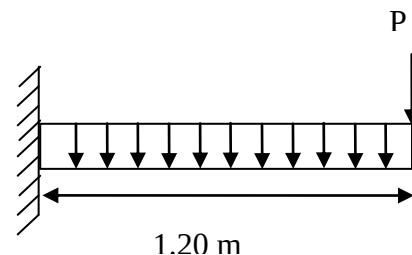


Figure III.15: Schéma statique du balcon type 1.

❖ Combinaison des charges :

➤ ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)1 \text{ m}$$

$$q_u = (1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = 12.42 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 12.42 \text{ KN/m}$$

$$p_u = 1.35 P = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN}$$

➤ ELS :

$$q_s = (G + Q)1 \text{ m}$$

$$q_s = (5.31 + 3.5) \times 1 = 8.81 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 8.81 \text{ KN/m}$$

$$p_s = P = 1 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

➤ **ELU :**

$$M_u = \frac{q_u L_x^2}{2} + p_u L_x$$

$$M_u = \frac{12.42 \times 1.2^2}{2} + 1.35 \times 1.2 = 10.56 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 10.56 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u L_x + p_u$$

$$V_u = 12.42 \times 1.2 + 1.35 = 16.25 \text{ KN}$$

$$V_u = 16.25 \text{ KN}$$

➤ **ELS:**

$$M_s = \frac{q_s L_x^2}{2} + p_s L_x$$

$$M_s = \frac{8.81 \times 1.2^2}{2} + 1 \times 1.2 = 7.54 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 7.54 \text{ KN.m}$$

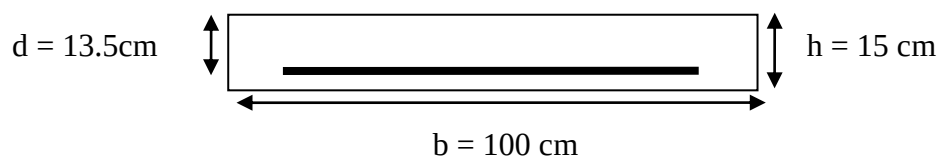
❖ **Ferraillage :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple :

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$$



$$M_u = 10.56 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad [3]$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.56 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14.17} = 0.041$$

$$\mu_{bu} = 0.041 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.041 \leq \mu_l = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.041}) = 0.052$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 135 \times (1 - 0.4 \times 0.052) = 132.19 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10.56 \times 10^6}{132.19 \times \frac{400}{1.15}} = 229.67 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2.30 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_{\text{calcul}}) = \max(1.63; 2.30) = 2.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.30 \text{ cm}^2$$

On prend : **3HA12 = 3.39 cm²**

Avec : **S_t = 33 cm**

Tableau III.50: Ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis type 1.

M(KN.m)	μ_{bu}	α	z (mm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	S _t
10.56	0.041	0.052	132.19	2.30	1.63	3HA12=3.39	33

-Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ cm}^2$$

On prend : **3HA8 = 1.51 cm²**

Avec : **S_t = 33 cm**

❖ **Vérification a l'ELU :**

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{16.25 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.120 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.120 \text{ MPa}$$

-Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.50 ; 4 \text{ MPa} \} = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.120 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.50 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ **Vérification a l'ELS :**

-La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (y - d) A'_s - \eta (d - y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times (13.5 - y) \times 3.39 = 0$$

$$50y^2 + 50.85y - 686.475 = 0$$

$$y = 3.23 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s + \eta (y - d) A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.23^3 + 15 (13.5 - 3.23)^2 \times 3.39 = 6486.57 \text{ cm}^4$$

$$I = 6486.57 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{7.54 \times 10^6 \times 32.3}{6486.57 \times 10^4} = 3.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.76 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifier.}$$

-La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min (266.67 ; 201.63)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 M_s (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 7.54 \times 10^6 (135 - 32.3)}{6486.57 \times 10^4} = 179.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 179.07 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Tableau III.51: Vérification à l'ELS de la dalle pleine sur deux appuis type 1.

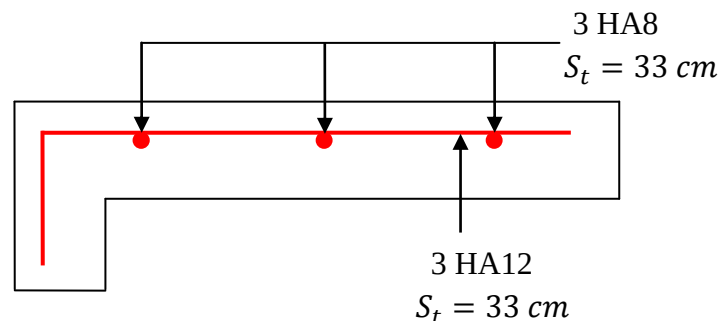
M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
7.54	3.23	6486.57	3.76	15	Vérifiée	179.07	201.63	Vérifiée

❖ Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.20} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{C.V} \\ \frac{0.15}{1.20} = 0.125 \geq \frac{10.56}{10 \times 10.56} = 0.1 \quad \text{C.V} \\ \frac{3.39}{100 \times 13.5} = 0.0025 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{C.V} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

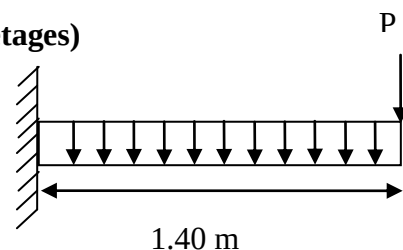
**Figure III.16:** Schéma de ferrailage du balcon type 1.

III.2.2 Type 2: Dalle sur deux appuis (5^{ème} à 9^{ème} étages)

$$L_x = 1.40 \text{ m}$$

$$L_y = 3.70 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.40}{3.70} = 0.38$$

**Figure III.17:** Schéma statique du balcon type 2.

$$\rho = 0.38 < 0.4 \quad \longrightarrow \quad \text{La dalle travaille dans un seul sens (comme une console).}$$

❖ Evaluation des charges :

$$G = 5.31 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P = 1 \text{ KN}$$

Le calcul peut se faire pour une bande de 1 m.

❖ **Combinaison des charges :**➤ **ELU :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)1 \text{ m}$$

$$q_u = (1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = 12.42 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 12.42 \text{ KN/m}$$

$$p_u = 1.35 P = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN}$$

➤ **ELS :**

$$q_s = (G + Q)1 \text{ m}$$

$$q_s = (5.31 + 3.5) \times 1 = 8.81 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 8.81 \text{ KN/m}$$

$$p_s = P = 1 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**➤ **ELU :**

$$M_u = \frac{q_u L_x^2}{2} + p_u L_x$$

$$M_u = \frac{12.42 \times 1.4^2}{2} + 1.35 \times 1.4 = 14.06 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 14.06 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u L_x + p_u$$

$$V_u = 12.42 \times 1.4 + 1.35 = 18.74 \text{ KN}$$

$$V_u = 18.74 \text{ KN}$$

➤ **ELS:**

$$M_s = \frac{q_s L_x^2}{2} + p_s L_x$$

$$M_s = \frac{8.81 \times 1.4^2}{2} + 1 \times 1.4 = 10.03 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 10.03 \text{ KN.m}$$

Tableau III.52:Ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis type 2.

M(KN.m)	μ_{bu}	α	z (mm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopt}(cm^2)$	S_t
14.06	0.054	0.069	131.27	3.08	1.63	4HA12=4.52	25

-Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On prend : **4HA8 = 2.01 cm²**

Avec : **$S_t = 25 \text{ cm}$**

❖ Vérification a l'ELU :

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{18.74 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.139 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.139 \text{ MPa}$$

-Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.50 ; 4 \text{ MPa} \} = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.139 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.50 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ Vérification des contraintes a l'ELS :

Tableau III.53: Vérification a l'ELS de la dalle pleine sur deux appuis type 2.

M (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observatio n	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Observati on
10.03	3.65	8199.03	4.47	15	Vérifiée	180.74	201.63	Vérifiée

❖ Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.40} = 0.107 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{C.V} \\ \frac{0.15}{1.40} = 0.107 \geq \frac{14.06}{10 \times 14.06} = 0.1 \quad \text{C.V} \\ \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0.0033 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{C.V} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

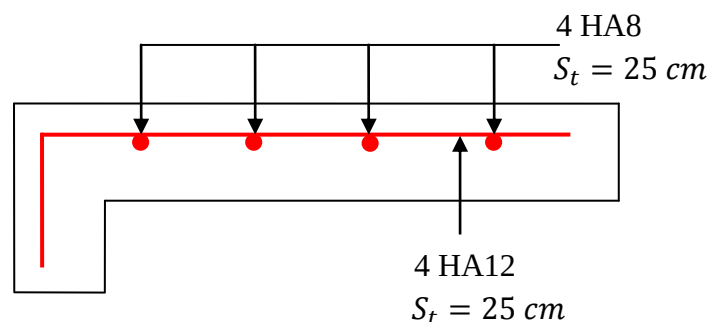
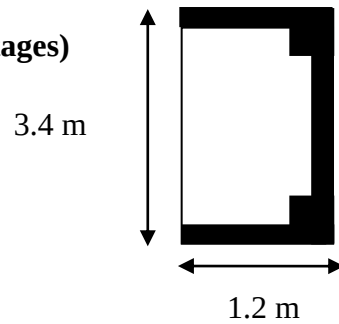


Figure III.18: Schéma de ferrailage du balcon type 2.

III.2.3 Type 3: Dalle sur trois appuis (1^{ère} à 4^{ème} étages)

$$L_x = 1.20 \text{ m}$$

$$L_y = 3.40 \text{ m}$$

**Figure III.19:** Dalle sur trois appuis type 3.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{3.40} = 0.35$$

$\rho = 0.35 < 0.4 \longrightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens (comme une console).

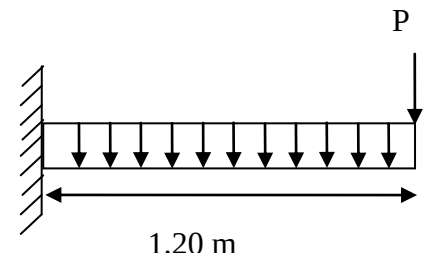
❖ Evaluation des charges :

$$G = 5.31 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P = 1 \text{ KN}$$

Le calcul peut se faire pour une bande de 1 m.

**Figure III. 20:** Schéma statique du balcon type 3.**❖ Combinaison des charges :****➤ ELU :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)1 \text{ m}$$

$$q_u = (1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = 12.42 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 12.42 \text{ KN/m}$$

$$p_u = 1.35 P = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN}$$

➤ ELS :

$$q_s = (G + Q)1 \text{ m}$$

$$q_s = (5.31 + 3.5) \times 1 = 8.81 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 8.81 \text{ KN/m}$$

$$p_s = P = 1 \text{ KN}$$

❖ Calcul des sollicitations :**➤ ELU :**

$$M_u = \frac{q_u L_x^2}{2} + p_u L_x$$

$$M_u = \frac{12.42 \times 1.2^2}{2} + 1.35 \times 1.2 = 10.56 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 10.56 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u L_x + p_u$$

$$V_u = 12.42 \times 1.2 + 1.35 = 16.25 \text{ KN}$$

$$V_u = 16.25 \text{ KN}$$

➤ **ELS:**

$$M_s = \frac{q_s L_x^2}{2} + p_s L_x$$

$$M_s = \frac{8.81 \times 1.2^2}{2} + 1 \times 1.2 = 7.54 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 7.54 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage :****Tableau III.54:**Ferraillage de la dalle pleine sur trois appuis type 3.

M(KN.m)	μ_{bu}	α	z (mm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopt}(cm^2)$	S_t
10.56	0.041	0.052	132.19	2.30	1.63	3HA12=3.39	33

-Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ cm}^2$$

On prend : **3HA8 = 1.51 cm²**

Avec : **$S_t = 33 \text{ cm}$**

❖ **Vérification a l'ELU :****-Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{16.25 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.120 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.120 \text{ MPa}$$

-Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.50 ; 4 \text{ MPa} \} = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.120 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.50 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ **Vérification des contraintes a l'ELS :****Tableau III.55:**Vérification a l'ELS de la dalle pleine sur trois appuis type 3.

M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observatio n	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Observatio n
7.54	3.23	6486.57	3.76	15	Vérifiée	179.07	201.63	Vérifiée

❖ Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.20} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{C.V} \\ \frac{0.15}{1.20} = 0.125 \geq \frac{10.56}{10 \times 10.56} = 0.1 \quad \text{C.V} \\ \frac{3.39}{100 \times 13.5} = 0.0025 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{C.V} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

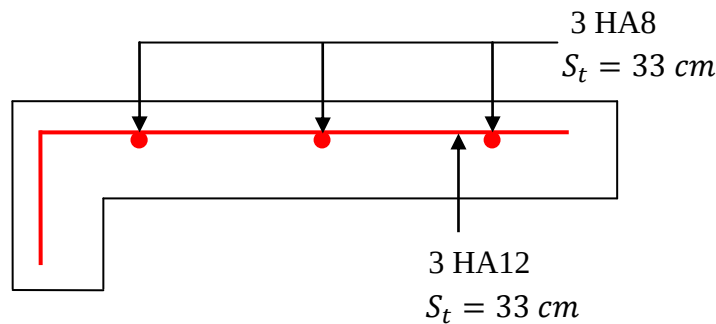


Figure III.21: Schéma de ferrailage du balcon type 3.

III.2.4 Type 4:Dalle sur trois appuis (5^{ème} et 9^{ème} étages)

$$L_x = 1.40 \text{ m}$$

$$L_y = 3.40 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.40}{3.40} = 0.41$$

$$\rho = 0.41 > 0.4 \quad \longrightarrow \quad \text{Travaille dans les deux sens}$$

❖ Evaluation des charges :

$$G = 5.31 \text{ KN/m}^2$$

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

Le calcul peut se faire pour une bande de 1 m.

❖ Combinaison des charges :

➤ ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)1 \text{ m}$$

$$q_u = (1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = 12.42 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 12.42 \text{ KN/m}$$

➤ ELS :

$$q_s = (G + Q)1 \text{ m}$$

$$q_s = (5.31 + 3.5) \times 1 = 8.81 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 8.81 \text{ KN/m}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**➤ **ELU :** $v = 0$ $\rho = 0.41$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1084 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} \end{cases} \quad [6]$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 0.1084 \times 12.42 \times 1.4^2 = 2.64 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.25 \times 2.64 = 0.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Panneau de rive

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 2.64 = 2.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 0.66 = 0.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3 M_{0x} = -0.3 \times 2.64 = -0.79 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS :** $v = 0$ $\rho = 0.41$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1106 \\ \mu_y = 0.301 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 0.1106 \times 8.81 \times 1.4^2 = 1.91 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.301 \times 1.91 = 0.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Panneau de rive

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 1.91 = 1.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 0.57 = 0.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3 M_{0x} = -0.3 \times 1.91 = -0.57 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage :****Tableau III.56:**Ferraillage de la dalle pleine sur trois appuis type 4.

Sens		M(KN.m)	μ_{bu}	α	z (mm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adopt}(cm^2)$
Travée	x-x	2.24	0.009	0.011	134.41	0.48	4HA8=2.01
	y-y	0.56	0.002	0.003	134.84	0.12	4HA8=2.01
Appuis	x-x	-0.79	0.003	0.004	134.78	0.17	4HA8=2.01
	y-y	-0.79	0.003	0.004	134.78	0.17	4HA8=2.01

❖ **Vérification a l'ELU :****-Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0.41 > 0.4 \quad \text{Donc :}$$

$$A_{\min x} = \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} b h_0$$

$$A_{\min y} = \rho_0 b h_0$$

Avec : pour l'acier Fe400 $\rho_0 = 0.08 \%$

$$A_{\min x} = 0.0008 \times \frac{(3-0.41)}{2} \times 100 \times 15 = 1.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min y} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min x} = 1.55 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

$$A_{\min y} = 1.2 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$V_x = V_{\max} = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{(L_y^4 + L_x^4)}$$

$$V_x = V_{\max} = \frac{12.42 \times 1.4}{2} \times \frac{3.4^4}{(3.4^4 + 1.4^4)} = 8.45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{8.45 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.063 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.063 \text{ MPa}$$

-Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.063 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 1.17 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement .Donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification des contraintes a l'ELS :**

Tableau III.57:Vérification a l'ELS de la dalle pleine sur trois appuis type 4.

Sens	M (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observat ion	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observat ion
En travée									
x-x	1.62	2.57	4167.69	1.00	15	Vérifiée	63.73	201.63	Vérifiée
y-y	0.48	2.57	4167.69	0.30	15	Vérifiée	18.88	201.63	Vérifiée
Sur appuis									
x-x ;yy	-0.57	2.57	4167.69	0.35	15	Vérifiée	22.42	201.63	Vérifiée

❖ **Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.20} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{C.V} \\ \frac{0.15}{1.20} = 0.125 \geq \frac{10.56}{10 \times 10.56} = 0.1 \quad \text{C.V} \\ \frac{3.39}{100 \times 13.5} = 0.0025 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{C.V} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

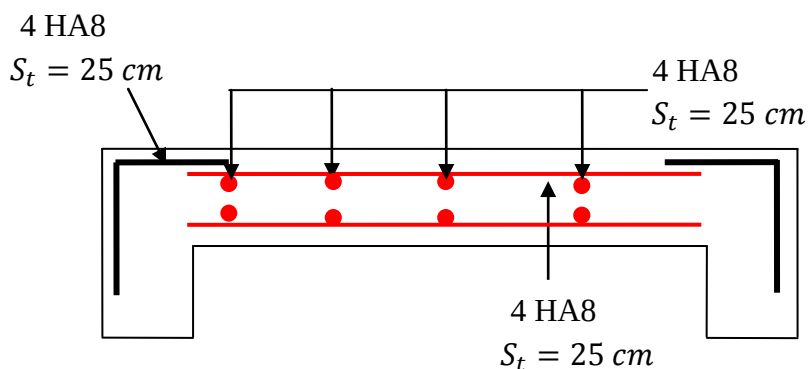


Figure III.22: Schéma de ferrailage du balcon type 4.

III.2.5 Type 5: Dalle sur un seul appui (7^{ème} et 9^{ème} étages)

$$L_x = 1$$

❖ **Evaluation des charges :**

$$G = 5.31 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P = 1 \text{ KN}$$

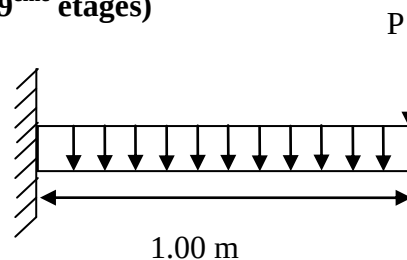


Figure III.23: Schéma statique du balcon type 5.

Le calcul peut se faire pour une bande de 1 m.

❖ **Combinaison des charges :**➤ **ELU :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)1 \text{ m}$$

$$q_u = (1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = 12.42 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 12.42 \text{ KN/m}$$

$$p_u = 1.35 P = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN}$$

➤ **ELS :**

$$q_s = (G + Q)1 \text{ m}$$

$$q_s = (5.31 + 3.5) \times 1 = 8.81 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 8.81 \text{ KN/m}$$

$$p_s = P = 1 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

➤ **ELU :**

$$M_u = \frac{q_u L_x^2}{2} + p_u L_x$$

$$M_u = \frac{12.42 \times 1^2}{2} + 1.35 \times 1 = 7.56 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 7.56 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u L_x + p_u$$

$$V_u = 12.42 \times 1 + 1.35 = 13.77 \text{ KN}$$

$$V_u = 13.77 \text{ KN}$$

➤ **ELS:**

$$M_s = \frac{q_s L_x^2}{2} + p_s L_x$$

$$M_s = \frac{8.81 \times 1^2}{2} + 1 \times 1 = 5.41 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 5.41 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage :**

Tableau III.58: Calcul de ferraillage de la dalle pleine sur un seul appui type 5.

M(KN.m)	μ_{bu}	α	z (mm)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopt}(\text{cm}^2)$	S_t
7.56	0.029	0.037	133	1.63	1.63	3HA10=2.36	33

-Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

On prend : **3HA8 = 1.51 cm²**

Avec : **$S_t = 33 \text{ cm}$**

❖ **Vérification a l'ELU :**

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{13.77 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.102 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.102 \text{ MPa}$$

-Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.50 ; 4 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.102 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ **Vérification des contraintes a l'ELS :**

Tableau III.59: Vérification a l'ELS de la dalle pleine sur un seul appui type 5.

M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observatio n	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observati on
5.41	2.76	4784.12	3.12	15	Vérifiée	182.18	201.63	Vérifiée

❖ **Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.00} = 0.15 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{C.V} \\ \frac{0.15}{1.20} = 0.15 \geq \frac{7.56}{10 \times 7.56} = 0.1 \quad \text{C.V} \\ \frac{2.36}{100 \times 13.5} = 0.0017 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{C.V} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calculer de la flèche ne s'impose pas.

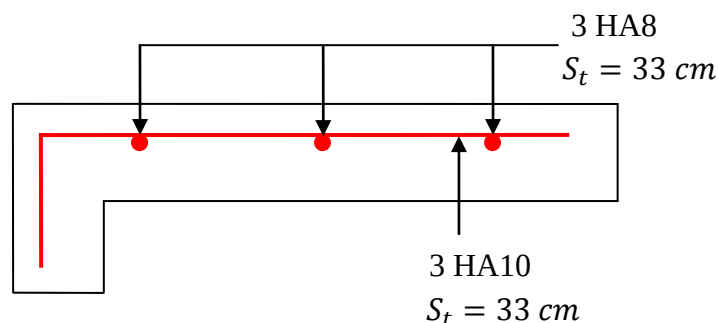


Figure III.24: Schéma de ferrailage du balcon type 5.

III.3 Etude des escaliers :

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles, la section est soumise a la flexion simple.

Dans notre projet on a un seul type d'escalier (RDC jusqu'aux 9^{ème} étage).

L'enrobage : $C \geq 1 \text{ cm}$.

Pour notre emmarchement on aura :

-Palier : → $G = 5.31 \text{ KN/m}^2$

-Paillasse : $\longrightarrow G = 9.32 \text{ KN/m}^2$

-Surcharge : $\longrightarrow Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

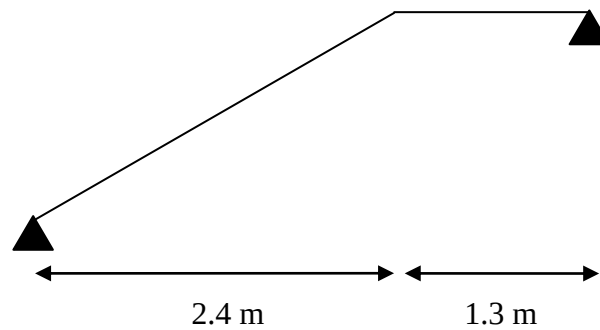


Figure III .25 : Schéma statique de l'escalier.

III.3.1 Combinaison des charges :

Remarque : Les escaliers étudient pour une bande de 1 m.

- **ELU:**

-Palier :

$$q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m} = (1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.92 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 10.92 \text{ KN/ml}$$

-Paillasse :

$$q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m} = (1.35 \times 9.32 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 16.33 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 16.33 \text{ KN/ml}$$

- **ELS:**

-Palier :

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (5.31 + 2.5) \times 1 = 7.81 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 7.81 \text{ KN/ml}$$

-Paillasse :

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (9.32 + 2.5) \times 1 = 11.82 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 11.82 \text{ KN/ml}$$

III.3.2 Calcul des sollicitations :

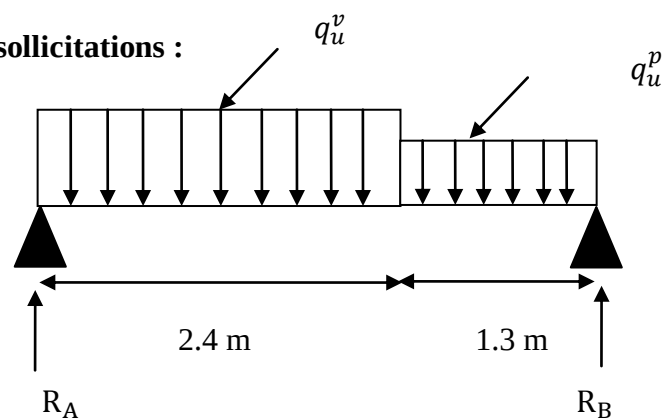


Figure III .26 : Evaluation des charges.

❖ Réaction des appuis :

D'après les formules de RDM :

• ELU:

$$\begin{aligned}\sum F_v = 0 &\implies R_A + R_B = 2.4 q_u^v + 1.3 q_u^p \\ R_A + R_B &= 2.4 \times 16.33 + 1.3 \times 10.92 = 53.39 \text{ KN} \\ R_A + R_B &= 53.39 \text{ KN} \\ \sum M_{/B} = 0 &\implies R_A = \left[\frac{1.3^2}{2} \times 10.92 + 2.4 \left(\frac{2.4}{2} + 1.3 \right) \times 16.33 \right] / 3.7 \\ R_A &= 28.97 \text{ KN} \\ \sum M_{/A} = 0 &\implies R_B = \left[\frac{2.4^2}{2} \times 16.33 + 1.3 \left(\frac{1.3}{2} + 2.4 \right) \times 10.92 \right] / 3.7 \\ R_B &= 24.41 \text{ KN}\end{aligned}$$

• ELS:

$$\begin{aligned}\sum F_v = 0 &\implies R_A + R_B = 2.4 q_s^v + 1.3 q_s^p \\ R_A + R_B &= 2.4 \times 11.82 + 1.3 \times 7.81 = 38.52 \text{ KN} \\ R_A + R_B &= 38.52 \text{ KN} \\ \sum M_{/B} = 0 &\implies R_A = \left[\frac{1.3^2}{2} \times 7.81 + 2.4 \left(\frac{2.4}{2} + 1.3 \right) \times 11.82 \right] / 3.7 \\ R_A &= 20.95 \text{ KN} \\ \sum M_{/A} = 0 &\implies R_B = \left[\frac{2.4^2}{2} \times 11.82 + 1.3 \left(\frac{1.3}{2} + 2.4 \right) \times 7.81 \right] / 3.7 \\ R_B &= 17.57 \text{ KN}\end{aligned}$$

❖ Effort tranchant et moment fléchissant :

• ELU :

-Efforts tranchants :

Tronçon I:

$$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$$

$$V(x) = R_A - q_u^v x$$

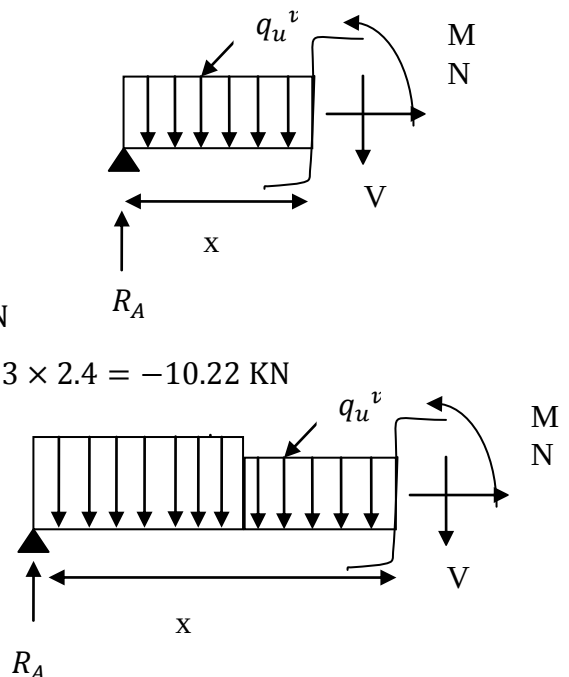
$$\text{Pour } x=0 \quad V(x=0) = R_A = 28.97 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x=2.4 \quad V(x=2.4) = 28.97 - 16.33 \times 2.4 = -10.22 \text{ KN}$$

Tronçon II:

$$2.4 \text{ m} \leq x \leq 3.7 \text{ m}$$

$$V(x) = R_A - 2.4 \times q_u^v - q_u^p (x - 2.4)$$



Pour $x=2.4$ $V(x) = 28.97 - 2.4 \times 16.33 - 10.92(2.4 - 2.4) = -10.22 \text{ KN}$

Pour $x=3.7$ $V(x) = 28.97 - 2.4 \times 16.33 - 10.92(3.7 - 2.4) = -24.42 \text{ KN}$

$V^{\max} = 28.97 \text{ KN}$

-Moment fléchissant :

Tronçon I:

$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$M(x) = R_A x - q_u^v \frac{x^2}{2}$

Pour $x=0$ $M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x=2.4$ $M(x=2.4) = 28.97 \times 2.4 - 16.33 \times \frac{2.4^2}{2} = 22.50 \text{ KN.m}$

Tronçon II:

$2.4 \text{ m} \leq x \leq 3.7 \text{ m}$

$M(x) = R_A x - 2.4(x - \frac{2.4}{2})q_u^v - \frac{(x-2.4)^2}{2}q_u^p$

Pour $x = 2.4 \text{ m}$

$M(x) = 28.97 \times 2.4 - 2.4 \left(2.4 - \frac{2.4}{2}\right) \times 16.33 - \frac{(2.4-2.4)^2}{2} \times 10.92 = 22.50 \text{ KN.m}$

Pour $x = 3.7 \text{ m}$

$M(x) = 28.97 \times 3.7 - 2.4 \left(3.7 - \frac{2.4}{2}\right) \times 16.33 - \frac{(3.7-2.4)^2}{2} \times 10.92 = 0 \text{ KN.m}$

$\frac{dM}{dx} = 0 \implies V = 0$

$\frac{dM}{dx} = 0 \implies \frac{d(R_A x - q_u^v \frac{x^2}{2})}{dx} = R_A - q_u^v x = 0$

$\frac{d(28.97 x - 16.33 \frac{x^2}{2})}{dx} = 28.97 - 16.33 x = 0$

$x = \frac{28.97}{16.33} = 1.77 \text{ m}$

$x = 1.77 \text{ m} \implies M(x=1.77) = 28.97 \times 1.77 - 16.33 \times \frac{1.77^2}{2} = 25.70 \text{ KN.m}$

$M^{\max} = 25.70 \text{ KN.m}$

-Moment en travée :

$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 25.70 = 21.85 \text{ KN.m}$

$M_t = 21.85 \text{ KN.m}$

-Moment sur appuis :

$M_a = 0.5M_0 = 0.5 \times 25.70 = 12.85 \text{ KN.m}$

$M_a = 12.85 \text{ KN.m}$

- ELS :

-Efforts tranchants :**Tronçon I:**

$$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$$

$$V(x) = R_A - q_s^v x$$

Pour $x=0$ $V(x=0) = R_A = 20.95 \text{ KN}$

Pour $x=2.4$ $V(x=2.4) = 20.95 - 11.82 \times 2.4 = -7.42 \text{ KN}$

Tronçon II:

$$2.4 \text{ m} \leq x \leq 3.7 \text{ m}$$

$$V(x) = -R_A + 2.4 \times q_s^v + q_s^p(x - 2.4)$$

Pour $x=2.4$ $V(x) = -20.95 + 2.4 \times 11.82 + 7.81(2.4 - 2.4) = 7.42 \text{ KN}$

Pour $x=3.7$ $V(x) = -20.95 + 2.4 \times 11.82 + 7.81(3.7 - 2.4) = 17.57 \text{ KN}$

$$V^{\max} = 20.95 \text{ KN}$$

-Moment fléchissant :**Tronçon I:**

$$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$$

$$M(x) = R_A x - q_u^v \frac{x^2}{2}$$

Pour $x=0$ $M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x=2.4$ $M(x=2.4) = 20.95 \times 2.4 - 11.82 \times \frac{2.4^2}{2} = 16.24 \text{ KN.m}$

Tronçon II:

$$2.4 \text{ m} \leq x \leq 3.7 \text{ m}$$

$$M(x) = R_A x - 2.4(x - \frac{2.4}{2})q_u^v - \frac{(x-2.4)^2}{2}q_u^p$$

Pour $x = 2.4 \text{ m}$

$$M(x) = 20.95 \times 2.4 - 2.4 \left(2.4 - \frac{2.4}{2}\right) \times 11.82 - \frac{(2.4-2.4)^2}{2} \times 7.81 = 16.24 \text{ KN.m}$$

Pour $x = 3.7 \text{ m}$

$$M(x) = 20.95 \times 3.7 - 2.4 \left(3.7 - \frac{2.4}{2}\right) \times 11.82 - \frac{(3.7-2.4)^2}{2} \times 7.81 = 0 \text{ KN.m}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \implies V = 0$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \implies \frac{d(R_A x - q_s^v \frac{x^2}{2})}{dx} = R_A - q_s^v x = 0$$

$$\frac{d(20.95 x - 11.82 \frac{x^2}{2})}{dx} = 20.95 - 11.82 x = 0$$

$$x = \frac{20.95}{11.82} = 1.77 \text{ m}$$

$$x = 1.77 \text{ m} \implies M(x = 1.77) = 20.95 \times 1.77 - 11.82 \times \frac{1.77^2}{2} = 18.57 \text{ KN.m}$$

$$M^{\max} = 18.57 \text{ KN.m}$$

-Moment en travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 18.57 = 15.78 \text{ KN.m}$$

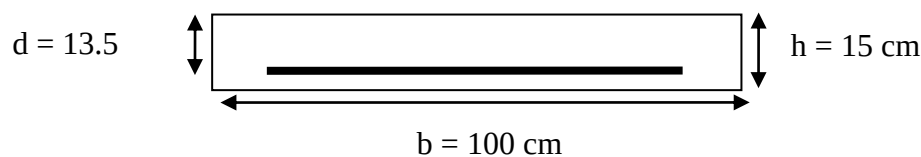
$$M_t = 15.78 \text{ KN.m}$$

-Moment sur appuis :

$$M_a = 0.5M_0 = 0.5 \times 18.57 = 9.29 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 9.29 \text{ KN.m}$$

III.3.3 Ferrailage:



❖ **En travée :**

$$M_t = 21.85 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 h = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{21.85 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14.17} = 0.085$$

$$\mu_{bu} = 0.085 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.085 \leq \mu_l = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.085}) = 0.11$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 135 \times (1 - 0.4 \times 0.11) = 129.06 \text{ mm}$$

$$z = 129.06 \text{ mm}$$

-Section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{21.85 \times 10^6}{129.06 \times \frac{400}{1.15}} = 486.74 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4.87 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa} \implies f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_{\text{calcul}}) = \max(1.63; 4.87) = 4.87 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.87 \text{ cm}^2$$

On prend : **5HA12 = 5.65 cm²**

-Espacement maximale :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 15; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

Condition Vérifier.

-Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On prend : **4HA8 = 2.01 cm²**

-Espacement maximale :

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 15; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$$

Condition Vérifier.

❖ **Sur appuis :**

$$M_a = 2.85 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 h = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.85 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14.17} = 0.05$$

$$\mu_{bu} = 0.05 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.05 \leq \mu_l = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05}) = 0.064$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 135 \times (1 - 0.4 \times 0.064) = 131.54 \text{ mm}$$

$$z = 131.54 \text{ mm}$$

-Section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12.85 \times 10^6}{131.54 \times \frac{400}{1.15}} = 280.86 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2.81 \text{ cm}^2.$$

-Condition de non fragilité :

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.} \quad \Longrightarrow \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_{\text{calcul}}) = \max(1.63; 2.81) = 2.81 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.81 \text{ cm}^2$$

On prend : **4HA10 = 3.14 cm²**

-Espacement maximale :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 15; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

Condition Vérifier.

-Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

On prend : **3HA8 = 1.51 cm²**

-Espacement maximale :

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 15; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 33 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$$

Condition Vérifier.

Tableau III.60: Ferrailage des escaliers.

Sections	M (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ_{bu}	α	z (mm)	A_{cal} (cm ²)	$A_{\min}$ (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
Travée	21.85	100	13.5	0.085	0.11	129.6	4.87	1.63	4HA12=5.65
Appuis	2.85	100	13.5	0.05	0.064	131.54	2.81	1.63	4HA10=3.14

❖ **Vérifications :**

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{28.97 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.215 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.215 \text{ MPa}$$

-Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.215 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'état limite de compression du béton (ELS) :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

-En travée :

$$M_t = 15.78 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (y - d) A'_s - \eta (d - y) A_s = 0$$

$$\eta = 15 \quad ; \quad A'_s = 0 \quad ; \quad A_s = 5.65 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times (13.5 - y) \times 5.65 = 0$$

$$y = 4.01 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s + \eta (y - d) A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 4.01^3 + 15 (13.5 - 4.01)^2 \times 5.65 = 9781.97 \text{ cm}^4$$

$$I = 9781.97 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{15.78 \times 10^6 \times 40.1}{9781.97 \times 10^4} = 6.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.47 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.**-Sur appuis :**

$$M_a = 9.29 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (y - d) A'_s - \eta (d - y) A_s = 0$$

$$\eta = 15 \quad ; \quad A'_s = 0 \quad ; \quad A_s = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times (13.5 - y) \times 3.14 = 0$$

$$y = 3.13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2A_s + \eta(y - d)A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.13^3 + 15(13.5 - 3.13)^2 \times 3.14 = 6087.13 \text{ cm}^4$$

$$I = 6087.13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{9.29 \times 10^6 \times 31.3}{6087.13 \times 10^4} = 4.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.78 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.**Tableau III.61:** Vérification à l'ELS des escaliers.

Sections	M(KN. m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	15.78	4.01	9781.97	6.47	15	Vérifiée
Appuis	9.29	3.13	6087.13	4.78	15	Vérifiée

- Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{3.7} = 0.0405 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{C.N.V} \\ \frac{0.15}{3.7} = 0.0405 \geq \frac{15.78}{10 \times 18.57} = 0.085 \quad \text{C.N.V} \\ \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.004 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{C.V} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

-Calcul de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.2)

La flèche totale est donnée par :

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

- f_{gi} et f_{gv} : Les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

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

- f_{pi} : La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

-Cette flèche ne doit pas dépasser $L/500$.

Avec : $y = 4.01 \text{ cm}$; $I = 9781.97 \text{ cm}^4$; $d = 13.5 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$

$$b = 100 \text{ cm} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

***Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I_0 » :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left[\frac{h}{2} - V \right]^2 + 15A_s(d - V)^2$$

$$V = \left[\frac{bh^2}{2} + 15A_s d \right] / [bd + 15A_s]$$

$$V = \frac{\left[\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13.5 \right]}{[100 \times 13.5 + 15 \times 5.65]} = 8.638 \text{ cm}$$

$$V = 8.64 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 100 \times 15 \left[\frac{15}{2} - 8.64 \right]^2 + 15 \times 5.65 (13.5 - 8.64)^2 = 32076.16 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 32076.16 \text{ cm}^4$$

***Calcul des coefficients :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} ; \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.0042 \quad \Longrightarrow \quad \rho = 0.0042$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0042} = 5 \quad \Longrightarrow \quad \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0042} = 5$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times 5 = 2 \quad \Longrightarrow \quad \lambda_v = 2$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i$$

$$E_v = \frac{1}{3} \times 32164.2 = 10721.4 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

***La flèche due à l'ensemble des charges permanentes « f_{gi} ; f_{gv} » :**

La combinaison : $q = G$

-Palier : $q_p = 5.31 \text{ KN/ml}$

-Paillasse (volé) : $q_v = 9.32 \text{ KN/ml}$

- **La charge équivalente :**

$$q_{eq} = \frac{q_v \times L_1 + q_p \times L_2}{L_1 + L_2} = \frac{9.32 \times 2.4 + 5.31 \times 1.3}{2.4 + 1.3} = 7.91 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul du moment et contrainte :**

$$M_s = 0.85 M_0 = 0.85 \times \frac{q_{eq} l^2}{8}$$

$$M_s = 0.85 \times \frac{7.91 \times 3.7^2}{8} = 11.51 \text{ KN.m} \quad \Longrightarrow \quad M_s = 11.51 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_s (d - y)}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 11.51 \times 10^6 \times (135 - 40.1)}{9781.97 \times 10^4} = 167.50 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = 167.50 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0042 \times 167.50 + 2.1} \right] = 0.25 \quad \Rightarrow \quad \mu = 0.25$$

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 32076.16}{1 + 5 \times 0.25} = 15681.68 \text{ cm}^4 \quad \Rightarrow \quad I_{fgi} = 15681.68 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{M l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$f_{gi} = \frac{11.51 \times 10^6 \times (3.7 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 15681.68 \times 10^4} = 3.12 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad f_{gi} = 3.12 \text{ mm}$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 32076.16}{1 + 2 \times 0.25} = 23522.52 \text{ cm}^4 \quad \Rightarrow \quad I_{fgv} = 23522.52 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{M l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

$$f_{gv} = \frac{11.51 \times 10^6 \times (3.7 \times 10^3)^2}{10 \times 10721.4 \times 23522.52 \times 10^4} = 6.25 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad f_{gv} = 6.25 \text{ mm}$$

***Flèche instantanée due à j «f_{ji}» :**

J : charge permanente avant la mise en place du revêtement :

-Palier : q_p = 3.75 KN/ml

-Paillasse (volé) : q_v = 6.32 KN/ml

- **La charge équivalente :**

$$q_{eq} = \frac{q_v \times L_1 + q_p \times L_2}{L_1 + L_2} = \frac{6.32 \times 2.4 + 3.75 \times 1.3}{2.4 + 1.3} = 5.42 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul du moment et contrainte :**

$$M_s = 0.85 M_0 = 0.85 \frac{q_{eq} l^2}{8}$$

$$M_s = 0.85 \times \frac{5.42 \times 3.7^2}{8} = 7.88 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad M_s = 7.88 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_s (d - y)}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 7.88 \times 10^6 \times (135 - 40.1)}{9781.97 \times 10^4} = 114.67 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = 114.67 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0042 \times 114.67 + 2.1} \right] = 0.09 \quad \Rightarrow \quad \mu = 0.09$$

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 32076.16}{1 + 5 \times 0.09} = 24333.64 \text{ cm}^4 \quad \Rightarrow \quad I_{fji} = 24333.64 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{M l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$f_{ji} = \frac{7.88 \times 10^6 \times (3.7 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 24333.64 \times 10^4} = 1.38 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad f_{ji} = 1.38 \text{ mm}$$

***Flèche due à G+Q « f_{pi} » :**

La combinaison : q = G + Q

-Palier : q_p = 5.31 + 2.5 = 7.81 KN/ml

-Paillasse (volé) : q_v = 9.32 + 2.5 = 11.82 KN/ml

- **La charge équivalente :**

$$q_{eq} = \frac{q_v \times L_1 + q_p \times L_2}{L_1 + L_2} = \frac{11.82 \times 2.4 + 7.81 \times 1.3}{2.4 + 1.3} = 10.41 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul du moment et contrainte :**

$$M_s = 0.85 M_0 = 0.85 \frac{q_{eq} l^2}{8}$$

$$M_s = 0.85 \times \frac{10.41 \times 3.7^2}{8} = 15.14 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad M_s = 15.14 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_s (d - y)}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 15.14 \times 10^6 \times (135 - 40.1)}{9781.97 \times 10^4} = 220.32 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = 220.32 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0042 \times 220.32 + 2.1} \right] = 0.37 \quad \Rightarrow \quad \mu = 0.37$$

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 32076.16}{1 + 5 \times 0.37} = 12380.27 \text{ cm}^4 \quad \Rightarrow \quad I_{fpi} = 12380.27 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{M l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$f_{pi} = \frac{15.14 \times 10^6 \times (3.7 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 12380.27 \times 10^4} = 5.21 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad f_{pi} = 5.21 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 6.25 - 1.38 + 5.21 - 3.12 = 6.96 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 6.96 \text{ mm}$$

D'après le **BAEL91 article (B.6.5.3)** on a :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si} \quad L \leq 5 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{3700}{500} = 7.4 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 6.96 \text{ mm} \leq \bar{f} = 7.4 \text{ mm}$$

Condition Vérifier.

Schéma de ferrailage :

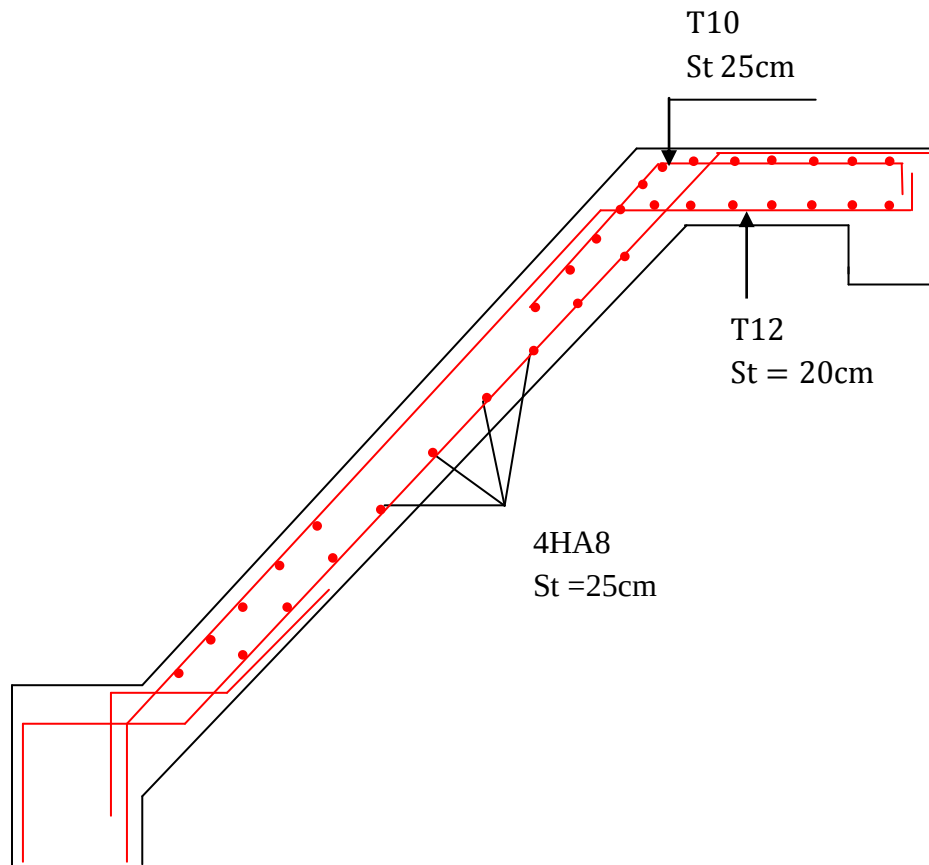


Figure III.27 : Schémas du ferrailage de l'escalier

III.3.4 Etude de la poutre palière :

Elle est soumise à la flexion simple et la torsion

-La flexion simple : elle provient des poids propre de la poutre palière ainsi que la réaction d'escalier.

-la torsion : elle provient de l'effort horizontal qui a été exercé par les volées sur la poutre

Elle est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 2.90 m, son schéma statique est le suivant :

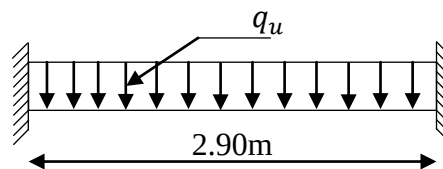


Figure III. 28: Schéma statique.

III.3.4.1 Pré dimensionnement :

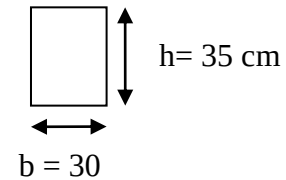
❖ D'après le BAEL :

$$\begin{cases} (L/15) \leq h \leq (L/10) \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

❖ D'après le RPA:

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad (\text{Article 7.5.1})$$

$$\begin{cases} (290/15) \leq h \leq (290/10) \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$



$$\begin{cases} 19.33 \leq h \leq 29 \longrightarrow h = 35 \text{ cm} \\ 10.5 \leq b \leq 24.5 \longrightarrow b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} & b = 30 > 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{CV} \\ h \geq 30 \text{ cm} & h = 35 > 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{CV} \\ 1 \leq h/b \leq 4 & 1 \leq \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 \longrightarrow \text{CV} \end{cases}$$

On adopte une section de (30x35) cm²

III.3.4.2 Calcul à la flexion simple :

❖ Charges revenant à la poutre palière :

• Poids propre:

$$G_0 = b \times h \times \gamma_b = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.63 \text{ KN/m}$$

$$G_0 = 2.63 \text{ KN/m}$$

❖ Poids du mur:

$$P_{\text{mur}} = G_{\text{mur}} \times h_{\text{mur}} = 2.76 \times 1.53 = 4.22 \text{ KN/m}$$

$$P_{\text{mur}} = 4.22 \text{ KN/m}$$

• Réaction :

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B
($q_{\text{escalier}} = R_B$)

ELU:

$$q_{\text{escalier}} = 24.41 \text{ KN/m}$$

ELS:

$$q_{\text{escalier}} = 17.57 \text{ KN/m}$$

Alors:

ELU :

$$q_u = 1.35(G_0 + P_{\text{mur}}) + q_{\text{escalier}}$$

$$q_u = 1.35(2.63 + 4.22) + 24.41 = 33.66 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 33.66 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$q_s = G_0 + P_{\text{mur}} + q_{\text{escalier}}$$

$$q_s = 2.63 + 4.22 + 17.57 = 24.42 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 24.42 \text{ KN/m}$$

❖ **Effort tranchant et moment fléchissant :**

• **Effort tranchant :**

ELU :

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{33.66 \times 2.90}{2} = 48.81 \text{ KN}$$

$$V_u = 48.81 \text{ KN}$$

ELS :

$$V_s = \frac{q_s L}{2} = \frac{24.42 \times 2.90}{2} = 35.41 \text{ KN}$$

$$V_s = 35.41 \text{ KN}$$

• **Moment fléchissant :**

En travée :

-ELU :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{24} = \frac{33.66 \times (2.90)^2}{24} = 11.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 11.80 \text{ KN.m}$$

-ELS :

$$M_{ts} = \frac{q_s L^2}{24} = \frac{24.42 \times (2.90)^2}{24} = 8.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = 8.56 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

-ELU :

$$M_{au} = -\frac{q_u L^2}{12} = \frac{33.66 \times (2.90)^2}{12} = 23.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = -23.59 \text{ KN.m}$$

-ELS :

$$M_{as} = -\frac{q_s L^2}{12} = \frac{24.42 \times (2.90)^2}{12} = 17.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = -17.11 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage:**

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

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 35 = 31.5 \text{ cm}$$

$$d = 31.5 \text{ cm}$$

❖ **En travée :**

$$M_{tu} = 11.80 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.80 \times 10^6}{300 \times (315)^2 \times 14.17} = 0.028$$

$$\mu_{bu} = 0.028 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.028 \leq \mu_l = 0.392 \implies A' = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.028}) = 0.036$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 315 \times (1 - 0.4 \times 0.036) = 310.46 \text{ mm}$$

$$z = 310.46 \text{ mm}$$

-Section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11.80 \times 10^6}{310.46 \times \frac{400}{1.15}} = 109.27 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.09 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa} \implies f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_{\text{calcul}}) = \max(1.14; 1.09) = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 2\text{HA12} = 2.26 \text{ cm}^2$$

❖ **Sur appuis :**

$$M_{au} = -23.59 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23.59 \times 10^6}{300 \times (315)^2 \times 14.17} = 0.056$$

$$\mu_{bu} = 0.056 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.056 \leq \mu_l = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.056}) = 0.072$$

$$\alpha_u = 0.072$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 315 \times (1 - 0.4 \times 0.072) = 305.93 \text{ mm}$$

$$z = 305.93 \text{ mm}$$

-Section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{23.59 \times 10^6}{305.93 \times \frac{400}{1.15}} = 221.69 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2.22 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \text{ bd} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \text{ bd} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2,1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_{\text{calcul}}) = \max(1.14; 2.22) = 2.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.22 \text{ cm}^2$$

On prend : **2HA14 = 3.08 cm²**

Tableau III.62: Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

Sections	M (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ_{bu}	α	z (mm)	A_{cal} (cm ²)	$A_{\min}$ (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
Travée	11.80	30	31.5	0.028	0.036	310.46	1.09	1.14	2HA12=2.26
Appuis	23.59	30	31.5	0.056	0.036	305.93	2.22	1.14	2HA14=3.08

❖ **Vérifications :**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement à la flexion simple :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{48.81 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.52 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.52 \text{ MPa}$$

-Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.52 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

$\Longrightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

L'espacement :D'après **CBA93 (Article A.5.1.2.2 et A.5.1.2.3)**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq \min(0.9 \times 31.5; 40 \text{ cm}) = \min(28.35; 40)$$

$$S_t \leq 28.35 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$ **Armatures transversales :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} \longrightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = \frac{30 \times 15 \times 1.15 (0.52 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} \longrightarrow A_t \geq -0.158 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(0.45; -0.158) = 0.45 \text{ cm}^2$$

III.3.4.3 Calcul à la torsion :**❖ Moment de torsion :**

Le moment est donné par l'expression suivante :

$$M_{\text{torsion}} = \frac{M_B \times L}{2}$$

Avec :

 M_B : Correspond au moment engendré au niveau de l'appui B de l'escalier à L' ELU

$$M_{\text{torsion}} = \frac{M_B \times L}{2} = \frac{11.80 \times 2.9}{2} = 17.11 \text{ KN.m}$$

❖ Armatures longitudinales :

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \emptyset/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

Donc :

$$A_l = \frac{M_{\text{torsion}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

Avec :

 Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur tel que.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

 e : Épaisseur de la paroi avec.

$$e = \frac{\emptyset}{6}$$

 $\emptyset = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$\emptyset = \min(30, 35) = 30 \text{ cm}$$

$$e = \frac{\emptyset}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

U : Périmètre de la section de la poutre palière:

$$U = 2(b + h) = 2 \times (30 + 35) = 130 \text{ cm}$$

A_I: Section d'acier.

$$A_I = \frac{17.11 \times 10^6 \times 1300 \times 1.15}{2 \times 75000 \times 400} = 426.32 \text{ mm}^2$$

$$A_I = 4.26 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures transversales :**

$$A_I = \frac{M_{\text{torsion}} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$A_I = \frac{17.11 \times 10^6 \times 150}{2 \times 75000 \times \frac{400}{1.15}} = 49.19 \text{ mm}^2$$

$$A_I = 0.49 \text{ cm}^2$$

❖ **Contrainte de cisaillement à la torsion :**

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{torsion}}}{2 \times \Omega \times e}$$

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{17.11 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 50} = 2.28 \text{ MPA}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_{\text{total}}^{\text{tor}} \leq \bar{\tau}$$

Avec :

$$\tau_{\text{total}}^{\text{tor}} = \sqrt{(\tau^{\text{F.S}})^2 + (\tau^{\text{torsion}})^2}$$

$$\tau_{\text{total}}^{\text{tor}} = \sqrt{(0.52)^2 + (2.28)^2} = 2.34 \text{ MPA}$$

-Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPA} \right\} = \min \{ 3.33 ; 5 \text{ MPA} \} = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_{\text{total}}^{\text{tor}} = 2.34 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$$

Condition Vérifier.

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Ferraillage globale :**

En travée :

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + \frac{A_t^{\text{torsion}}}{2} = 1.09 + \frac{4.26}{2} = 3.22 \text{ cm}^2$$

On adopte : **A_t = 3HA14 = 4.62 cm²**

Sur appuis :

$$A_a = A_a^{\text{flexion}} + \frac{A_a^{\text{torsion}}}{2} = 2.22 + \frac{4.26}{2} = 4.35 \text{ cm}^2$$

On adopte : **$A_a = 3\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 5.75 \text{ cm}^2$**

Armature transversales :

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + A_t^{\text{torsion}}$$

Flexion :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} \longrightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = \frac{30 \times 15 \times 1.15 (0.52 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} \longrightarrow A_t \geq -0.158 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(0.45; -0.158) = 0.45 \text{ cm}^2$$

Torsion :

$$A_t = \frac{0.4 \times e \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 5 \times 15}{400} \longrightarrow A_t = 0.075 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{\text{torsion}} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$A_t = \frac{17.11 \times 10^6 \times 150}{2 \times 75000 \times \frac{400}{1.15}} = 49.19 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A_t = 0.45 + 0.49 = 0.94 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre et un étrier **$4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$**

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

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

$$A_l > \left(48.81 \times 10^3 + \frac{11.80 \times 10^6}{0.9 \times 315} \right) \times \frac{1.15}{400} = 259.99 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 4.26 \text{ cm}^2 > 2.60 \text{ cm}^2$$

- Vérification de l'état limite de compression du béton (ELS) :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

-En travée :

$$M_t = 8.56 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(y-d)A'_s - \eta(d-y)A_s = 0$$

$$\eta = 15 \quad ; \quad A'_s = 0 \quad ; \quad A_s = 2.26 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times (31.5 - y) \times 2.26 = 0$$

$$y = 7.38 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d-y)^2A_s + \eta(y-d)A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times 7.38^3 + 15(31.5 - 7.38)^2 \times 2.26 = 23741.62 \text{ cm}^4$$

$$I = 23741.62 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{8.56 \times 10^6 \times 73.8}{23741.62 \times 10^4} = 2.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.66 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2.66 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

-Sur appuis :

$$M_a = 17.11 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(y-d)A'_s - \eta(d-y)A_s = 0$$

$$\eta = 15 \quad ; \quad A'_s = 0 \quad ; \quad A_s = 3.08 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times (31.5 - y) \times 3.08 = 0$$

$$y = 8.43 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d-y)^2A_s + \eta(y-d)A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times 8.43^3 + 15(31.5 - 8.43)^2 \times 3.08 = 30579.56 \text{ cm}^4$$

$$I = 30579.56 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{17.11 \times 10^6 \times 84.3}{30579.56 \times 10^4} = 4.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.72 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

Tableau III.63: Vérification à l'ELS de la poutre palière.

Sections	M(KN. m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
Travée	8.56	7.38	23741.62	2.66	15	Vérifiée
Appuis	17.11	8.43	30579.56	4.72	15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.35}{2.9} = 0.121 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CV} \\ \frac{0.35}{2.9} = 0.121 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \quad \text{CV} \\ \frac{2.26}{30 \times 31.5} = 0.0024 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

Pas de risque de flèche de la poutre palière.

Schéma de ferrailage :

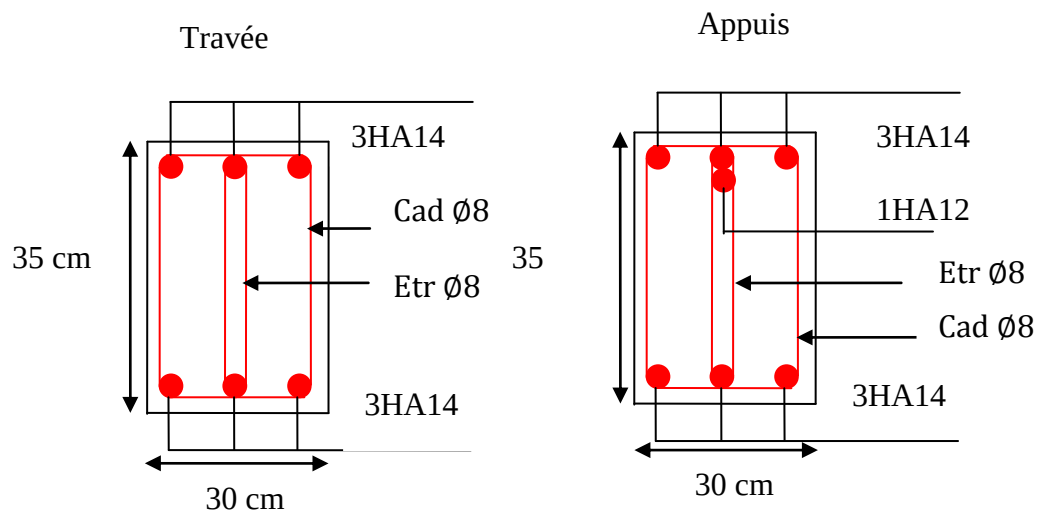


Figure III.29 : Ferrailage de poutre palière (30×35).

III.4 Etude de l'Acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une charge (Q) qui est due à la main courante et une force latérale sismique.

III.4.1 Hypothèse de calcul :

Les hypothèses à prendre en compte pour le calcul sont :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- L'acrotère est sollicité en flexion composée.

III.4.2 Acrotère type A :

III.4.2.1 Géométrie :

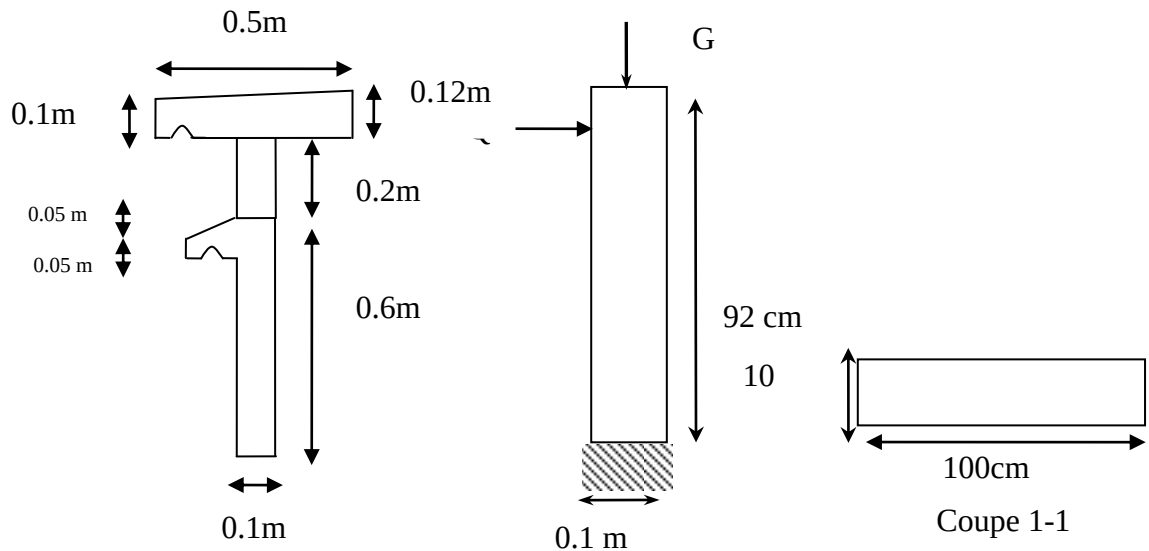


Figure III.30: Coupe transversal **Figure III.31:** Schéma statique **Figure III.32:** Coupe 1-1

III.4.2.2 Evaluation des charges :

❖ Poids de l'acrotère :

Acrotère A: $G = 4.6 \text{ KN/ml}$

❖ Charge d'exploitation :

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

❖ La force sismique :

D'après le **RPA99 version 2003 (Article 6.2.3)** les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage approprié.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1).

W_p : Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Le groupe d'usage 2 et zone IIa (Mila)} & \longrightarrow A = 0.15 \\ \text{Élément en console} & \longrightarrow C_p = 0.8 \\ \text{Poids de l'acrotère} & \longrightarrow W_p = 4.6 \text{ KN/ml (Acrotère A)} \end{array} \right.$$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 4.6 = 2.21 \text{ KN}$$

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

On a:

$$F_p \geq 1.5Q$$

$$Q = \max\{1.5Q ; F_p\} = \{1.5 \text{ KN} ; 2.21 \text{ KN}\}$$

$$Q = 2.21 \text{ KN}$$

Alors, le ferrailage sera donc donnée par les sollicitations W_p, F_p .

III.4.2.3 Les sollicitations :

$$\diamond \text{ Calcul du centre de pression : } X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$$

$$X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} =$$

$$\frac{(0.6 \times 0.1) \times \frac{0.1}{2} + (0.2 \times 0.1) \times \frac{0.1}{2} + (0.1 \times 0.05) \times \left(\frac{0.1}{2} + 0.1\right) + \left(\frac{0.1 \times 0.05}{2}\right) \times \left(\frac{0.1}{3} + 0.1\right) + ((0.02 \times 0.5)/2) \times \frac{0.5}{3} + (0.1 \times 0.5) \times \frac{0.5}{2}}{(0.6 \times 0.1) + (0.2 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + ((0.1 \times 0.05)/2) + ((0.02 \times 0.5)/2) + (0.1 \times 0.5)} =$$

$$0.1292 \text{ m}$$

$$X_G = 0.13 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = 0.58 \text{ m}$$

$$Y_G = 0.58 \text{ m}$$

$\diamond$ Moments engendré par les sollicitations :

$$N_G = 4.6 \text{ KN/ml} \implies M_G = 0$$

$$Q = 2.21 \text{ KN/ml} \implies M_Q = Q \times h = 2.21 \times 0.92 = 2.03 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 2.21 \text{ KN/ml} \implies M_{F_p} = F_p \times Y_G = 2.21 \times 0.58 = 1.28 \text{ KN.m}$$

ELU :

$$N_u = 1.35N_G \quad (N_G = W_p)$$

$$M_u = 1.5M_Q = 1.5(Q_{\text{maine courante}} \times \text{hauteur de l'acrotère})$$

ELS:

$$N_{\text{ser}} = N_G = W_p$$

$$M_{\text{ser}} = M_Q = Q \times h$$

Tableau III.64 : Combinaison de calcul d'Acrotère A.

	RPA	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	4.6	6.21	4.6
M(KN.m)	3.31	3.05	2.03

$\diamond$ Calcul de l'excentricité :

$$\begin{cases} e = e_1 + e_2 \\ e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a \end{cases} \quad \text{CBA 93 article A.4.3.5}$$

Avec :

e_1 : L'excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales, Y compris l'excentricité additionnelle définie ci-dessous.

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.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3.05}{6.21} = 0.49 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.0167 \text{ m}$$

Nous avons :

$e_0 > \frac{h}{6}$ Donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{1}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{92}{250} \right\} = \max \{ 2 \text{ cm}; 0.37 \} = 2 \text{ cm}$$

$$e_a = 0.02 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\varphi) \quad \text{CBA 93 article A.4.3.5}$$

φ : C'est le rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée ; ce rapport est généralement pris égal à 2. $\varphi = 2$

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment totale du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 2.03} = 0$$

l_f : Longueur de flambement

$$l_f = 2l = 2 \times 0.92 = 1.84 \text{ m}$$

h : Hauteur de la section qui est égale à 10 cm.

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times (1.84)^2}{10^4 \times 0.1} \times 2 = 0.02 \text{ m}$$

$$e = 0.49 + 0.02 + 0.02 = 0.53 \text{ m}$$

❖ Vérification au flambement :

$$\lambda_{\max} = \max \left\{ 50; \min \left\{ \frac{67e_0}{h}; 100 \right\} \right\}$$

$$\lambda_{\max} = \max \left\{ 50; \min \left\{ \frac{67 \times 0.49}{0.1}; 100 \right\} \right\} = \max \{ 50; \min \{ 328.3; 100 \} \} = 100$$

$$\lambda_{\max} = 100$$

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

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times (0.1)^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$B = bh = 1 \times 0.1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{8.33 \times 10^{-5}}{0.1}} = 2.89 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1.84}{2.89 \times 10^{-2}} = 63.67$$

$$\lambda = 63.67 < 100 \longrightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

III.4.4.4 Ferrailage:

❖ Calcul a l'ELU :

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

$$d = 0.9h = 9 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

-L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u(d - \frac{h}{2})$$

$$M_{uG} = N_u \times e = 6.21 \times 0.53 = 3.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{uA} = 3.29 + 6.21 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 3.54 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{uA} = \frac{M_{uA}}{bd^2f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa} \implies f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{uA} = \frac{3.54 \times 10^6}{1000 \times (90)^2 \times 14.17} = 0.031$$

$$\mu_{uA} = 0.031 \leq \mu_{AB} = 0.18 \iff \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{uA} = 0.031 \leq \mu_l = 0.392 \iff A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.031}) = 0.04$$

$$\alpha_u = 0.04$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 90 \times (1 - 0.4 \times 0.04) = 88.56 \text{ mm}$$

$$z = 88.56 \text{ mm}$$

$$A_{u1} = \frac{M_{uA}}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3.54 \times 10^6}{88.56 \times \frac{400}{1.15}} = 114.92 \text{ mm}^2$$

$$A_{u1} = 1.15 \text{ cm}^2$$

-La section réelle des armatures tendues est alors (A_u) :

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 114.92 - \frac{6.21 \times 10^3}{\frac{400}{1.15}} = 97.07 \text{ mm}^2$$

$$A_u = 0.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \text{ bd} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \text{ b d} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,1}{400} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_u) = \max(1.09; 0.97) = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.09 \text{ cm}^2$$

On prend : **4HA8 = 2.01 cm²**

-Espaceement maximale :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On prend : **4HA6 = 1.13 cm²**

-Espaceement maximale :

$$S_t = \frac{92}{4} = 23 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 2.21 = 3.32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{3.32 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.037 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.037 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.037 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Calcul a l'ELS :**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{2.03}{4.6} = 0.44 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.0167 \text{ m}$$

Nous avons :

$e_0 > \frac{h}{6}$ Donc la section est partiellement comprimée, On calcul la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au centre de gravité des armatures tendus.

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser}(d - \frac{h}{2})$$

$$M_{ser/A} = 2.03 + 4.6 \times (0.09 - \frac{0.1}{2}) = 2.21 \text{ KN.m}$$

-Calcul du moment limite de service M_1 :

$$M_1 = \mu_r b d^2 \sigma_{bc}$$

-La contrainte du béton est donné a l'ELS par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right)$$

$$\alpha_r = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}}$$

-La contrainte d'acier : La fissuration est préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad \text{CBA 93 article A.4.5.3.3}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.67 ; 201.63 \}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\alpha_r = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.53$$

$$\mu_r = \frac{0.53}{2} \left(1 - \frac{0.53}{3}\right) = 0.22$$

$$M_1 = 0.22 \times 1000 \times 90^2 \times 15 = 2.673 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

$$M_1 = 26.73 \text{ KN.m}$$

$M_{ser/A} = 2.21 \text{ KN.m} < M_1 = 26.73 \text{ KN.m} \Rightarrow A' = 0$ La section sans acier comprimé.

$$z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 90 \times \frac{0.53}{3} = 74.1 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ser/A}}{z_r \bar{\sigma}_{st}} = \frac{2.21 \times 10^6}{74.1 \times 201.63} = 147.92 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ ser}} = A_s - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = 147.92 - \frac{4.6 \times 10^3}{201.63} = 125.11 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ ser}} = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_{s \text{ ser}}) = \max(1.09; 1.25) = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.25 \text{ cm}^2$$

On prend : **4HA8 = 2.01 cm²**

❖ Schémas de ferrailage :

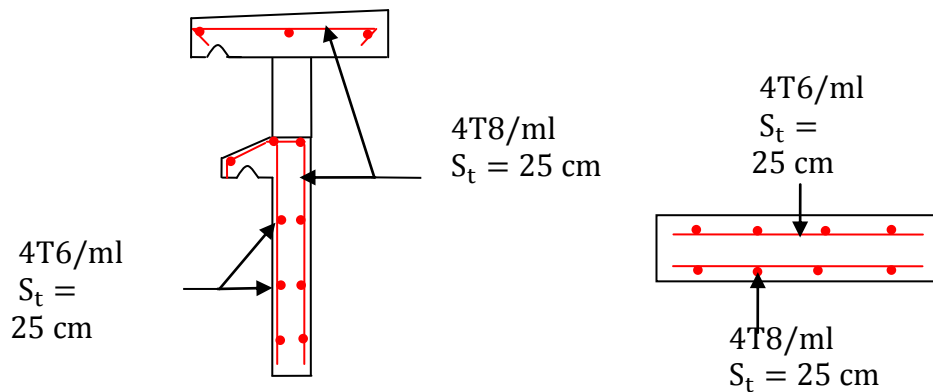


Figure III.33 : Ferrailage d'Acrotère A.

III.4.3 Acrotère type B :

III.4.3.1 Géométrie :

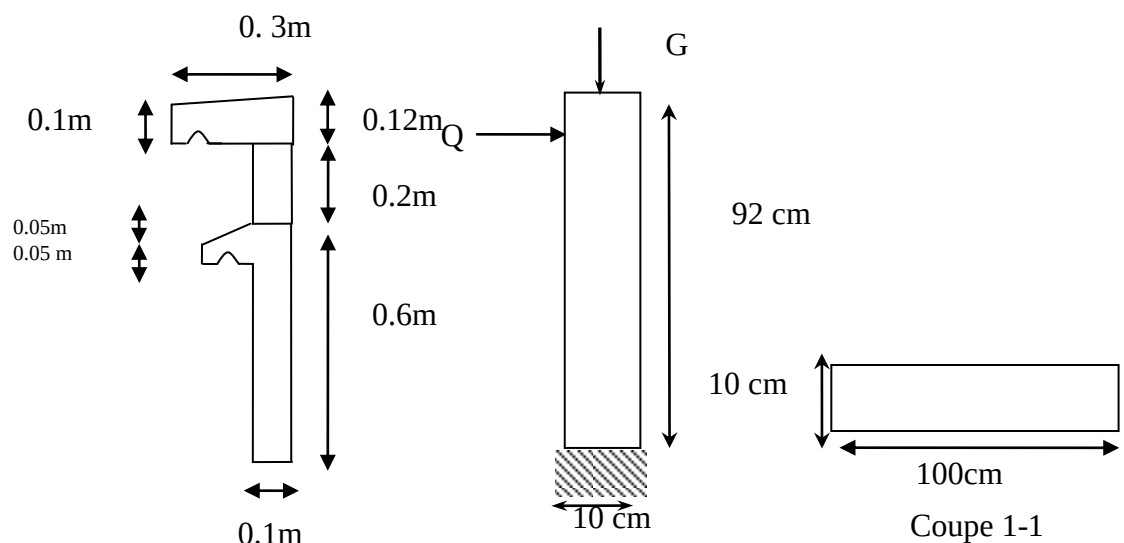


Figure III.34 Coupe transversal

Figure III.35 Schéma statique

Figure III.36 Coupe 1-1

III.4.3.2 Evaluation des charges :❖ **Poids de l'acrotère :**

Acrotère B: $G = 3.87 \text{ KN/ml}$

❖ **Charge d'exploitation :**

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

❖ **La force sismique :**

D'après le **RPA99 version 2003 (Article 6.2.3)** les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage approprié.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1).

W_p : Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Le groupe d'usage 2 et zone IIa (Mila)} \longrightarrow & A = 0.15 \\ \text{Élément en console} \longrightarrow & C_p = 0.8 \\ \text{Poids de l'acrotère} \longrightarrow & W_p = 3.87 \text{ KN/ml (Acrotère B)} \end{array} \right.$$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.87 = 1.86 \text{ KN}$$

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

On a:

$$F_p \geq 1.5Q$$

$$Q = \max\{1.5Q ; F_p\} = \{1.5 \text{ KN} ; 1.86 \text{ KN}\}$$

$$Q = 1.86 \text{ KN}$$

Alors, le ferrailage sera donc donnée par les sollicitations W_p, F_p .

III.4.3.3 Les sollicitations :❖ **Calcul du centre de pression :**

$$X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$$

$$X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} =$$

$$\frac{(0.6 \times 0.1) \times \frac{0.1}{2} + (0.2 \times 0.1) \times \frac{0.1}{2} + (0.1 \times 0.05) \times \left(\frac{0.1}{2} + 0.1\right) + \left(\frac{0.1 \times 0.05}{2}\right) \times \left(\frac{0.1}{3} + 0.1\right) + ((0.02 \times 0.3)/2) \times \frac{0.3}{3} + (0.1 \times 0.3) \times \frac{0.3}{2}}{(0.6 \times 0.1) + (0.2 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + ((0.1 \times 0.05)/2) + ((0.02 \times 0.3)/2) + (0.1 \times 0.3)} =$$

0.08 m

$X_G = 0.08$ m.

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = 0.56 \text{ m}$$

$Y_G = 0.56$ m.

❖ Moments engendré par les sollicitations :

$$N_G = 3.87 \text{ KN/ml} \quad \Longrightarrow \quad M_G = 0$$

$$Q = 1.86 \text{ KN/ml} \quad \Longrightarrow \quad M_Q = Q \times h = 1.86 \times 0.92 = 1.71 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1.86 \text{ KN/ml} \quad \Longrightarrow \quad M_{F_p} = F_p \times Y_G = 1.86 \times 0.56 = 1.04 \text{ KN.m}$$

ELU :

$$N_u = 1.35 N_G \quad (N_G = W_p)$$

$$M_u = 1.5 M_Q = 1.5 (Q_{\text{maine courante}} \times \text{hauteur de l'acrotère})$$

ELS:

$$N_{\text{ser}} = N_G = W_p$$

$$M_{\text{ser}} = M_Q = Q \times h$$

Tableau III.65 : Combinaison de calcul d'Acrotère B.

	RPA	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	3.87	5.22	3.87
M(KN.m)	2.75	2.57	1.71

❖ Calcul de l'excentricité :

$$\begin{cases} e = e_1 + e_2 \\ e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a \end{cases} \quad \text{CBA 93 article A.4.3.5}$$

Avec :

e_1 : L'excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales, Y compris l'excentricité additionnelle définie ci-dessous.

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.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.57}{5.22} = 0.49 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.0167 \text{ m}$$

Nous avons :

$e_0 > \frac{h}{6}$ Donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{1}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{92}{250} \right\} = \max \{ 2 \text{ cm}; 0.37 \} = 2 \text{ cm}$$

$$e_a = 0.02 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\varphi) \quad \text{CBA 93 article A.4.3.5}$$

φ : C'est le rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée ; ce rapport est généralement pris égal à 2. $\varphi = 2$

α : Le rapport du moment du premier ordre, du aux charges permanentes et quasi-permanente, au moment totale du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 1.71} = 0$$

l_f : Longueur de flambement

$$l_f = 2l = 2 \times 0.92 = 1.84 \text{ m}$$

h : Hauteur de la section qui est égale à 10 cm.

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times (1.84)^2}{10^4 \times 0.1} \times 2 = 0.02 \text{ m}$$

$$e = 0.49 + 0.02 + 0.02 = 0.53 \text{ m}$$

❖ **Vérification au flambement :**

$$\lambda_{\max} = \max \left\{ 50; \min \left\{ \frac{67e_0}{h}; 100 \right\} \right\}$$

$$\lambda_{\max} = \max \left\{ 50; \min \left\{ \frac{67 \times 0.49}{0.1}; 100 \right\} \right\} = \max \{ 50; \min \{ 328.3; 100 \} \} = 100$$

$$\lambda_{\max} = 100$$

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

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times (0.1)^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$B = bh = 1 \times 0.1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{8.33 \times 10^{-5}}{0.1}} = 2.89 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1.84}{2.89 \times 10^{-2}} = 63.67$$

$\lambda = 63.67 < 100 \longrightarrow$ Pas de risque de flambement.

III.4.3.4 Ferrailage:

❖ **Calcul a l'ELU :**

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

$$d = 0.9h = 9 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

-L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u(d - \frac{h}{2})$$

$$M_{uG} = N_u \times e = 5.22 \times 0.53 = 2.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{uA} = 2.77 + 5.22 \times (0.09 - \frac{0.1}{2}) = 2.98 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{uA} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa} \implies f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{uA} = \frac{2.98 \times 10^6}{1000 \times (90)^2 \times 14.17} = 0.026$$

$$\mu_{uA} = 0.026 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \textbf{Pivot A.}$$

$$\mu_{uA} = 0.026 \leq \mu_l = 0.392 \implies \textbf{A' = 0}$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) = 0.03$$

$$\alpha_u = 0.03$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 90 \times (1 - 0.4 \times 0.03) = 88.92 \text{ mm}$$

$$z = 88.92 \text{ mm}$$

$$A_{u1} = \frac{M_{uA}}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.98 \times 10^6}{88.92 \times \frac{400}{1.15}} = 96.35 \text{ mm}^2$$

$$A_{u1} = 0.96 \text{ cm}^2$$

-La section réelle des armatures tendues est alors (A_u) :

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 96.35 - \frac{5.22 \times 10^3}{\frac{400}{1.15}} = 81.34 \text{ mm}^2$$

$$A_u = 0.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \text{ bd} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \text{ bd} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,1}{400} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_u) = \max(1.09; 0.81) = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

-Espacement maximale :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } \mathbf{4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2}$$

-Espacement maximale :

$$S_t = \frac{92}{4} = 23 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{\text{bd}}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1.86 = 2.79 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{\text{bd}} = \frac{2.79 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.031 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.031 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.031 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

$\Longrightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Calcul a l'ELS :**

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{1.71}{3.87} = 0.44 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.0167 \text{ m}$$

Nous avons :

$e_0 > \frac{h}{6}$ Donc la section est partiellement comprimée, On calcul la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au centre de gravité des armatures tendus.

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser}(d - \frac{h}{2})$$

$$M_{ser/A} = 1.71 + 3.87 \times (0.09 - \frac{0.1}{2}) = 1.86 \text{ KN.m}$$

-Calcul du moment limite de service M_1 :

$$M_1 = \mu_r b d^2 \sigma_{bc}$$

-La contrainte du béton est donné a l'ELS par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} (1 - \frac{\alpha_r}{3})$$

$$\alpha_r = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}}$$

-La contrainte d'acier : La fissuration est préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad \text{CBA 93 article A.4.5.3.3}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.67 ; 201.63 \}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\alpha_r = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.53$$

$$\mu_r = \frac{0.53}{2} \left(1 - \frac{0.53}{3} \right) = 0.22$$

$$M_1 = 0.22 \times 1000 \times 90^2 \times 15 = 2.673 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

$$M_1 = 26.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser/A} = 1.86 \text{ KN.m} < M_1 = 26.73 \text{ KN.m} \implies A' = 0 \text{ La section sans acier comprimé.}$$

$$z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 90 \times \frac{0.53}{3} = 74.1 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ser/A}}{z_r \overline{\sigma}_{st}} = \frac{1.86 \times 10^6}{74.1 \times 201.63} = 124.49 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ ser}} = A_s - \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{st}} = 124.49 - \frac{3.87 \times 10^3}{201.63} = 105.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ ser}} = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min} ; A_{s \text{ ser}}) = \max(1.09 ; 1.05) = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.09 \text{ cm}^2$$

On prend : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ Schéma de ferrailage :

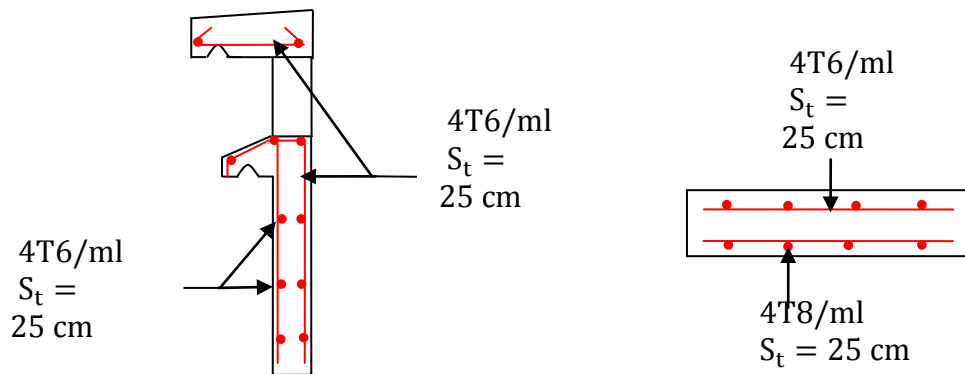


Figure III.37 : Ferrailage d'Acrotère B.

III.4.4 Acrotère type D :

III.4.4.1 Géométrie :

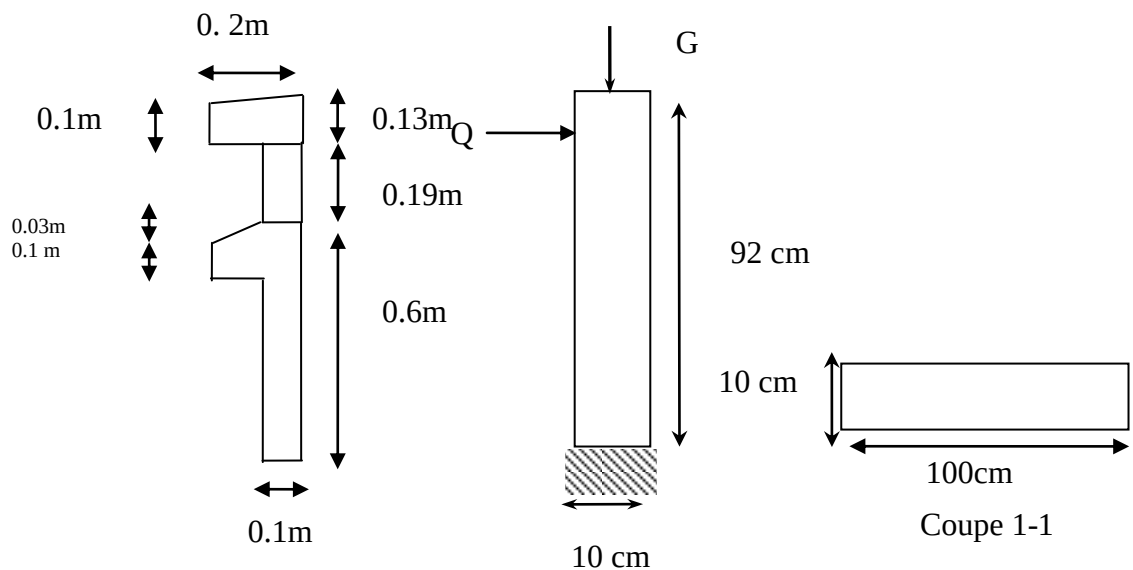


Figure III.38 : Coupe transversal Figure III.39 : Schéma statique Figure III.40 : Coupe 1-1

III.4.4.2 Evaluation des charges :

❖ Poids de l'acrotère :

Acrotère D: $G = 3.66 \text{ KN/ml}$

❖ Charge d'exploitation :

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

❖ La force sismique :

D'après le **RPA99 version 2003 (Article 6.2.3)** les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe

d'usage approprié.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1).

W_p : Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Le groupe d'usage 2 et zone IIa (Mila)} \longrightarrow & A = 0.15 \\ \text{Élément en console} \longrightarrow & C_p = 0.8 \\ \text{Poids de l'acrotère} \longrightarrow & W_p = 3.66 \text{ KN/ml (Acrotère D)} \end{array} \right.$$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.66 = 1.76 \text{ KN}$$

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

On a:

$$F_p \geq 1.5Q$$

$$Q = \max\{1.5Q ; F_p\} = \{1.5 \text{ KN} ; 1.76 \text{ KN}\}$$

$$Q = 1.76 \text{ KN}$$

Alors, le ferrailage sera donc donnée par les sollicitations W_p, F_p .

III.4.4.3 Les sollicitations :

$$\diamond \text{ Calcul du centre de pression : } X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$$

$$X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} =$$

$$\frac{(0.6 \times 0.1) \times \frac{0.1}{2} + (0.19 \times 0.1) \times \frac{0.1}{2} + (0.1 \times 0.1) \times \left(\frac{0.1}{2} + 0.1\right) + \left(\frac{0.1 \times 0.03}{2}\right) \times \left(\frac{0.1}{3} + 0.1\right) + ((0.03 \times 0.2)/2) \times \frac{0.2}{3} + (0.1 \times 0.2) \times \frac{0.2}{2}}{(0.6 \times 0.1) + (0.19 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) + ((0.1 \times 0.03)/2) + ((0.02 \times 0.2)/2) + (0.1 \times 0.2)} =$$

$$0.07 \text{ m}$$

$$X_G = 0.07 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = 0.5 \text{ m}$$

$$Y_G = 0.5 \text{ m}$$

$\diamond$ Moments engendré par les sollicitations :

$$N_G = 3.66 \text{ KN/ml} \implies M_G = 0$$

$$Q = 1.76 \text{ KN/ml} \implies M_Q = Q \times h = 1.76 \times 0.92 = 1.62 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1.76 \text{ KN/ml} \implies M_{F_p} = F_p \times Y_G = 1.76 \times 0.5 = 0.88 \text{ KN.m}$$

ELU :

$$N_u = 1.35N_G \quad (N_G = W_p)$$

$$M_u = 1.5M_Q = 1.5(Q_{\text{maine courante}} \times \text{hauteur de l'acrotère})$$

ELS:

$$N_{\text{ser}} = N_G = W_p$$

$$M_{\text{ser}} = M_Q = Q \times h$$

Tableau III.66 : Combinaison de calcul d'Acrotère D.

	RPA	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	3.66	4.94	3.66
M(KN.m)	2.5	2.43	1.62

- Calcul de l'excentricité :

$$\begin{cases} e = e_1 + e_2 \\ e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a \end{cases} \quad \text{CBA 93 article A.4.3.5}$$

Avec :

e_1 : L'excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales, Y compris l'excentricité additionnelle définie ci-dessous.

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.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.43}{4.94} = 0.49 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.0167 \text{ m}$$

Nous avons :

$e_0 > \frac{h}{6}$ Donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{1}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{92}{250} \right\} = \max \{ 2 \text{ cm}; 0.37 \} = 2 \text{ cm}$$

$$e_a = 0.02 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\varphi) \quad \text{CBA 93 article A.4.3.5}$$

φ : C'est le rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée ; ce rapport est généralement pris égal à 2. $\varphi = 2$

α : Le rapport du moment du premier ordre, du aux charges permanentes et quasi-permanente, au moment totale du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 1.62} = 0$$

l_f : Longueur de flambement

$$l_f = 2l = 2 \times 0.92 = 1.84 \text{ m}$$

h : Hauteur de la section qui est égale à 10 cm.

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times (1.84)^2}{10^4 \times 0.1} \times 2 = 0.02 \text{ m}$$

$$e = 0.49 + 0.02 + 0.02 = 0.53 \text{ m}$$

❖ Vérification au flambement :

$$\lambda_{\max} = \max \left\{ 50; \min \left\{ \frac{67e_0}{h}; 100 \right\} \right\}$$

$$\lambda_{\max} = \max \left\{ 50; \min \left\{ \frac{67 \times 0.49}{0.1}; 100 \right\} \right\} = \max \{ 50; \min \{ 328.3; 100 \} \} = 100$$

$$\lambda_{\max} = 100$$

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

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times (0.1)^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$B = bh = 1 \times 0.1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{8.33 \times 10^{-5}}{0.1}} = 2.89 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1.84}{2.89 \times 10^{-2}} = 63.67$$

$$\lambda = 63.67 < 100 \longrightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

III.4.4.4 Ferrailage:

❖ Calcul a l'ELU :

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

$$d = 0.9h = 9 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

-L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uG} = N_u \times e = 4.94 \times 0.53 = 2.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{uA} = 2.62 + 4.94 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 2.82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{uA} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta_{\gamma b}} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{uA} = \frac{2.82 \times 10^6}{1000 \times (90)^2 \times 14.17} = 0.025$$

$$\mu_{uA} = 0.025 \leq \mu_{AB} = 0.18 \quad \Longrightarrow \quad \textbf{Pivot A.}$$

$$\mu_{uA} = 0.025 \leq \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \textbf{A' = 0.}$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}) = 0.03$$

$$\alpha_u = 0.03$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 90 \times (1 - 0.4 \times 0.03) = 88.92 \text{ mm}$$

$$z = 88.92 \text{ mm}$$

$$A_{u1} = \frac{M_{uA}}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.82 \times 10^6}{88.92 \times \frac{400}{1.15}} = 91.18 \text{ mm}^2$$

$$A_{u1} = 0.91 \text{ cm}^2$$

-La section réelle des armatures tendues est alors (A_u) :

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 91.18 - \frac{4.94 \times 10^3}{\frac{400}{1.15}} = 76.98 \text{ mm}^2$$

$$A_u = 0.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{2.1}{400} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_u) = \max(1.09; 0.77) = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } \textbf{4HA8} = \textbf{2.01 cm}^2$$

-Espace maximal :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On prend : $4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2$

-Espacement maximale :

$$S_t = \frac{92}{4} = 23 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1.76 = 2.64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{2.64 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.029 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.029 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.029 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Calcul a l'ELS :**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.62}{3.66} = 0.44 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.0167 \text{ m}$$

Nous avons :

$e_0 > \frac{h}{6}$ Donc la section est partiellement comprimée, On calcul la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au centre de gravité des armatures tendus.

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ser/A} = 1.62 + 3.66 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.77 \text{ KN.m}$$

-Calcul du moment limite de service M_1 :

$$M_1 = \mu_r b d^2 \sigma_{bc}$$

-La contrainte du béton est donné a l'ELS par :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right)$$

$$\alpha_r = \frac{15 \overline{\sigma_{bc}}}{15 \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}}$$

-La contrainte d'acier : La fissuration est préjudiciable.

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad \text{CBA 93 article A.4.5.3.3}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.67 ; 201.63 \}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\alpha_r = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.53$$

$$\mu_r = \frac{0.53}{2} \left(1 - \frac{0.53}{3} \right) = 0.22$$

$$M_1 = 0.22 \times 1000 \times 90^2 \times 15 = 2.673 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

$$M_1 = 26.73 \text{ KN.m}$$

$M_{ser/A} = 1.77 \text{ KN.m} < M_1 = 26.73 \text{ KN.m} \implies A' = 0$ La section sans acier comprimé.

$$z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 90 \times \frac{0.53}{3} = 74.1 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ser/A}}{z_r \overline{\sigma_{st}}} = \frac{1.77 \times 10^6}{74.1 \times 201.63} = 71.62 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ ser}} = A_s - \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{st}}} = 71.62 - \frac{3.66 \times 10^3}{201.63} = 118.47 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ ser}} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min} ; A_{s \text{ ser}}) = \max(1.09 ; 1.18) = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.18 \text{ cm}^2$$

On prend : **4HA8 = 2.01 cm²**

❖ **Schéma de ferrailage :**

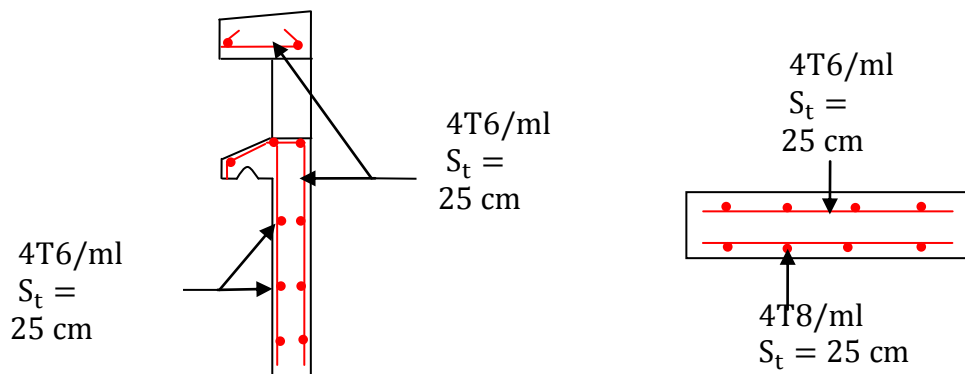


Figure III.41 : Ferrailage d'Acrotère D.

III.5 Etude de la dalle machine :

Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.5.1 Combinaison des charges :

$$G = 57.7 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

❖ ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 57.7 + 1.5 \times 1 = 79.4 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 79.4 \text{ KN/m}$$

❖ ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 57.7 + 1 = 58.7 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = 58.7 \text{ KN/m}$$

III.5.2 Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

❖ Calcul ρ :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.60}{1.80} = 0.89$$

$0.4 < \rho = 0.89 < 1 \longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

❖ ELU : $v = 0$

$$\rho = 0.89$$

$$\mu_x = 0.047$$

$$\mu_y = 0.7594$$

$$M_x = 0.047 \times 79.4 \times (1.6)^2 = 9.55 \text{ KN.m}$$

$$M_x = 9.55 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.7594 \times 9.55 = 7.25 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 7.25 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 9.55 = 8.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 8.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 7.25 = 6.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 6.16 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = -0.3 M_x = -0.3 \times 9.55 = -2.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -2.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.3 M_y = -0.3 \times 7.25 = -2.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -2.18 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \max(M_{ax} ; M_{ay}) = -2.87 \text{ KN.m}$$

❖ **ELS : $v = 0.2$**

$$\rho = 0.89$$

$$\mu_x = 0.054$$

$$\mu_y = 0.8324$$

$$M_x = 0.054 \times 58.7 \times (1.6)^2 = 8.11 \text{ KN.m}$$

$$M_x = 8.11 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.8324 \times 8.11 = 6.75 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 6.75 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 8.11 = 6.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 6.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 6.75 = 5.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 5.74 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = -0.3 M_x = -0.3 \times 8.11 = -2.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -2.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.3 M_y = -0.3 \times 6.75 = -2.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -2.03 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \max(M_{ax} ; M_{ay}) = -2.43 \text{ KN.m}$$

III.5.3 Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suite : pour une bande de 1m, on aura une section $(b \times h) = (100 \times 25) \text{ cm}^2$ qui travaille en flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$d = 0.9h = 0.9 \times 25 = 22.5$$

$$d = 22.5 \text{ cm}$$

❖ **En travée :**

➤ **Sens x-x:**

$$M_t = 8.12 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8.12 \times 10^6}{1000 \times (225)^2 \times 14.17} = 0.011$$

$$\mu_{bu} = 0.011 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.011 \leq \mu_l = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011}) = 0.014$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 225 \times (1 - 0.4 \times 0.014) = 223.72 \text{ mm}$$

$$z = 223.72 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.12 \times 10^6}{223.72 \times \frac{400}{1.15}} = 104.35 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 5\text{HA8} = 2.51 \text{ cm}^2$$

-Espacement maximale :

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 25 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

Condition Vérifier.

➤ **sens y-y :**

$$M_t = 6.16 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{6.16 \times 10^6}{1000 \times (225)^2 \times 14.17} = 0.009$$

$$\mu_{bu} = 0.009 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.009 \leq \mu_l = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.009}) = 0.011$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 225 \times (1 - 0.4 \times 0.011) = 224.03 \text{ mm}$$

$$z = 224.03 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.16 \times 10^6}{224.03 \times \frac{400}{1.15}} = 79.05 \text{ mm}^2$$

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

$$\text{On prend : } 5\text{HA8} = 2.51 \text{ cm}^2$$

-Espacement maximale :

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

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \quad \text{Condition Vérifier.}$$

❖ **Sur appuis :**

$$M_a = -2.87 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.87 \times 10^6}{1000 \times (225)^2 \times 14.17} = 0.004$$

$$\mu_{bu} = 0.004 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.004 \leq \mu_l = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.004}) = 0.005$$

$$\alpha_u = 0.005$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 225 \times (1 - 0.4 \times 0.005) = 224.55 \text{ mm}$$

$$z = 224.55 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.87 \times 10^6}{224.55 \times \frac{400}{1.15}} = 36.75 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 5\text{HA8} = 2.51 \text{ cm}^2$$

-Espacement maximale :

Sens x-x :

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 25 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \text{Condition Vérifier.}$$

Sens y-y :

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

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$$

Condition Vérifier.

Tableau III.67 : Ferrailage de la dalle machine.

Sens		M(KN.m)	μ_{bu}	α	z (mm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adopt}(cm^2)$
Travée	x-x	8.12	0.011	0.014	223.72	1.04	5HA8=2.51
	y-y	6.16	0.009	0.011	224.03	0.79	5HA8=2.51
Appuis	x-x	-2.87	0.004	0.005	224.55	0.37	5HA8=2.51
	y-y	-2.87	0.004	0.005	224.55	0.37	5HA8=2.51

❖ **Vérification a l'ELU :**

-Condition de non fragilité :

$$\rho = 0.89 > 0.4 \quad \text{Donc :}$$

$$A_x = \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} b h$$

$$A_y = \rho_0 b h$$

Avec : $\rho_0 = 0.08 \%$ pour les barre à haute adhérence (FeE400)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.89$$

$$A_x = 0.0008 \times \frac{(3-0.89)}{2} \times 100 \times 25 = 2.11 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 0.0008 \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}^2$$

Sens x-x :

$$\text{Sur appuis : } A_x = 2.51 \text{ cm}^2 > 2.11 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

$$\text{En travée : } A_x = 2.51 \text{ cm}^2 > 2.11 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

Sens y-y :

$$\text{Sur appuis : } A_y = 2.51 \text{ cm}^2 > 2 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

$$\text{En travée : } A_y = 2.51 \text{ cm}^2 > 2 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d}$$

$$V_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{79.4 \times 1.6 \times 1.8}{2 \times 1.6 + 1.8} = 45.73 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{79.4 \times 1.6}{3} = 42.35 \text{ KN}$$

$$V_u = \max(V_x; V_y) = \max(45.73; 42.35) = 45.73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{45.73 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.203 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.05 f_{c28}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.203 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 1.25 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement .Donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification a l'ELS :**

-La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **En travée :**

-Sens x-x :

$$M_{xt} = 6.89 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (y - d) A'_s - \eta (d - y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times (22.5 - y) \times 2.51 = 0$$

$$50y^2 + 37.65 y - 847.125 = 0$$

$$y = 3.76 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s + \eta (y - d) A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.76^3 + 15 (22.5 - 3.76)^2 \times 2.51 = 14994.13 \text{ cm}^4$$

$$I = 14994.13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6.89 \times 10^6 \times 37.6}{14994.13 \times 10^4} = 1.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.73 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

-Sens y-y :

$$M_{yt} = 5.74 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (y - d) A'_s - \eta (d - y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times (22.5 - y) \times 2.51 = 0$$

$$50y^2 + 37.65y - 847.125 = 0$$

$$y = 3.76 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2A_s + \eta(y - d)A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.76^3 + 15(22.5 - 3.76)^2 \times 2.51 = 14994.13 \text{ cm}^4$$

$$I = 14994.13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{5.74 \times 10^6 \times 37.6}{14994.13 \times 10^4} = 1.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.44 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

➤ **Sur appuis :**

$$M_a = -2.43 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(y - d)A'_s - \eta(d - y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times (22.5 - y) \times 2.51 = 0$$

$$50y^2 + 37.65y - 847.125 = 0$$

$$y = 3.76 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2A_s + \eta(y - d)A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.76^3 + 15(22.5 - 3.76)^2 \times 2.51 = 14994.13 \text{ cm}^4$$

$$I = 14994.13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{2.43 \times 10^6 \times 37.6}{14994.13 \times 10^4} = 0.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.61 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

-La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min (266.67 ; 201.63)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15M_s(d-y)}{I}$$

➤ **En travée :****-Sens x-x :**

$$M_{xt} = 6.89 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 6.89 \times 10^6 (225 - 37.6)}{14994.13 \times 10^4} = 129.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 129.17 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

-Sens y-y :

$$M_{yt} = 5.74 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 5.74 \times 10^6 (225 - 37.6)}{14994.13 \times 10^4} = 107.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 107.61 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$M_a = -2.43 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 2.43 \times 10^6 (225 - 37.6)}{14994.13 \times 10^4} = 45.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 45.56 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

Tableau III.68 : Vérification à l'ELS de la dalle machine.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observat ion	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observat ion
En travée									
x-x	6.89	3.76	14994.13	1.73	15	Vérifiée	129.17	201.63	Vérifiée
y-y	5.74	3.76	14994.13	1.44	15	Vérifiée	107.61	201.63	Vérifiée
Sur appuis									
x-x	-2.43	3.76	14994.13	0.61	15	Vérifiée	45.56	201.63	Vérifiée
y-y									

❖ **Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

Sens x-x :

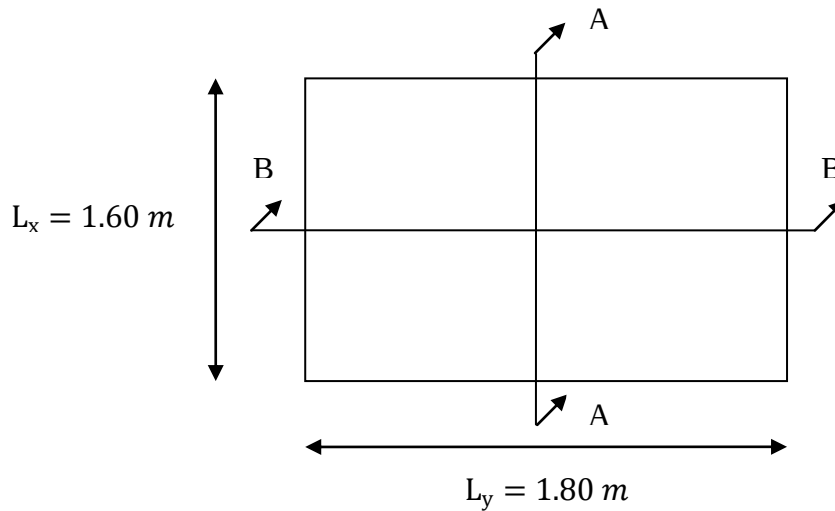
$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.25}{1.60} = 0.15625 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CV} \\ \frac{0.25}{1.60} = 0.15625 \geq \frac{6.89}{10 \times 8.11} = 0.085 \quad \text{CV} \\ \frac{2.51}{100 \times 22.5} = 0.0011 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{CV} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

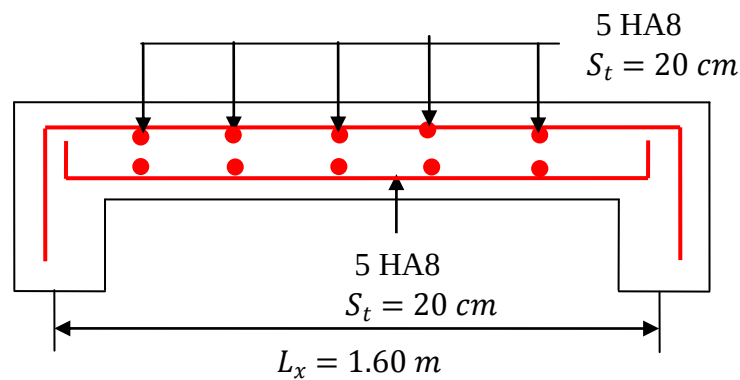
Sens y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.25}{1.80} = 0.1389 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CV} \\ \frac{0.25}{1.80} = 0.1389 \geq \frac{5.74}{10 \times 6.75} = 0.085 \quad \text{CV} \\ \frac{2.51}{100 \times 22.5} = 0.0011 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calculer de la flèche ne s'impose pas.



Coupe A-A



Coupe B-B

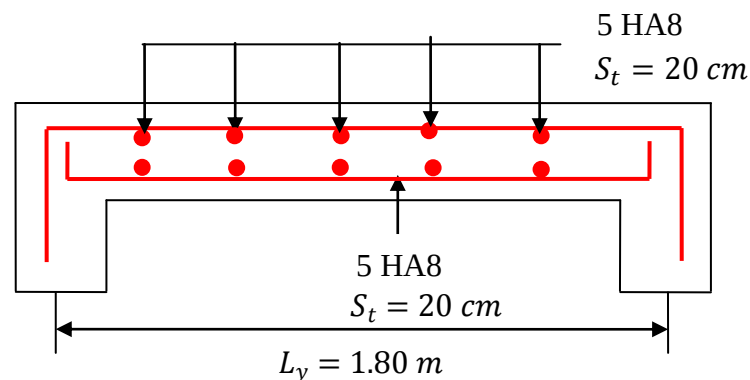


Figure III.42 : Ferrailage de la dalle machine.

Chapitre IV :

Etude Sismique

IV.1 Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS 9.7.4** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2 Objectif de l'étude sismique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des usages, l'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique. Elle doit s'appuyer sur trois points :

- ✓ Respect de la réglementation parasismique.
- ✓ Conception architecturale parasismique.
- ✓ Mise en œuvre soignée.

IV.3 Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- ✓ par la méthode statique équivalente
- ✓ par la méthode d'analyse modale spectrale
- ✓ par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

IV.3.1 La Méthode Statique Equivalente:

❖ Principe

C'est une méthode simple qui traite seulement du 1er mode de vibration et elle néglige les autres modes .Elle fait remplacer l'effort dynamique par un autre effort statique

équivalent fictives. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

❖ **Modélisation :**

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

❖ **Condition d'application :** [4]

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (**RPA99/version2003**) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II : groupe d'usage 3

groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m

Zone III : groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.3.2 La Méthode d'Analyse Modale Spectrale:

❖ **Principe**

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

Concentration des masses au niveau des planchers.

Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

❖ **Modélisation :**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

❖ **Condition d'application:**

La Méthode d'Analyse Modale Spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.3.3 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels. Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.4 Choix de la méthode de calcul :

IV.4.1 Critères de classification par RPA 99 version 2003 :

❖ **Classification des zones sismiques :**

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

ZONE 0 : sismicité négligeable.

ZONE I : sismicité faible.

ZONE II_a et II_b : sismicité moyenne.

ZONE III : sismicité élevée.

Dans notre cas, Mila se situe dans une zone de sismicité moyenne 'ZONE II_a'.

❖ **Classification de l'ouvrage :**

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.

Groupe 1B : ouvrages de grande importance.

Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.

Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage est un ouvrage courant, d'importance moyenne, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur est 30.60 m(ne dépasse pas 48 m). (Groupe d'usage 2)

Le calcul sismique se fera par **la méthode dynamique spectrale** du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente :

Irrégularité en plan et en élévation.

$H=30.60\text{ m} > 7\text{ niveaux } (23\text{ m})$.

IV.5 La modélisation de la structure :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul "ETABS 9.7.0 " après discrétisation de la structure en élément fini ; ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exacte et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

IV.5.1 Présentation du logiciel de calcul ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). De plus de part ça spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

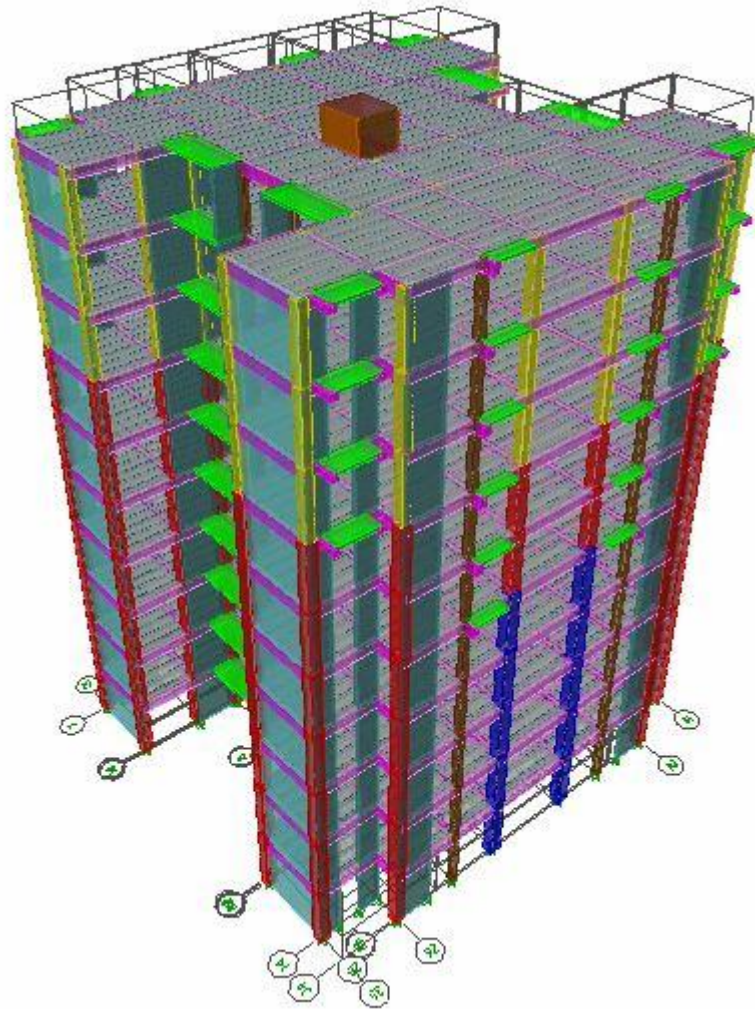


Figure IV.1 : Vue en 3D de la modélisation de la structure avec le logiciel ETABS.

IV.5.2 Démarches de modélisation de notre structure :

Lors de modélisation de notre structure en ETABS dans une fenêtre d'utilisation complètement graphique, on a suivi les étapes suivantes :

- Définition de la géométrie de la structure.
- Définition des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments (voiles, et dalles).
- Détermination des conditions aux appuis.
- Détermination des chargements de la structure.
- Définition et imposition de spectre de réponse sur la structure.
- Définition de type d'analyse.

IV.5. 3 Etapes de modélisation :

- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments « Frame »
- Les poutres entre deux nœuds de même niveau « i ».

- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux « i et i+1 ».
- Les voiles sont représentés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme. Les planchers sont supposés indéformables dans leurs plans.
- La masse de chaque niveau est répartie sur les nœuds du niveau considéré.
- Pour tous les éléments non modélisés, leurs masses sont calculées et réparties sur les nœuds.

IV.6 Résultats de l'analyse :

❖ Spectre de réponse : [4]

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : **RPA99 (Formule 4.13)**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_1 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \frac{Q}{R} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

❖ Représentation graphique du spectre de réponse :

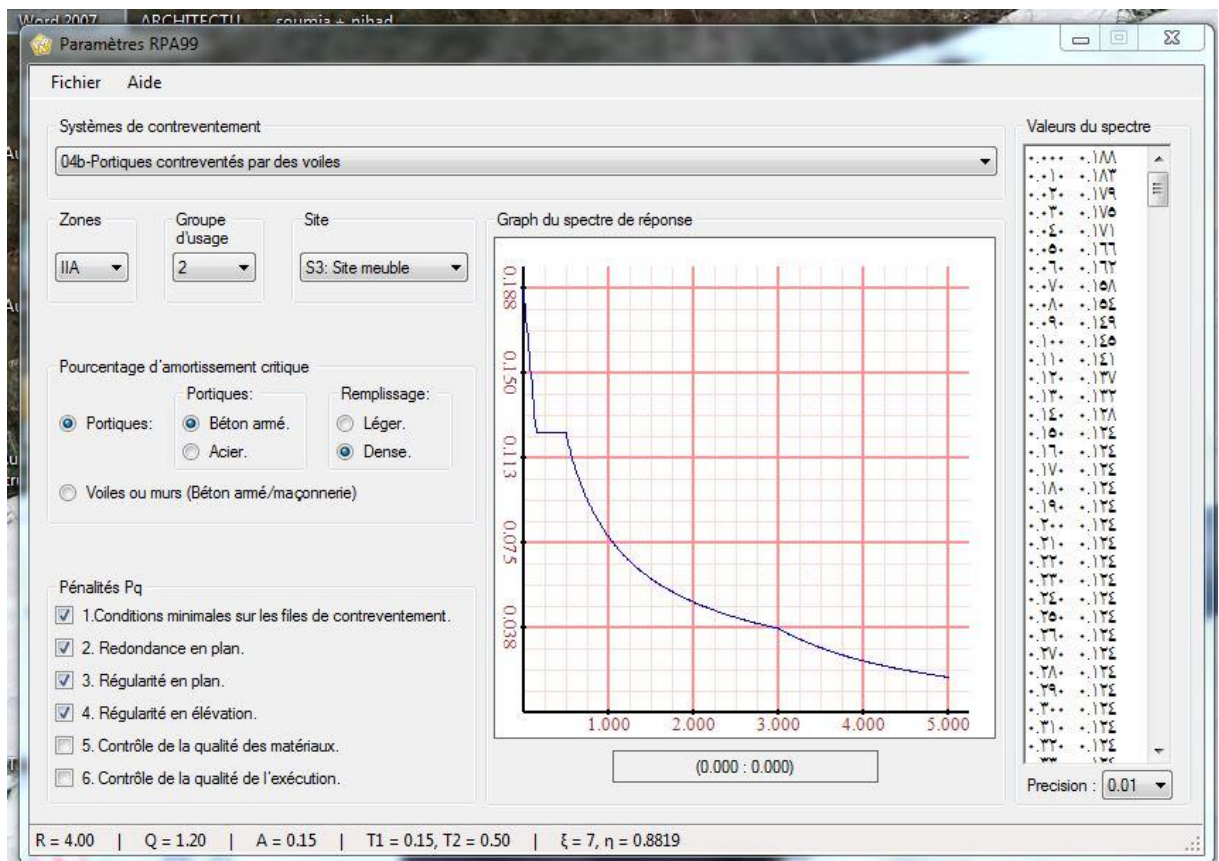


Figure IV. 2: diagramme de spectre de réponse.

❖ **Calcul de la force sismique :**

D'après le RPA 99 article 4.2.3 page 25, la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad \text{RPA 99 (Art: 4.2.3)}$$

Avec:

A: Coefficient d'accélération de zone [4]

Le coefficient d'accélération de zone dépend de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment:

Dans notre cas :

{ Groupe d'usage 2
Zone sismique IIa (Mila)

Donc : **A = 0.15**

R : Coefficient de comportement global de la structure [4]

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 du **RPA99/Version 2003** en fonction du système de contreventement.

Pour notre structure, on a un système contreventé par des voiles.

Donc : **R = 4**

RPA99 (Tableau 4.3)

Q : facteur de qualité [4]

Sa valeur est donnée par la formule:

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

p_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 du RPA99.

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q

Critère q	Observé	P_{qx}	Observé	P_{qy}
1. conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05	non	0.05
2. Redondance en plan	non	0.05	non	0.05
3. Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
4. Régularité en élévation	non	0.05	non	0.05
5. Control de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
6. Control de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

Donc : $Q_x = 1.2$

$$Q_y = 1.2$$

W: poids total de la structure

Nous avons pris le poids total W calculé par le logiciel **ETABS**.

D'après la formule:

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99 (formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par **RPA99 (tableau 4.5)**.

Dans notre cas : $\beta = 0.2$

$$G = 40551.6 \text{ KN}$$

$$Q = 5908.6 \text{ KN}$$

$$W = G + 0.2Q = 40551.6 + 0.2 \times 5908.6 = 41733.32 \text{ KN}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement $\ll \eta \gg$ et de la période de la structure $\ll T \gg$

Ce facteur est classé selon 4 types de sol :

Catégorie S1 $\ll$ site rocheux $\gg$

Catégorie S2 $\ll$ site ferme $\gg$

Catégorie S3 $\ll$ site meuble $\gg$

Catégorie S4 $\ll$ site très meuble $\gg$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta (T_2/3.0)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4.2)}$$

T_1, T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

D'après le rapport du sol, on peut classer notre sol comme sol meuble (S3)

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Tableau 4.7)}$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages **RPA99 (Tableau 4.2)** :

Tableau donnant les valeurs de ξ (%):

Tableau IV.2 : Les valeurs de (%) ξ RPA 99 (Tableau 4.2).

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$$\xi = 7\%$$

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Donc $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0.8819 \geq 0.7$

$$\eta = 0.8819$$

❖ **Estimation de la période fondamentale (T) : RPA99 (Article 4.2.4)**

Selon le RPA99, la période empirique peut être calculée par deux formules :

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad (1) \quad \text{RPA99 (Formule 4.6)}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

Pour notre cas $h_N = 30.60$ m

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le **tableau 4.6** du **RPA99**.

$$C_T = 0.050$$

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times 30.60^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0.65 \text{ s}$$

Et :

$$T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \quad (2) \quad \text{RPA99 (Formule 4.7)}$$

D : est la dimension du bâtiment à sa base dans la direction de calcul considérée

$$D_x = 22.90 \text{ m}, \quad D_y = 21.30 \text{ m}$$

Donc:

$$\begin{cases} T_x = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{22.90}} = 0.58 \text{ s} \\ T_y = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{21.30}} = 0.60 \text{ s} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = 0.58 \text{ s} \\ T_y = 0.60 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T) = \min(0.58; 0.65) = 0.58 \text{ s} > T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T_y; T) = \min(0.60; 0.65) = 0.60 \text{ s} > T_2 = 0.5 \text{ s}$$

On a :

$$D = 2.5\eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} \quad \text{Car : } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5\eta (T_2/T_x)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.8819 \times (0.50/0.58)^{\frac{2}{3}} = 2 \\ D_y = 2.5\eta (T_2/T_y)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.8819 \times (0.50/0.60)^{\frac{2}{3}} = 1.95 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_x = 1.3 \times 0.58 = 0.754 \text{ s} \\ T_y = 1.3 \times 0.60 = 0.78 \text{ s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_x = \frac{AD_x Q_x}{R} W = \frac{0.15 \times 2 \times 1.2}{4} \times 41733.32 = 3756 \text{ KN} \\ V_y = \frac{AD_y Q_y}{R} W = \frac{0.15 \times 1.95 \times 1.2}{4} \times 41733.32 = 3662.1 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_x = 3756 \text{ KN} \\ V_y = 3662.1 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

✓ Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu'il exigé par le RPA99/2003 doit être supérieur à 90%.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.3 : Période et taux de participation.

Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	12	0,690110	71,7271	0,0125	0,0000	71,7271	0,0125	0,0000	0,0182
	2	0,614857	0,0116	68,0864	0,0000	71,7387	68,0989	0,0000	96,9390
	3	0,536862	0,0097	1,3482	0,0000	71,7484	69,4471	0,0000	1,9097
	4	0,189033	14,7803	0,0002	0,0000	86,5287	69,4473	0,0000	0,0002
	5	0,154208	0,0000	17,4384	0,0000	86,5287	86,8857	0,0000	0,8487
	6	0,133111	0,0007	0,3057	0,0000	86,5294	87,1914	0,0000	0,0150
	7	0,087660	5,7204	0,0001	0,0000	92,2498	87,1915	0,0000	0,0000
	8	0,070565	0,0001	6,1563	0,0000	92,2499	93,3478	0,0000	0,2122
	9	0,060712	0,0003	0,0839	0,0000	92,2502	93,4318	0,0000	0,0028
	10	0,051712	3,0691	0,0001	0,0000	95,3193	93,4318	0,0000	0,0000
	11	0,043317	0,0001	3,0146	0,0000	95,3194	96,4464	0,0000	0,0335
	12	0,037165	0,0001	0,0299	0,0000	95,3195	96,4764	0,0000	0,0002

Ces résultats montrent que la participation modale du premier mode suivant la direction X est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montré sur la figure IV.3, la même chose peut constatée pour le deuxième mode suivant la direction Y figure IV.4, et le troisième mode est une rotation autour de Z figure IV.5.

On remarque aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée les formules empiriques du RPA majorée de 30%.

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure :

1^{er} Mode de vibration de déformation (T=0.6901 s) : translation suivant x-x

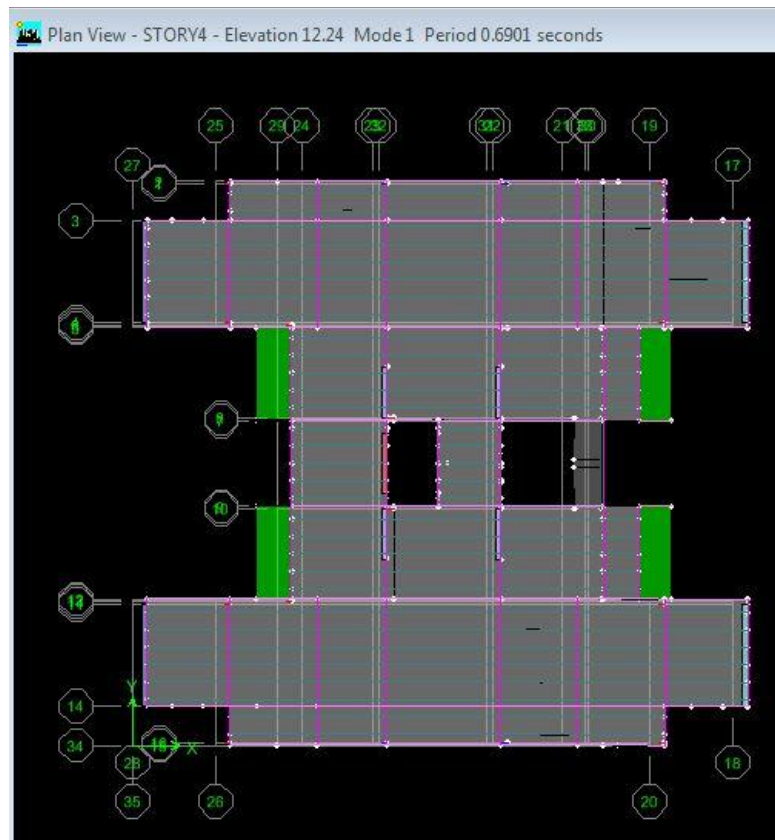


Figure IV.3 : 1^{er} Mode translation selon x-x

2^{ème} Mode de vibration de déformation (T=0.6149 s) : translation suivant y-y

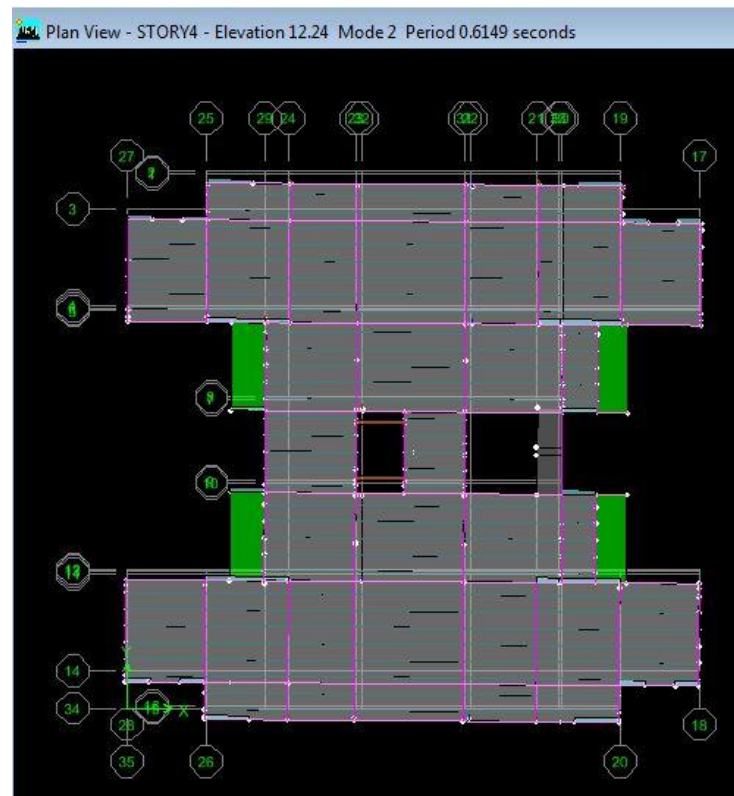


Figure IV.4 : 2^{ème} Mode translation selon y-y

3^{ème} Mode de vibration de déformation (T=0.5369s) : rotation suivant z-z

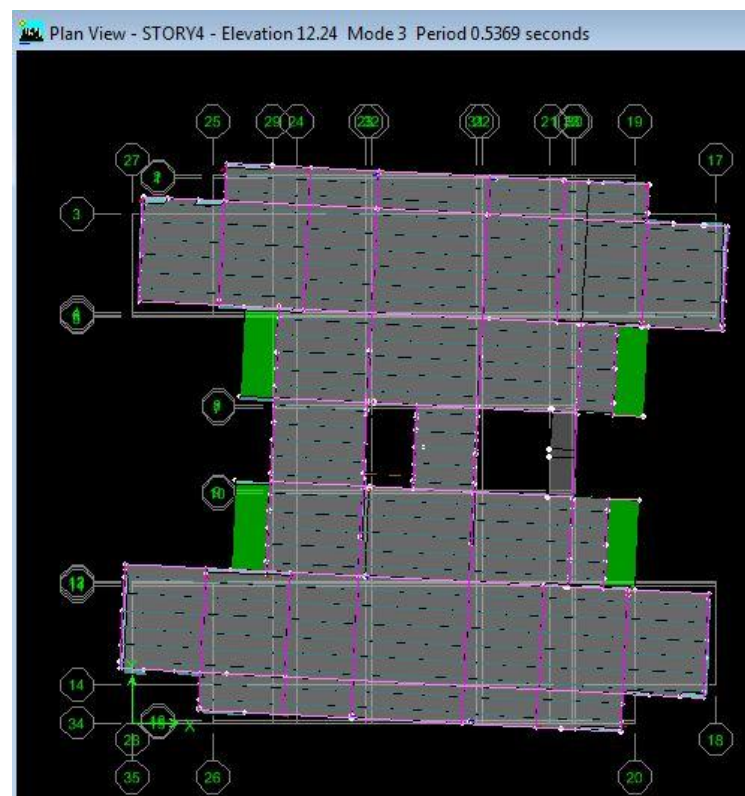


Figure IV.5 : 3^{ème} Mode rotation suivant z-z

Période fondamentale théorique :

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

-une période fondamentale $T_{\text{numérique}} = 0.69 \text{ s}$

-une période empirique $T_{\text{empirique}} = 0.65 \text{ s}$.

D'après **RPA99 (Art 4.2.4.4)**, il faut que la valeur de $T_{\text{numérique}}$ calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques T_{emp} appropriées de plus de 30 %

$$1.3 \times T_{\text{emp}} = 0.85 \text{ s} > T_{\text{numérique (dynamique)}} = 0.69 \text{ s}$$

CV

✓ **Vérification de la résultante des forces sismiques :**

En référent à l'article 4.3.6 du RPA version 2003, 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 sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , nous avons :

$$\begin{cases} V_x = 3756 \text{ KN} \\ V_y = 3662.1 \text{ KN} \end{cases}$$

Il faut que :

$$V_{\text{dynamique}} \geq 0.8V_{st} \text{ Et cela dans les deux sens}$$

Tableau IV.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base

$\Sigma F_{x,y}$	$V_{\text{dyn}} \text{ (KN)}$	$0.8V_{st} \text{ (KN)}$	Observation
ΣF_x	4779.2	3004.8	vérifiée
ΣF_y	3573.2	2929.68	vérifiée

✓ **Vérification des déplacements (vérification de l'article 5.10 RPA 2003):**

les déplacement latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage .

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé par:

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad (\text{Article 4.4.3 R.P.A99/v2003}) \text{ avec } R = 4.$$

Le déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à:

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Il faut que:

$$\Delta_k \leq 1\% * \text{Hauteur d'étage} \quad (\text{Article 5.10 R.P.A99/v2003}).$$

Tableau IV.5 : Les drifts selon x-x et y-y

	Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
►	STORY11	Max Drift X	EX	2210	10,850	11,600	32,100	0,000475	
	STORY11	Max Drift Y	EX	2208	8,950	11,600	32,100		0,000010
	STORY11	Max Drift X	EY	2211	10,850	9,400	32,100	0,000012	
	STORY11	Max Drift Y	EY	2210	10,850	11,600	32,100		0,000505
	STORY10	Max Drift X	EX	250	14,253	21,600	30,600	0,000506	
	STORY10	Max Drift Y	EX	113	0,000	19,275	30,600		0,000015
	STORY10	Max Drift X	EY	255	8,145	-0,600	30,600	0,000077	
	STORY10	Max Drift Y	EY	112	22,400	19,275	30,600		0,000579
	STORY9	Max Drift X	EX	186-1	16,000	12,200	26,010	0,000581	
	STORY9	Max Drift Y	EX	71	0,000	4,950	27,540		0,000016
	STORY9	Max Drift X	EY	255	8,145	-0,600	27,540	0,000080	
	STORY9	Max Drift Y	EY	112	22,400	19,275	27,540		0,000605
	STORY8	Max Drift X	EX	194-1	16,053	12,200	22,950	0,000628	
	STORY8	Max Drift Y	EX	113	0,000	19,275	24,480		0,000016
	STORY8	Max Drift X	EY	255	8,145	-0,600	24,480	0,000083	
	STORY8	Max Drift Y	EY	70	22,400	4,950	24,480		0,000626
	STORY7	Max Drift X	EX	194-1	16,053	12,200	19,890	0,000662	
	STORY7	Max Drift Y	EX	113	0,000	19,275	21,420		0,000016
	STORY7	Max Drift X	EY	255	8,145	-0,600	21,420	0,000085	
	STORY7	Max Drift Y	EY	112	22,400	19,275	21,420		0,000634
	STORY6	Max Drift X	EX	194-1	16,053	12,200	16,830	0,000678	
	STORY6	Max Drift Y	EX	113	0,000	19,275	18,360		0,000016
	STORY6	Max Drift X	EY	255	8,145	-0,600	18,360	0,000084	
	STORY6	Max Drift Y	EY	112	22,400	19,275	18,360		0,000630
	STORY5	Max Drift X	EX	197	4,850	21,000	15,300	0,000682	
	STORY5	Max Drift Y	EX	113	0,000	19,275	15,300		0,000015
	STORY5	Max Drift X	EY	199	4,850	0,000	15,300	0,000077	
	STORY5	Max Drift Y	EY	112	22,400	19,275	15,300		0,000607
	STORY4	Max Drift X	EX	197	4,850	21,000	12,240	0,000655	
	STORY4	Max Drift Y	EX	113	0,000	19,275	12,240		0,000014
	STORY4	Max Drift X	EY	197	4,850	21,000	12,240	0,000071	
	STORY4	Max Drift Y	EY	112	22,400	19,275	12,240		0,000558
	STORY3	Max Drift X	EX	197	4,850	21,000	9,180	0,000580	
	STORY3	Max Drift Y	EX	113	0,000	19,275	9,180		0,000012
	STORY3	Max Drift X	EY	197	4,850	21,000	9,180	0,000062	
	STORY3	Max Drift Y	EY	112	22,400	19,275	9,180		0,000475
	STORY2	Max Drift X	EX	197	4,850	21,000	6,120	0,000440	
	STORY2	Max Drift Y	EX	71	0,000	4,950	6,120		0,000008
	STORY2	Max Drift X	EY	197	4,850	21,000	6,120	0,000045	
	STORY2	Max Drift Y	EY	112	22,400	19,275	6,120		0,000351
	STORY1	Max Drift X	EX	197	4,850	21,000	3,060	0,000194	
	STORY1	Max Drift Y	EX	28	0,000	1,450	3,060		0,000004
	STORY1	Max Drift X	EY	197	4,850	21,000	3,060	0,000020	
	STORY1	Max Drift Y	EY	27	22,400	1,450	3,060		0,000167

Tableau IV.6 : Vérification des déplacements selon x-x.

STORY	Max drift X	H étage (m)	R	Delta X (m)	1% H étage (m)	Observation
Story 11	0.000475	3.06	4	0.005814	0.0306	Vérifiée
Story 10	0.000506	3.06	4	0.00619344	0.0306	Vérifiée
Story 9	0.000581	3.06	4	0.00711144	0.0306	Vérifiée
Story 8	0.000628	3.06	4	0.00768672	0.0306	Vérifiée
Story 7	0.000662	3.06	4	0.00810288	0.0306	Vérifiée
Story 6	0.000678	3.06	4	0.00829872	0.0306	Vérifiée

Story 5	0.000682	3.06	4	0.00834768	0.0306	Vérifiée
Story 4	0.000655	3.06	4	0.0080172	0.0306	Vérifiée
Story 3	0.00058	3.06	4	0.0070992	0.0306	Vérifiée
Story 2	0.00044	3.06	4	0.0053856	0.0306	Vérifiée
Story 1	0.000194	3.06	4	0.00237456	0.0306	Vérifiée

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements selon y-y.

STORY	Max drift Y	H étage (m)	R	Delta Y (m)	1% H étage (m)	Observation
Story 11	0.000505	3.06	4	0.0061812	0.0306	Vérifiée
Story 10	0.000579	3.06	4	0.00708696	0.0306	Vérifiée
Story 9	0.000605	3.06	4	0.0074052	0.0306	Vérifiée
Story 8	0.000626	3.06	4	0.00766224	0.0306	Vérifiée
Story 7	0.000634	3.06	4	0.00776016	0.0306	Vérifiée
Story 6	0.00063	3.06	4	0.0077112	0.0306	Vérifiée
Story 5	0.000607	3.06	4	0.00742968	0.0306	Vérifiée
Story 4	0.000558	3.06	4	0.00682992	0.0306	Vérifiée
Story 3	0.000475	3.06	4	0.005814	0.0306	Vérifiée
Story 2	0.000351	3.06	4	0.00429624	0.0306	Vérifiée
Story 1	0.000167	3.06	4	0.00204408	0.0306	Vérifiée

✓ **Vérification de l'effet P-Delta:**

Les effets satisfaits à tous les niveaux : effets de second ordre (ou effet P-Delta) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (article 5.9 RPA99/2003) :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

Tableau IV.8 : Vérification à l'effet P-Δ selon x-x.

STORY	P _k	Δ _{kx}	P _k * Δ _{kx}	V _{kx}	h _k	V _{kx} * h _k	θ _{kx}
Story 11	48.3	0.005814	0.2808162	6.3	3.06	19.278	0.01456667
Story 10	4382	0.00619344	27.13965408	634.7	3.06	1942.182	0.0139738
Story 9	8416.6	0.00711144	59.8541459	1153.1	3.06	3528.486	0.01696312
Story 8	12428	0.00768672	95.53055616	1579.5	3.06	4833.27	0.0197652

Story 7	16660.8	0.00810288	135.0004631	1954.4	3.06	5980.464	0.02257358
Story 6	20841.8	0.00829872	172.9602625	2272.4	3.06	6953.544	0.02487368
Story 5	25050	0.00834768	209.109384	2539.8	3.06	7771.788	0.02690621
Story 4	29215.7	0.0080172	234.22811	2753.8	3.06	8426.628	0.02779618
Story 3	33381.4	0.0070992	236.9812349	2913.6	3.06	8915.616	0.02658047
Story 2	37549.3	0.0053856	202.2255101	3024	3.06	9253.44	0.02185409
Story 1	41733.4	0.00237456	99.0984623	3069.8	3.06	9393.588	0.01054959

Tableau IV.9 : Vérification à L'effet P-Δ selon y-y.

STORY	P _k	Δ _{ky}	P _k * Δ _{ky}	V _{ky}	h _k	V _{ky} * h _k	θ _{ky}
Story 11	48.3	0.0061812	0.298552	6.6	3.06	20.196	0.01478273
Story 10	4382	0.00708696	31.9314587	688.6	3.06	2107.116	0.01515411
Story 9	8416.6	0.0074052	62.3266063	1245.8	3.06	3812.148	0.01634947
Story 8	12428	0.00766224	95.2263187	1691.5	3.06	5175.99	0.0183977
Story 7	16660.8	0.00776016	129.290474	2077.1	3.06	6355.926	0.02034172
Story 6	20841.8	0.0077112	160.715288	2401	3.06	7347.06	0.02187478
Story 5	25050	0.00742968	186.113484	2670	3.06	8170.2	0.02277955
Story 4	29215.7	0.00682992	199.540894	2884.8	3.06	8827.488	0.02260449
Story 3	33381.4	0.005814	194.07946	3046.7	3.06	9322.902	0.02081749
Story 2	37549.3	0.00429624	161.320805	3162.8	3.06	9678.168	0.01666853
Story 1	41733.4	0.00204408	85.3064083	3218.6	3.06	9848.916	0.0086615

On remarque que les valeurs de θ_K inférieure à 0.1 donc l'effet $P - \Delta$ n'a pas d'influence sur la structure.

✓ **Vérification de l'effort normal réduit:**

Selon l'article **7.4.3.1 du RPA99/2003**, dont le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : L'effort normal de compression s'exerçant sur la section du poteau.

B : l'aire de la section transversale du poteau.

-Sous la combinaison $G + Q + E_x$:

Tableau IV.10 : L'effort normal réduit a la base selon x-x.

	Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
►	BASE	35	GQEX MAX	-0,20	-0,72	82,52	0,804	0,017	0,000
	BASE	35	GQEX MIN	-1,07	-0,80	23,77	0,722	-1,290	0,000
	BASE	36	GQEX MAX	-0,16	0,77	80,23	-0,702	0,051	0,000
	BASE	36	GQEX MIN	-1,04	0,70	22,07	-0,774	-1,257	0,000
	BASE	41	GQEX MAX	0,60	-0,43	50,31	0,507	0,816	0,000
	BASE	41	GQEX MIN	-0,43	-0,50	4,76	0,435	-0,653	0,000
	BASE	42	GQEX MAX	0,59	0,52	50,20	-0,452	0,807	0,000
	BASE	42	GQEX MIN	-0,42	0,45	5,69	-0,517	-0,642	0,000
	BASE	129	GQEX MAX	0,57	0,01	18,23	0,026	3,412	0,002
	BASE	129	GQEX MIN	-0,61	0,00	18,23	-0,018	-3,488	-0,003
	BASE	130	GQEX MAX	2,03	-1,64	166,79	1,698	4,824	0,002
	BASE	130	GQEX MIN	-0,23	-1,71	126,00	1,594	-3,120	-0,003
	BASE	131	GQEX MAX	0,89	0,90	134,53	-0,722	3,709	0,002
	BASE	131	GQEX MIN	-2,42	0,75	102,01	-0,889	-5,221	-0,003
	BASE	132	GQEX MAX	2,11	1,40	113,24	-1,092	4,893	0,002
	BASE	132	GQEX MIN	-1,23	1,11	84,91	-1,360	-4,080	-0,003
	BASE	133	GQEX MAX	1,45	-0,47	118,12	0,587	4,227	0,002
	BASE	133	GQEX MIN	-1,65	-0,58	92,72	0,449	-4,462	-0,003
	BASE	134	GQEX MAX	1,32	-1,61	122,66	1,776	4,108	0,002
	BASE	134	GQEX MIN	-1,92	-1,81	97,13	1,591	-4,727	-0,003
	BASE	135	GQEX MAX	0,57	0,01	18,23	0,026	3,372	0,002
	BASE	135	GQEX MIN	-0,60	0,00	18,23	-0,018	-3,440	-0,003
	BASE	136	GQEX MAX	2,00	1,75	167,58	-1,654	4,754	0,002
	BASE	136	GQEX MIN	-0,23	1,69	126,79	-1,714	-3,091	-0,003

Tableau IV.11 : Vérification de l'effort normal réduit a la base selon x-x.

Story	Point	$F_z(KN)$	Surface (m^2)	$f_{c28}(KN/m^2)$	$\frac{F_z}{B * f_{c28}}$	Observation
BASE	35	825.2	0.09	25000	0.36675556	Non Vérifiée
BASE	35	237.7	0.09	25000	0.10564444	Vérifiée
BASE	36	802.3	0.09	25000	0.35657778	Non Vérifiée
BASE	36	220.7	0.09	25000	0.09808889	Vérifiée
BASE	41	503.1	0.09	25000	0.2236	Vérifiée
BASE	41	47.6	0.09	25000	0.02115556	Vérifiée
BASE	42	502	0.09	25000	0.22311111	Vérifiée
BASE	42	56.9	0.09	25000	0.02528889	Vérifiée
BASE	129	182.3	0.09	25000	0.02430667	Vérifiée
BASE	129	182.3	0.3	25000	0.02430667	Vérifiée
BASE	130	1667.9	0.3	25000	0.22238667	Vérifiée
BASE	130	1260	0.3	25000	0.168	Vérifiée
BASE	131	1345.3	0.3	25000	0.17937333	Vérifiée
BASE	131	1020.1	0.3	25000	0.13601333	Vérifiée
BASE	132	1132.4	0.3	25000	0.15098667	Vérifiée

BASE	132	849.1	0.3	25000	0.11321333	Vérifiée
BASE	133	1181.2	0.3	25000	0.15749333	Vérifiée
BASE	133	927.2	0.3	25000	0.12362667	Vérifiée
BASE	134	1226.6	0.3	25000	0.16354667	Vérifiée
BASE	134	971.3	0.3	25000	0.12950667	Vérifiée
BASE	135	182.3	0.3	25000	0.02430667	Vérifiée
BASE	135	182.3	0.3	25000	0.02430667	Vérifiée
BASE	136	1675.8	0.3	25000	0.22344	Vérifiée
BASE	136	1267.9	0.3	25000	0.16905333	Vérifiée

On a deux poteaux qui ne sont pas vérifié donc il faut changer la section :

30X30 → 30X40

-Sous la combinaison $G + Q + E_y$

Tableau IV.12 : L'effort normal réduit a la base selon y-y.

	Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
►	BASE	35	GQEY MAX	-0,59	-0,57	62,82	1,132	-0,570	0,002
	BASE	35	GQEY MIN	-0,68	-0,95	43,47	0,393	-0,703	-0,002
	BASE	36	GQEY MAX	-0,55	0,94	61,35	-0,358	-0,536	0,002
	BASE	36	GQEY MIN	-0,64	0,53	40,95	-1,118	-0,669	-0,002
	BASE	41	GQEY MAX	0,13	-0,31	32,50	0,797	0,156	0,002
	BASE	41	GQEY MIN	0,03	-0,63	22,57	0,146	0,007	-0,002
	BASE	42	GQEY MAX	0,13	0,63	32,65	-0,171	0,153	0,002
	BASE	42	GQEY MIN	0,04	0,33	23,23	-0,798	0,012	-0,002
	BASE	129	GQEY MAX	0,05	0,46	18,23	2,061	0,331	0,025
	BASE	129	GQEY MIN	-0,09	-0,46	18,23	-2,053	-0,407	-0,025
	BASE	130	GQEY MAX	1,03	-0,93	158,12	3,935	1,276	0,025
	BASE	130	GQEY MIN	0,77	-2,42	134,67	-0,643	0,428	-0,025
	BASE	131	GQEY MAX	-0,53	1,72	169,65	1,678	-0,546	0,025
	BASE	131	GQEY MIN	-1,00	-0,07	66,88	-3,289	-0,966	-0,025
	BASE	132	GQEY MAX	0,66	2,95	176,70	1,995	0,761	0,025
	BASE	132	GQEY MIN	0,22	-0,44	21,45	-4,448	0,053	-0,025
	BASE	133	GQEY MAX	-0,01	0,43	172,86	3,012	0,085	0,025
	BASE	133	GQEY MIN	-0,19	-1,48	37,98	-1,975	-0,320	-0,025
	BASE	134	GQEY MAX	-0,20	-0,23	171,78	4,740	-0,108	0,025
	BASE	134	GQEY MIN	-0,40	-3,19	48,01	-1,373	-0,511	-0,025
	BASE	135	GQEY MAX	0,06	0,46	18,23	2,061	0,326	0,025
	BASE	135	GQEY MIN	-0,08	-0,46	18,23	-2,053	-0,394	-0,025
	BASE	136	GQEY MAX	1,02	2,41	156,48	0,544	1,249	0,025
	BASE	136	GQEY MIN	0,75	1,04	137,89	-3,912	0,414	-0,025

Tableau IV.13 : Vérification de l'effort normal réduit a la base selon y-y.

Story	Point	F_z (KN)	Surface (m ²)	f_{c28} (KN/m ²)	$\frac{F_z}{B * f_{c28}}$	Observation
BASE	35	628.2	0.09	25000	0.2792	Vérifiée
BASE	35	434.7	0.09	25000	0.1932	Vérifiée
BASE	36	613.5	0.09	25000	0.27266667	Vérifiée

BASE	36	409.5	0.09	25000	0.182	Vérifiée
BASE	41	325	0.09	25000	0.14444444	Vérifiée
BASE	41	225.7	0.09	25000	0.10031111	Vérifiée
BASE	42	326.5	0.09	25000	0.14511111	Vérifiée
BASE	42	232.3	0.09	25000	0.10324444	Vérifiée
BASE	129	182.3	0.30	25000	0.02430667	Vérifiée
BASE	129	182.3	0.30	25000	0.02430667	Vérifiée
BASE	130	1581.2	0.30	25000	0.21082667	Vérifiée
BASE	130	1346.7	0.30	25000	0.17956	Vérifiée
BASE	131	1696.5	0.30	25000	0.2262	Vérifiée
BASE	131	668.8	0.30	25000	0.08917333	Vérifiée
BASE	132	1767	0.30	25000	0.2356	Vérifiée
BASE	132	214.5	0.30	25000	0.0286	Vérifiée
BASE	133	1728.6	0.30	25000	0.23048	Vérifiée
BASE	133	379.8	0.30	25000	0.05064	Vérifiée
BASE	134	1717.8	0.30	25000	0.22904	Vérifiée
BASE	134	480.1	0.30	25000	0.06401333	Vérifiée
BASE	135	182.3	0.30	25000	0.02430667	Vérifiée
BASE	135	182.3	0.30	25000	0.02430667	Vérifiée
BASE	136	1564.8	0.30	25000	0.20864	Vérifiée
BASE	136	1378.9	0.30	25000	0.18385333	Vérifiée

✓ **Calcul de l'excentricité théorique et l'excentricité accidentelle :**

-L'excentricité théorique :

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

Tableau IV.14 : Valeur de centre de masse, centre de rigidité et de l'excentricité théorique.

Story	Diaphragme	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex (m)	Ey (m)
STORY1	D1	11.189	10.519	11	10.496	0.189	0.023
STORY2	D2	11.189	10.519	10.939	10.465	0.25	0.054
STORY3	D3	11.189	10.519	10.882	10.435	0.307	0.084

STORY4	D4	11.189	10.519	10.852	10.413	0.337	0.106
STORY5	D5	11.189	10.519	10.841	10.415	0.348	0.104
STORY6	D6	11.189	10.519	10.848	10.43	0.341	0.089
STORY7	D7	11.201	10.52	10.855	10.438	0.346	0.082
STORY8	D8	11.217	10.523	10.861	10.439	0.356	0.084
STORY9	D9	11.216	10.522	10.859	10.435	0.357	0.087
STORY10	D10	11.346	10.531	10.846	10.431	0.5	0.1

-L'excentricité accidentelle :

Fixée par le **RPA 99/Version 2003** à : $\pm 5\%$ L.

Sens X:

$$e_{ax} = 0.05 L_x$$

Avec :

$$L_x = 22.90 \text{ m} \rightarrow e_{ax} = 1.145 \text{ m.}$$

Sens Y:

$$e_{ay} = 0.05 L_y$$

Avec :

$$L_y = 22.90 \text{ m} \rightarrow e_{ay} = 1.065 \text{ m.}$$

D'après l'**RPA99 (article 4.2.7)**:

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\text{Alors : } \begin{cases} e_x = 1.145 \text{ m} \\ e_y = 1.065 \text{ m} \end{cases}$$

IV.7 Exigences du RPA99/V2003 pour les systèmes mixtes :

Le **RPA99 (Article 3.4.A)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

❖ Sous charges verticales :

Les voiles doivent reprendre au moins 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au plus 80% des sollicitations.

❖ Sous charges horizontales :

Les voiles doivent reprendre au moins 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au plus 25% des sollicitations.

Chapitre V :

Etude des

éléments principaux

V.1 Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

Pour pouvoir ferrailler les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**ETABS**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

V.2 Les Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leur ferraillage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **ETABS** dans l'ordre suivant :

(RPA99/2003)

- ✓ Effort normal maximal et le moment correspondant : $N_{\max}$ $\longrightarrow$ M correspondant.
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant : $N_{\min}$ $\longrightarrow$ M correspondant.
- ✓ Moment maximum et effort normal correspondant : $M_{\max}$ $\longrightarrow$ N correspondant.

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations précédentes sont :

- ✓ $1.35 G + 1.5 Q$ (1)
- ✓ $G + Q$ (2)
- ✓ $G + Q \pm Ex$ (3)
- ✓ $G + Q \pm Ey$ (4)
- ✓ $0.8 G \pm Ex$ (5)
- ✓ $0.8 G \pm Ey$ (6)

V.2.1 Recommandations du RPA99/2003:

❖ Les armatures longitudinales : RPA99 (Article 7.4.2.1) [4]

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone II_a
- Leur pourcentage maximal sera de :

- 4 % de la section du béton en zone courante.
- 6 % de la section du béton en zone de recouvrement.

-Le diamètre minimum est de 12mm.

-La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone II_a

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (II_a).

-Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h ;$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right).$$

($b_1 \times h_1$) : Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

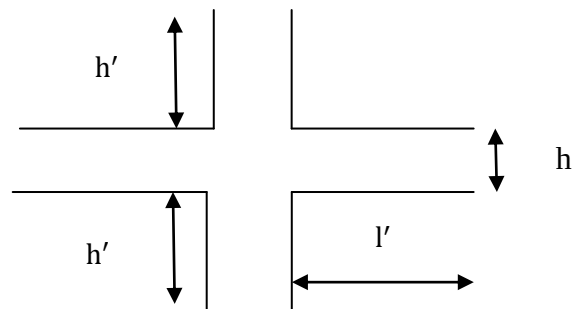


Figure V.1 : Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 concernant notre ouvrage sont apportées dans le tableau ci-après :

Tableau V.1 : 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 à 4^{ème} étage	60×50	24	120	180
5^{ème} et 6^{ème} étage	50×50	20	100	150
7^{ème} à 9^{ème} étage	40×40	12.80	64	96

❖ Les armatures transversales : RPA99 (Art 7.4.2.2) [4]

Les armatures transversales dans les poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

RPA99 (Art 7.4.2.2)

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

Avec :

$$t \leq \min (10\phi_l ; 15 \text{ cm}) \quad \text{En zone nodale.}$$

$$t < 15\phi_l \quad \text{En zone courante.}$$

Avec :

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a : Un Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2.5 si l'élancement géométrique « λ_g » dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3.75 dans le cas contraire.

$$\rho_a = 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ Si } \lambda_g \leq 5$$

Avec :

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ Ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad (a \text{ et } b \text{ sont les dimensions de la section})$$

l_f : Longueur de flambement = $0.707l_0$

l_0 : Hauteur libre d'étage = $h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre}}$

–La quantité minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{t \times b_1}$: En pourcentage est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si: } \lambda_g \geq 5: A_{t \min} = 0.3\%(t \times b_1). \\ \text{Si: } \lambda_g \leq 3: A_{t \min} = 0.8\%(t \times b_1). \\ \text{Si: } 3 < \lambda_g < 5: \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimums.

V.2.2 Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites de logiciel **ETABS** qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux.

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corré}}$ ELU : $1.35G$ $+ 1.5Q$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corré}}$ $0.8G + E_y$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corré}}$ $G + Q + E_y$		$V_{\max}$ (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
RDC	2019	-11.4	-775.2	0.14	52.21	1020.1	0.25
Etage 1	1800.9	-36.54	-554.4	2.32	75.15	875.7	0.57
Etage 2	1586	-35.71	-366.1	4.31	80.22	753.5	0.76
Etage 3	1374.4	-39.04	-219.5	5.4	84.34	643.8	0.87
Etage 4	1116	-43.38	-109.7	6.05	-95.97	674.3	0.93
Etage 5	957.3	-35.1	-37.5	5.96	-72.01	535.3	0.68
Etage 6	757.2	-47.62	-5.6	7.29	-90.39	408.5	0.7
Etage 7	559.9	-31.17	-12.5	0.46	55.99	341.8	0.28
Etage 8	376.1	-41.19	-27.8	1.42	-58.18	308.3	0.28
Etage 9	197.3	-51.12	-32.1	2.14	84.56	119.4	0.27

V.2.3 Ferraillages des poteaux :

❖ Ferraillage longitudinal :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC dont les sollicitations sont les suivantes :

$$N_{\max} = 2019 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corré}} = -11.4 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = -775.2 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corré}} = 5.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 52.21 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{corré}} = 1020.1 \text{ KN}$$

Cas 1 :

$$N_{\max} = 2019 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corré}} = -11.4 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{11.4}{2019} = 0.0056 \text{ m}$$

$$e_G = 0.56 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

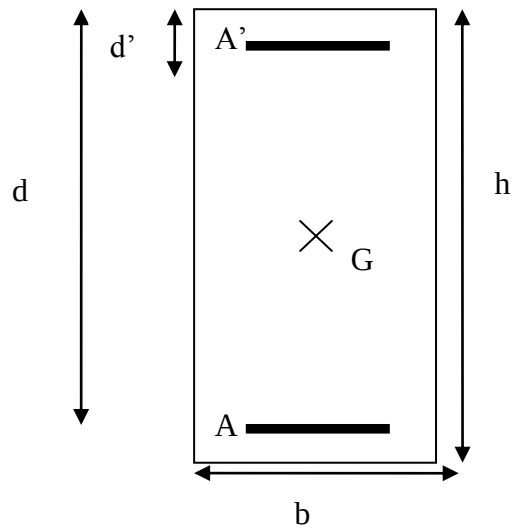


Figure V.2 : Section du poteau à ferrailler

Pour ce cas nous devons d'abord vérifier la condition suivante :

$$(0.337h - 0.81d')bhf_{bu} \geq N_u(d - d') - M_{uA}$$

Avec :

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 50 = 45 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm (Cas plus défavorable)}$$

$$N_u = 1943.6 \text{ KN} = \text{L'effort de compression.}$$

$$M_{uA} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 11.4 + 2019 \left(0.45 - \frac{0.5}{2} \right) = 415.2 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} N_u(d - d') - M_{uA} = 2019 \times (0.45 - 0.05) - 415.2 = 392.4 \text{ KN.m} \\ (0.337h - 0.81d')bhf_{bu} = (0.337 \times 500 - 0.81 \times 50) \times 600 \times 500 \times 14.17 \times 10^{-6} \\ = 544.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } 544.13 \text{ KN.m} > 392.4 \text{ KN.m} \quad \text{CV}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2f_{bu}} = \frac{415.2 \times 10^6}{600 \times (450)^2 \times 14.17} = 0.241$$

$$\mu_{bu} = 0.241 \geq \mu_{AB} = 0.186 \quad \Longrightarrow \quad \text{Pivot B.}$$

$$\mu_{bu} = 0.241 \leq \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad A' = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.241}) = 0.35$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 450 \times (1 - 0.4 \times 0.35) = 387 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{415.2 \times 10^6}{387 \times \frac{400}{1.15}} = 3084.5 \text{ mm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{su}} = 3084.5 - \frac{2019 \times 10^3}{\frac{400}{1.15}} = -2720.13 \text{ cm}^2$$

$A = 0 \text{ cm}^2$: Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.

Cas 2:

$$N_{\min} = -775.2 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corre}} = 0.14 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{0.14}{775.2} = 0.0002 \text{ m}$$

$$e_G = 0.02 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section N est un effort de traction et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est entièrement tendue (SET) et le calcul sera fait comme suit :

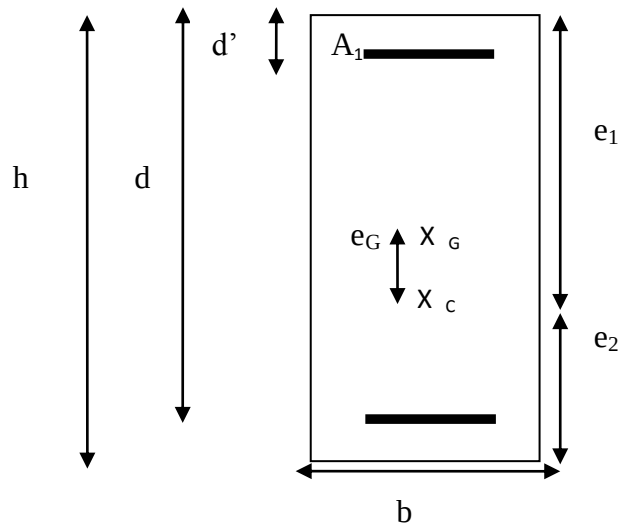


Figure V.3 : Section du poteau à ferrailler

- Calcul des armatures A_1 et A_2 :

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{su}(d-d')}$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{su}(d-d')}$$

Avec :

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

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = \left(\frac{50}{2} - 5\right) + 0.02 = 20.02 \text{ cm}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = (45 - 5) - 20.02 = 19.98 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{775.2 \times 10^3 \times 199.8}{\frac{400}{1.15}(450 - 50)} = 1133.24 \text{ mm}^2$$

$$A_1 = 11.13 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{775.2 \times 10^3 \times 200.2}{\frac{400}{1.15}(450 - 50)} = 1115.46 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 11.15 \text{ cm}^2$$

- Calcul $A_{\min}$:

$$A_{\min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{600 \times 500 \times 2.1}{400} = 15.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 15.75 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$\begin{cases} A_1 = 11.13 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 15.75 \text{ cm}^2 & \text{on ferraille avec } A_{\min} \\ A_2 = 11.15 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 15.75 \text{ cm}^2 & \text{on ferraille avec } A_{\min} \end{cases}$$

Cas 3 :

$$M_{\max} = 52.21 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{corre}} = 1020.1 \text{ KN}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{52.21}{1020.1} = 0.0512 \text{ m}$$

$$e_G = 5.12 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{uA} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 52.21 + 1020.1 \left(0.45 - \frac{0.5}{2} \right) = 256.23 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} N_u(d - d') - M_{uA} = 1020.1 \times (0.45 - 0.05) - 256.23 = 151.81 \text{ KN.m} \\ (0.337h - 0.81d')bh f_{bu} = (0.337 \times 500 - 0.81 \times 50) \times 600 \times 500 \times 14.17 \times 10^{-6} \\ = 544.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } 544.13 \text{ KN.m} > 151.8147.27 \text{ KN.m} \quad \text{CV}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{256.23 \times 10^6}{600 \times (450)^2 \times 14.17} = 0.149$$

$$\mu_{bu} = 0.14 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.149 \leq \mu_l = 0.392 \implies A' = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.149}) = 0.203$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 450 \times (1 - 0.4 \times 0.197) = 413.46 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{256.23 \times 10^6}{413.46 \times \frac{400}{1.15}} = 1781.7 \text{ mm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{su}} = 1781.7 - \frac{1020.1 \times 10^3}{\frac{400}{1.15}} = -1151.09$$

$A = 0 \text{ cm}^2$: Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.

Donc, Le poteau sera alors ferrailé avec la section maximale calculée pour les trois cas, on obtient $A = \max(0 ; 15.75 ; 0) \text{ cm}^2 = 15.75 \text{ cm}^2$

Le calcul du ferrailage des poteaux des différents niveaux a été mené de la même manière, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Ferraillage des poteaux.

Niveaux	La section (cm ²)		A _{min} (cm ²)	A _{calculée} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Choix des barres
	b (cm)	h (cm)				
RDC	60	50	24	15.75	37.70	12HA20
Etage 1	60	50	24	15.75	37.70	12HA20
Etage 2	60	50	24	15.75	37.70	12HA20
Etage 3	60	50	24	15.75	37.70	12HA20
Etage 4	60	50	24	15.75	37.70	12HA20
Etage 5	50	50	20	13.13	24.13	12HA16
Etage 6	50	50	20	13.13	24.13	12HA16
Etage 7	40	40	12.80	8.4	13.57	12HA12
Etage 8	40	40	12.80	8.4	13.57	12HA12
Etage 9	40	40	12.80	8.4	13.57	12HA12

❖ Ferraillage transversale :

Soit a calculer les armatures transversales du poteau du RDC de section (60x50) cm²

$$A_{adoptée} = 12HA20 = 37.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } \phi_l^{\min} = 2 \text{ cm et } l_f = 0.707l_0 = 0.707 \times 3.06 = 2.16 \text{ m}$$

- Calcul de la section de ferraillage transversale A_t :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ Ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\begin{cases} \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.16}{0.60} = 3.6 \\ \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.16}{0.50} = 4.32 \end{cases}$$

$$\lambda_g \leq 5 \text{ Donc : } \rho_a = 3.75$$

D'après les recommandations du RPA l'espacement t est pris égale à :

$$t \leq \min(10\phi_l ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 2 ; 15 \text{ cm})$$

$$t \leq \min(20 ; 15 \text{ cm})$$

⇒ On adoptera alors **t = 10 cm** en zone nodale.

$$t < 15\phi_l = 15 \times 2$$

$$t < 15\phi_l = 30 \text{ cm}$$

⇒ On adoptera alors **t = 15 cm** en zone courante.

D'où :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \implies A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times t = \frac{3.75 \times 0.25 \times 10^3}{500 \times 400} \times 150 = 0.703 \text{ mm}^2$$

- Calcul de la section de ferraillage transversale minimale $A_{t \min}$:

$$\begin{cases} \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.16}{0.60} = 3.6 \\ \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.16}{0.50} = 4.32 \end{cases}$$

Si: $\lambda_g \geq 5$: $A_{t \min} = 0.3\%(t \times b_1)$.

Si: $\lambda_g \leq 3$: $A_{t \min} = 0.8\%(t \times b_1)$.

Si: $3 < \lambda_g < 5$: Interpolation entre les valeurs limites précédentes.

D'après l'interpolation on a :

$$\lambda_g = 3.6 : A_{t \min} = 0.65\%(t \times b_1)$$

$$A_{t \min} = \frac{0.65}{100} \times (15 \times 60) = 5.85 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_g = 4.32 : A_{t \min} = 0.47\%(t \times b_1)$$

$$A_{t \min} = \frac{0.47}{100} \times (15 \times 60) = 4.23 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume la résultante de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

Tableau V.4 : armatures transversales adoptées pour les poteaux

Niveaux	RDC à 4 ^{émé} étage	5 ^{émé} et 6 ^{émé} étage	7 ^{émé} à 9 ^{émé} étage
Sections (cm ²)	60×50	50×50	40×40
$\emptyset_{l \min}$ (cm)	2	1.6	1.2
l_f (cm)	216	216	216
l_r (cm)	80	64	48
λ_g (cm)	3.6	4.32	5.4
ρ_a	3.75	3.75	2.5
V (KN)	0.93	0.7	0.28
$t_{\text{zone nodale}}$ (cm)	10	10	10
$t_{\text{zone courante}}$ (cm)	15	15	15
A_t (cm ²)	0.026	0.02	0.007
$A_{t \min}$ (cm ²)	5.85	3.53	1.8
$A_{t \text{ adoptée}}$ (cm ²)	6.28	4.71	3.02
Nombre des barres	8HA10	6HA10	6HA8

D'après le Code De Béton Armé (**CBA93. Article A7.1.3**), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{1\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \quad \text{CV}$$

❖ **Vérifications nécessaires :**

➤ **Vérification au flambement :**

Selon le **BAEL91 (Article 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre) et le poteau le plus élancé (au niveau du RDC).

• **Poteau le plus élancé :**

$$l_0 = 3.06 \text{ m et } N_{\max} = 2019 \text{ KN.}$$

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

Tel que :

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

α : coefficient fonction de l'élancement du poteau calculé par :

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

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

l_f : Longueur de flambement. $l_f = 0.707 \times L_0 = 2.16 \text{ m}$

$I = \frac{b \times h^3}{12}$: moment d'inertie

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} : \text{Rayon de giration.}$$

Avec :

B_r : Section réduite du poteau.

$$B_r = (b - 0.02)(h - 0.02) \text{ m}^2$$

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : Vérification des poteaux au flambement.

Niveaux	Section (cm ²)	I_0 (m)	I_f (m)	i (cm)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_u (NK)	N_{max} (NK)
RDC	60×50	3.06	2.16	14.43	14.97	0.82	37.70	2784	5302.83	2019
Etage 1	60×50	3.06	2.16	14.43	14.97	0.82	37.70	2784	5302.83	1800.9
Etage 2	60×50	3.06	2.16	14.43	14.97	0.82	37.70	2784	5302.83	1586
Etage 3	60×50	3.06	2.16	14.43	14.97	0.82	37.70	2784	5302.83	1374.4
Etage 4	60×50	3.06	2.16	14.43	14.97	0.82	37.70	2784	5302.83	1116
Etage 5	50×50	3.06	2.16	14.43	14.97	0.82	24.13	2304	4186.90	957.3
Etage 6	50×50	3.06	2.16	14.43	14.97	0.82	24.13	2304	4186.90	757.2
Etage 7	40×40	3.06	2.16	11.55	18.70	0.804	13.57	1444	2529.44	559.9
Etage 8	40×40	3.06	2.16	11.55	18.70	0.804	13.57	1444	2529.44	376.1
Etage 9	40×40	3.06	2.16	11.55	18.70	0.804	13.57	1444	2529.44	197.3

On voit bien que $N_{max} < N_u$ pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes de compression :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

Pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser\ G}}{I_{yy}} V & \text{béton fibre supérieure} \\ \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser\ G}}{I_{yy}} V' & \text{béton fibre inférieure} \end{cases}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \quad \text{Section homogène}$$

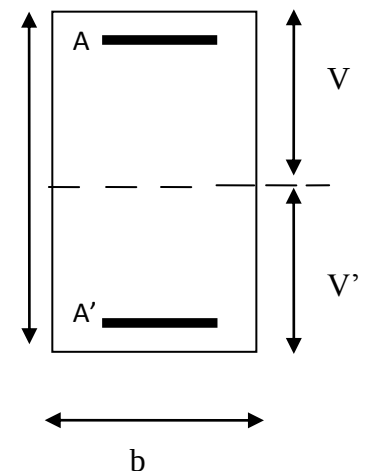
$$M_{ser\ G} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{S}$$

$$V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(V - d)^2$$

$$A' = 0 \text{ Donc: } I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A(V - d)^2$$

**Figure V.4 : Section du poteau à ferrailer**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.

Niveaux	RDC à 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} à 9 ^{ème} étage
Sections (cm ²)	60×50	50×50	40×40
d(cm)	45	45	36
A(cm ²)	37.70	24.13	13.57
V(cm)	28.17	27.53	21.81
V'(cm)	21.83	22.47	18.19
I _{yy} (m ⁴)	0.0082	0.0065	0.0026
N _{ser} (KN)	1471.9	698	408.5
M _{ser} (KN. m)	19.04	31.77	34.69
M _{ser G} (KN. m)	63.99	49.43	42.08
σ _{bc 1} (MPa)	6.33	4.53	5.97
σ _{bc 2} (MPa)	2.42	0.73	-0.679
σ _{bc} (MPa)	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	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 :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b d} \leq \overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Niveaux	Section (cm ²)	I _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ _u (MPa)
RDC	60×50	2.16	3.6	0.04	45	0.25	0.93×10 ⁻³	1
Etage 1	60×50	2.16	3.6	0.04	45	0.57	2.11×10 ⁻³	1
Etage 2	60×50	2.16	3.6	0.04	45	0.76	2.81×10 ⁻³	1

Etage 3	60×50	2.16	3.6	0.04	45	0.87	3.22×10^{-3}	1
Etage 4	60×50	2.16	3.6	0.04	45	0.93	3.44×10^{-3}	1
Etage 5	50×50	2.16	4.32	0.04	45	0.68	3.02×10^{-3}	1
Etage 6	50×50	2.16	4.32	0.04	45	0.7	3.11×10^{-3}	1
Etage 7	40×40	2.16	5.4	0.075	36	0.28	1.94×10^{-3}	1.875
Etage 8	40×40	2.16	5.4	0.075	36	0.28	1.94×10^{-3}	1.875
Etage 9	40×40	2.16	5.4	0.075	36	0.27	1.88×10^{-3}	1.875

on déduit que la condition exigée par le **RPA99/2003** sur les sollicitations tangentiellles est vérifiée pour tous les étages.

➤ **Dispositions constructives :**

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets :

$$L = 10\phi_1 = 10 \times 1.2 = 12 \text{ cm}$$

- Longueur de recouvrement :

Selon le **RPA99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement dans la zone II_a est de 40Φ .

$$L_r = 40 \times \Phi_1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

On adopte : $l_r = 50 \text{ cm}$

$$L_r = 40 \times \Phi_1 = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

On adopte : $l_r = 70 \text{ cm}$

$$L_r = 40 \times \Phi_1 = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

On adopte : $l_r = 80 \text{ cm}$

➤ **Détermination de la zone nodale :**

La détermination de la zone nodale est nécessaire, car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Avec :

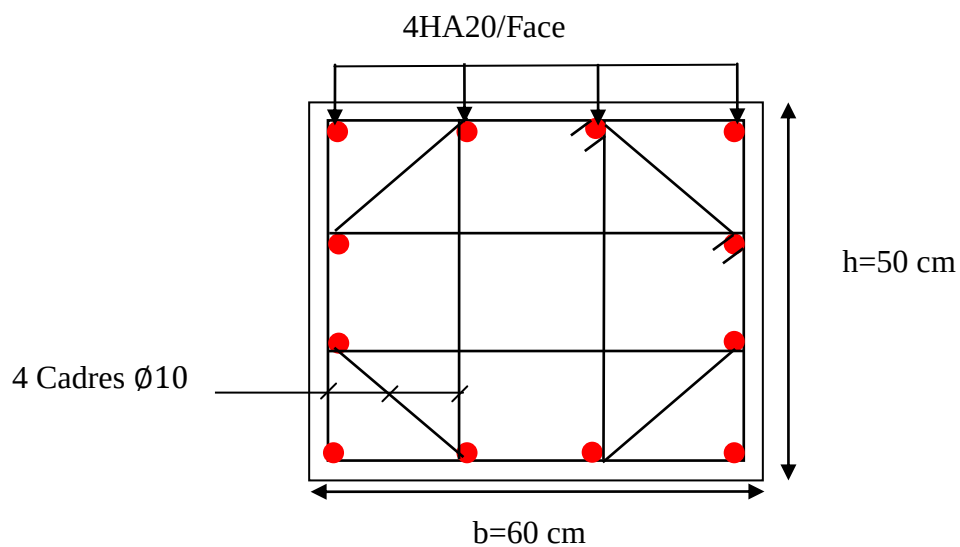
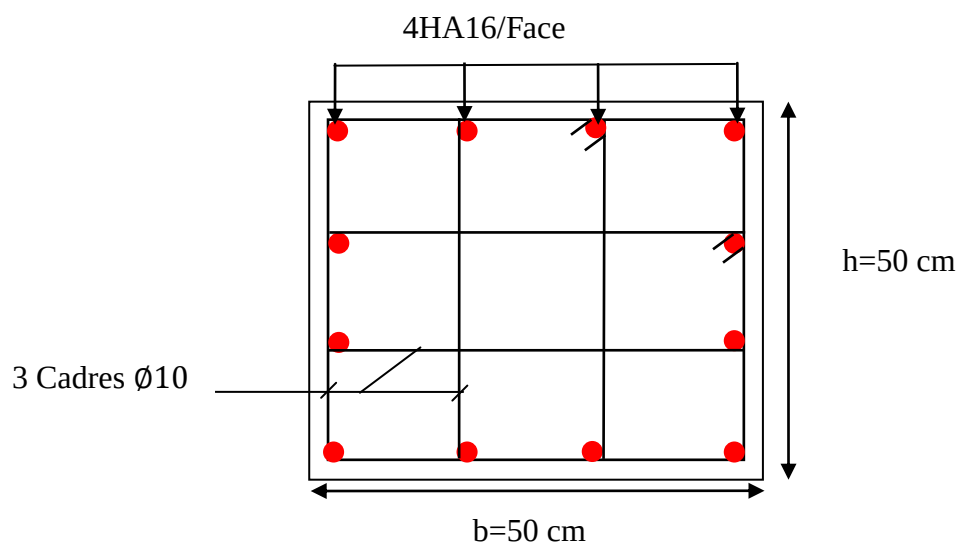
$$l' = 2h ;$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

Tableau V.8 : Dimensions de la zone nodale.

Niveaux		RDC à 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} à 9 ^{ème} étage
l'	PP	90	90	90
	PS	80	80	80
h'		60	60	60

❖ Schémas de ferraillage :

**Figure V.5 :** Schéma de ferraillage des poteaux RDC à 4^{ème} étage.**Figure V.6 :** Schéma de ferraillage des poteaux 5^{ème} et 6^{ème} étage.

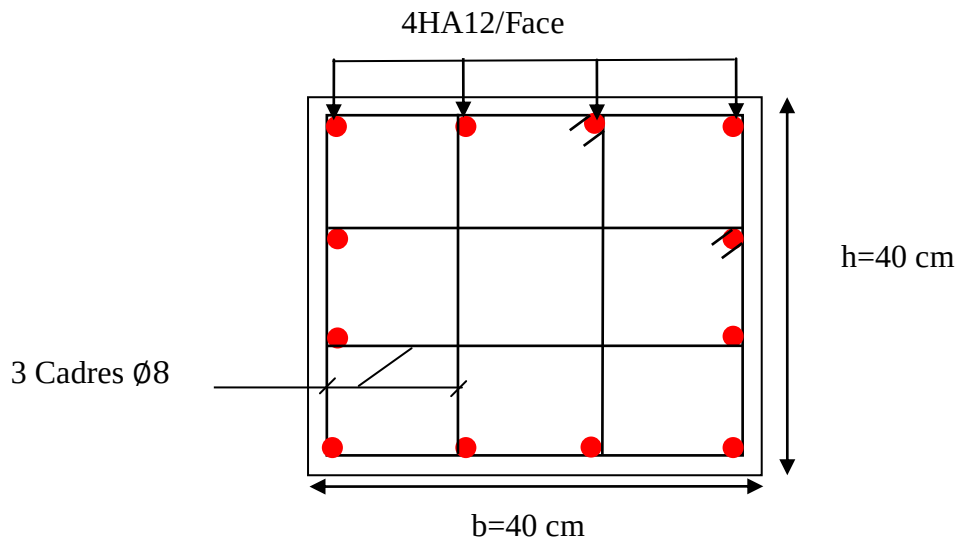


Figure V.7 : Schéma de ferraillage des poteaux 7^{ème} à 9^{ème} étage.

V.3 Les Poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du **BAEL 91**, on se rapportera aussi au **RPA 99/version 2003** pour la vérification.

❖ Les combinaisons d'action sont les suivantes :

➤ **La combinaison fondamentale BAEL 91 :**

$$1.35G + 1.5Q \quad \text{ELU}$$

➤ **Combinaisons accidentelles RPA 99V2003 :**

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Pour les combinaisons fondamentale et accidentelle, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison **ELS**.

Dans notre projet on a deux poutres à étudier :

-Poutres principales (30*45)

-Poutres secondaires (30*40)

V.3.1 Recommandations du RPA99/2003:

❖ **Les armatures longitudinales : RPA 99/2003 (Article 7.5.2.1) [4]**

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section du béton en toute section.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% de la section du béton en zone courante.

- 6% de la section du béton en zone de recouvrement.

-La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone II_a.

-Les poutres supportent 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.

❖ **Les armatures transversales : RPA 99/2003 (article 7.5.2.2) [4]**

-La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec S_t : espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l\right) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

-La valeur du diamètre Φ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

-Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.3.2 Calcul de ferraillage :

❖ **Ferraillage des poutres principales:**

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui).

D'après les résultats du logiciel **ETABS** :

-En travée : ELU(1.35G + 1.5 Q)

$$M_{\max} = +73.81 \text{ KN.m}$$

-Sur appui : G + Q ± E_y

$$M_{\max} = -152.84 \text{ KN.m}$$

-Service (G + Q):

$$\text{en travée : } M_{\max} = +53.96 \text{ KN.m}$$

$$\text{sur appuis : } M_{\max} = -104.84 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage en travée :**

$$M_{\max} = +73.81 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 h = 0.9 \times 45 = 40.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{73.81 \times 10^6}{300 \times (405)^2 \times 14.17} = 0.106$$

$$\mu_{bu} = 0.106 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.106 \leq \mu_l = 0.392 \implies A' = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.106}) = 0.140$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 405 \times (1 - 0.4 \times 0.140) = 382.32 \text{ mm}$$

$$z = 382.32 \text{ mm.}$$

-Section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{73.81 \times 10^6}{382.32 \times \frac{400}{1.15}} = 555.04 \text{ mm}^2.$$

$$A_s = 5.55 \text{ cm}^2.$$

On prend : **3HA16 = 6.03 cm²**

- Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 405 \times \frac{2.1}{400} = 146.71 \text{ mm}^2.$$

$$A_{\min} = 1.47 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_{\text{calcul}}) = \max(1.47; 5.55) = 5.55 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 5.55 \text{ cm}^2.$$

$$A_s > A_{\min}$$

CV

➤ **Ferraillage Sur appui :**

$$M_{\max} = -152.84 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 h = 0.9 \times 45 = 40.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{152.84 \times 10^6}{300 \times (405)^2 \times 14.17} = 0.219$$

$$\mu_{bu} = 0.219 \geq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot B.}$$

$$\mu_{bu} = 0.219 \leq \mu_l = 0.392 \implies A' = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.219}) = 0.313$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 405 \times (1 - 0.4 \times 0.313) = 354.29 \text{ mm}$$

$$z = 354.29 \text{ mm.}$$

-Section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_c}{\gamma_s}} = \frac{152.84 \times 10^6}{354.29 \times \frac{400}{1.15}} = 1240.27 \text{ mm}^2.$$

$$A_s = 12.40 \text{ cm}^2.$$

On prend : **3HA12 + 3HA20 = 12.81 cm²**

- Vérification de la condition de non fragilité:

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 300 \times 405 \times \frac{2.1}{400} = 146.71 \text{ mm}^2.$$

$$A_{\min} = 1.47 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_{\text{calcul}}) = \max(1.47; 12.40) = 12.40 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 12.40 \text{ cm}^2.$$

$$A_s > A_{\min}$$

CV

Tableau V.9 : Ferraillage des poutres principales.

Position	M _u (KN. m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	μ _{bu}	α _u	Z (mm)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Travée	73.81	30	45	40.5	0.106	0.140	382.32	5.55	1.47	3HA16=6.03
Appuis	-152.84	30	45	40.5	0.219	0.313	354.29	12.40	1.47	3HA12+3 HA20=12.81

❖ Vérification du ferraillage des poutres principales :**➤ Section minimale: RPA 99 (article 7.5.2.1)**

$$b = 30 \text{ cm ; } h = 45 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 (30 \times 45) = 6.75 \text{ cm}^2.$$

➤ Section maximale : RPA 99 (article 7.5.2.1)

$$4\% b \times d \text{ En zone courante } (A_{s \max} = 0.04 \times 30 \times 40.5 = 48.60 \text{ cm}^2).$$

$$6\% b \times d \text{ En zone de recouvrement } (A_{s \max} = 0.06 \times 30 \times 40.5 = 72.90 \text{ cm}^2).$$

➤ Vérification à L'ELU :**• Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

Soit la poutre la plus sollicitée :

$$V_{u \max} = 68.7 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } b = 30 \text{ cm} ; d = 40.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{68.7 \times 10^3}{300 \times 405} = 0.57 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.57 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

- **Calcul de la section des armatures transversales :**

Choix du diamètre :

On a :

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{450}{35} ; \frac{300}{10} ; \phi_l^{\min} \right) = \min(12.86 ; 30 ; 1.2) = 1.2 \text{ cm}$$

Soit : $\phi = 8 \text{ mm}$

On prend : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

Espacement des barres :

Selon BAEL91 :

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) ; \text{ Avec } \begin{cases} S_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \\ S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \end{cases}$$

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 40.5; 40 \text{ cm}) = 36.45 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 400}{30 \times 1.15 \times (0.57 - 0.3 \times 2.1)} = -349.57 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) = \min(36.45; 67; -349.57) = 36.45 \text{ cm}$$

$$S_t = 36.45 \text{ cm}$$

Selon RPA99 :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) = \min \left(\frac{45}{4} ; 12 \times 1.2 \right) = \min(11.25; 14.4)$$

$$S_t \leq 11.25 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5$$

$$S_t \leq 22.5 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

$$S_t = 10\text{cm} \quad \text{En zone nodale.}$$

$$S_t = 15\text{cm} \quad \text{En zone courante.}$$

- **Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

$$A_{t \min} \leq A_t$$

$$A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

- **La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :**

D'après le RPA99V2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone II_a est de 40Φ .

$$L_r = 40 \times \Phi_1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

On adopte : $l_r = 50 \text{ cm}$

$$L_r = 40 \times \Phi_1 = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

On adopte : $l_r = 70 \text{ cm}$

$$L_r = 40 \times \Phi_1 = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

On adopte : $l_r = 80 \text{ cm}$

- **Vérification à L'ELS :**

- **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

En travée :

$$M_t = 53.96 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d - y) A'_s - \eta (d - y) A_s = 0$$

$$\eta = 15 \quad ; \quad A'_s = 0 \quad ; \quad A_s = 6.03 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times (40.5 - y) \times 6.03 = 0$$

$$y = 12.90 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s + \eta (d - y) A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times 12.90^3 + 15(40.5 - 12.90)^2 \times 6.03 = 90368.082 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{53.96 \times 10^6 \times 129}{90368.082 \times 10^4} = 7.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.70 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Sur appuis :

$$M_a = -104.84 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(d-y)A'_s - \eta(d-y)A_s = 0$$

$$\eta = 15 \quad ; \quad A'_s = 0 \quad ; \quad A_s = 12.81 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times (40.5 - y) \times 12.81 = 0$$

$$y = 17.26 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d-y)^2A_s + \eta(d-y)A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times 17.26^3 + 15(40.5 - 17.26)^2 \times 12.81 = 155198.61 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{104.84 \times 10^6 \times 184.6}{155198.61 \times 10^4} = 11.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.66 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Tableau V.10 : Vérification a l'ELS de la poutre principale.

	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée	53.96	12.90	90368.082	7.70	15	Vérifiée
Appuis	-104.84	17.26	155198.61	11.66	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$l = 4.85 \text{ m} < 8 \text{ m}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times G_{\text{palnchers}} \\ Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times Q \\ l = 4.85 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} G = 25 \times 0.3 \times 0.45 + \left(\frac{3.9}{2} + \frac{2.2}{2}\right) \times 6.53 = 23.29 \text{ KN/ml} \\ Q = \left(\frac{3.9}{2} + \frac{2.2}{2}\right) \times 1 = 3.05 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \\ l = 4.85 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_0 = \frac{(23.29+3.05) \times 4.85^2}{8} = 77.45 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.45}{4.85} = 0.093 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 & \text{C.V} \\ \frac{0.45}{4.85} = 0.093 \geq \frac{53.96}{10 \times 77.45} = 0.070 & \text{C.V} \\ \frac{6.03}{30 \times 40.5} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 & \text{C.V} \end{cases}$$

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

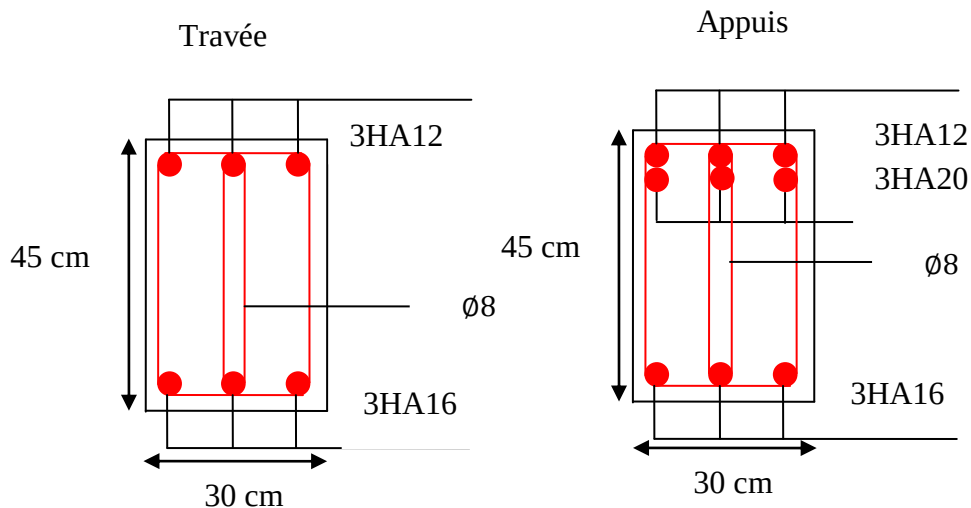


Figure V.8 : Ferraillage des poutres principales.

❖ Ferraillage des poutres secondaires:

Tableau V.11 : Ferraillage des poutres secondaires.

Position	M_u (KN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	μ_{bu}	α_u	Z (mm)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	73.39	30	40	36	0.133	0.179	334.22	6.31	1.30	3HA14+2 HA12=6.88
Appuis	-130.21	30	40	36	0.236	0.342	310.75	12.05	1.30	6HA16=12.06

❖ **Vérification du ferraillage des poutres principales :**➤ **Section minimale: RPA 99 (article 7.5.2.1)**

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

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2.$$

➤ **Section maximale : RPA 99 (article 7.5.2.1)**

$$4\% b \times d \text{ En zone courante } (A_{s \max} = 0.04 \times 30 \times 36 = 43.20 \text{ cm}^2).$$

$$6\% b \times d \text{ En zone de recouvrement } (A_{s \max} = 0.06 \times 30 \times 36 = 64.80 \text{ cm}^2).$$

➤ **Vérification à L'ELU :**• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

Soit la poutre la plus sollicitée :

$$V_{u \max} = 73.79 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } b = 30 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{73.79 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.68 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.68 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

• **Calcul de la section des armatures transversales :****Choix du diamètre :**

On a :

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{400}{35} ; \frac{300}{10} ; \phi_l^{\min} \right) = \min(11.43 ; 30 ; 1.2) = 1.2 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } A_t = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (1cadre + 1 étrier)}$$

Espacement des barres :**Selon BAEL91 :**

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) ; \text{ Avec } \begin{cases} S_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \\ S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \end{cases}$$

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 36; 40 \text{ cm}) = 32.40 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 400}{30 \times 1.15 \times (0.68 - 0.3 \times 2.1)} = 419.48 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) = \min(32.40; 67; 419.48) = 32.40 \text{ cm}$$

$$S_t = 32.40 \text{ cm}$$

Selon RPA99 :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2\right) = \min(10; 14.4)$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

$$S_t = 10 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone courante.}$$

- **Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

$$A_{t \min} \leq A_t$$

$$A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

- **La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :**

D'après le RPA99V2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone II_a est de 40Φ.

$$L_r = 40 \times \Phi_{l \min} = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

On adopte : $l_r = 50 \text{ cm}$

$$L_r = 40 \times \Phi_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

On adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$

$$L_r = 40 \times \Phi_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

On adopte : $l_r = 70 \text{ cm}$

- **Vérification à L'ELS :**

- **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Tableau V.12 : Vérification à l'ELS de la poutre secondaire.

	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	53.67	12.67	76509.63	8.89	15	Vérifiée
Appuis	-99.44	15.66	113245.05	13.75	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

$$l = 3.90 \text{ m} < 8 \text{ m}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times G_{\text{palnchers}} \\ Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times Q \\ l = 3.90 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} G = 25 \times 0.3 \times 0.40 + \left(\frac{2.85}{2} + \frac{4.85}{2}\right) \times 6.53 = 28.14 \text{ KN/ml} \\ Q = \left(\frac{2.85}{2} + \frac{4.85}{2}\right) \times 1 = 3.85 \text{ KN/ml} \\ l = 3.90 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_0 = \frac{(28.14+3.85) \times 3.90^2}{8} = 60.82 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.4}{3.90} = 0.103 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 & \text{CV} \\ \frac{0.4}{3.90} = 0.103 \geq \frac{53.67}{10 \times 60.82} = 0.08 & \text{CV} \\ \frac{6.88}{30 \times 36} = 0.006 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 & \text{CV} \end{cases}$$

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

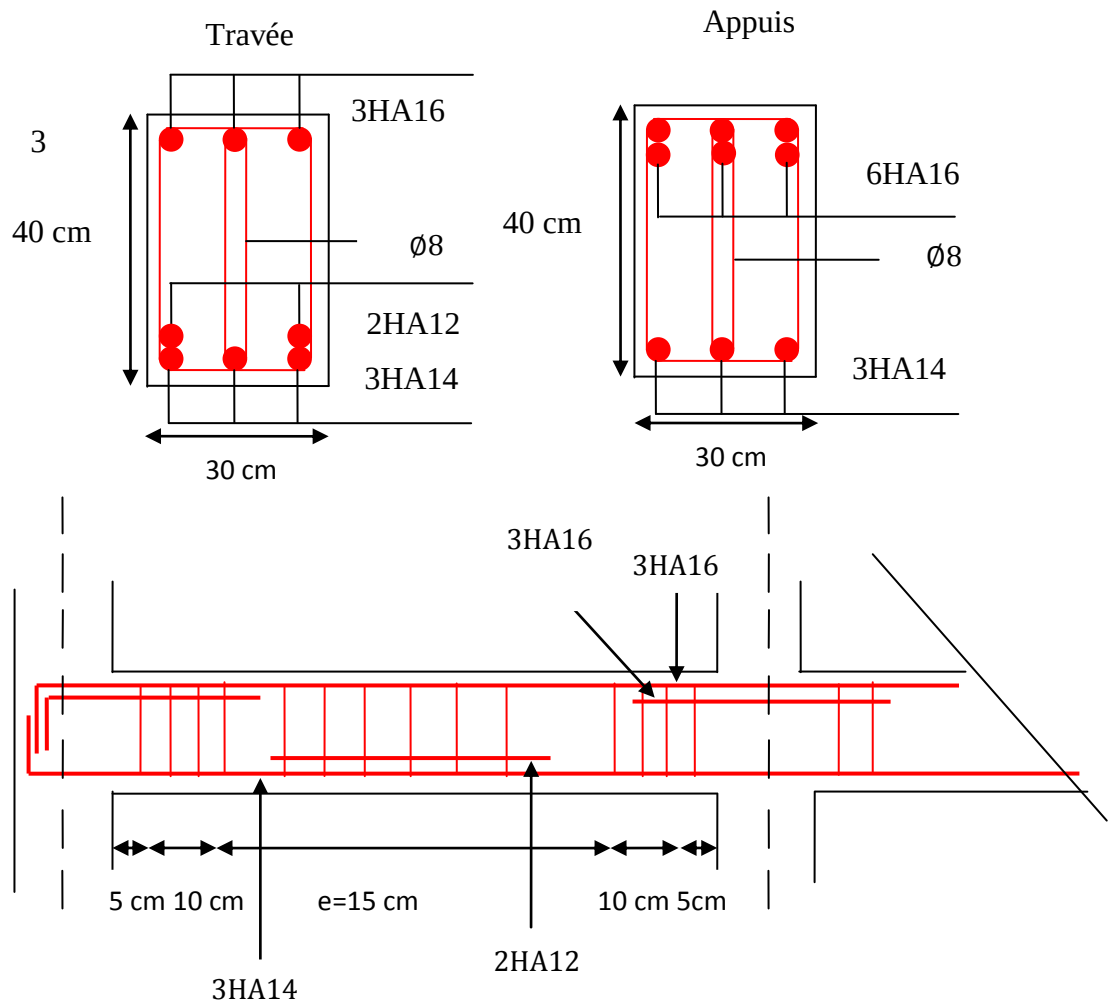


Figure V.9 : Ferraillage des poutres secondaires.

V.4 Les voiles:

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone II_a.

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol. Le mode de fonctionnement d'une structure comportant des voiles de contreventement dépend donc fortement du comportement de chaque élément individuel. Le comportement d'un élément de voile est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales et de la forme de sa section. De ce point de vue, il est généralement reconnu que la modélisation du

comportement des voiles est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres et poteaux).

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$
- Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus, on doit respecter les modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- ✓ $1.35 G + 1.5 Q \dots\dots\dots (1)$
- ✓ $G + Q \pm E \dots\dots\dots (3)$
- ✓ $0.8 G \pm E \dots\dots\dots (5)$

Le ferraillage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} N_{max} \rightarrow M_{corresp} \\ M_{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N_{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

V.4.1 Recommandations du RPA99/2003:

❖ Armatures verticales : [4]

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit:

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : 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 tendue.

e : épaisseur du voile.

-A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

-Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

❖ **Armatures Horizontal : [4]**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, 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 barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

❖ **Armatures Transversales : [4]**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres /m²

❖ **Règles communes [RBA99 ver 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'armatures horizontales et verticales est :

$$S_t \leq \min(1.5 e ; 30 \text{ cm})$$

-Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

-les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

-Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 11 \bar{V}/f_e \quad \text{Avec : } V = 1.4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

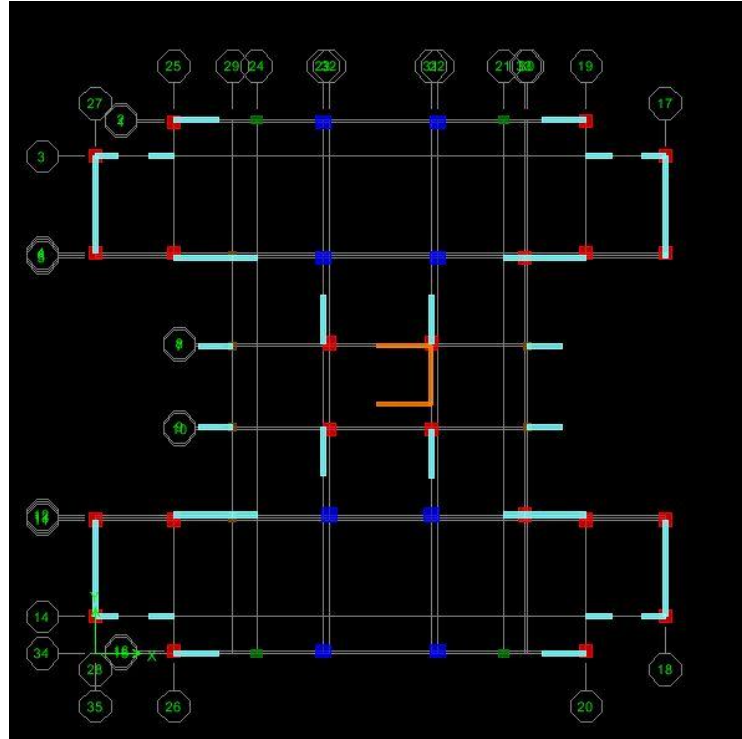


Figure V.10 : Les voiles selon xx et yy.

V.4.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel **ETABS**, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : Sollicitations des voiles dans les deux sens.

Voiles		$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{corré}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{corré}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corré}}$		$V_{\max}$ (KN)
		ELU : $1.35 + 1.5Q$		$0.8G + E_{x,y}$		$G + Q + E_{x,y}$		
		N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
Vx1	e=20cm	1554.8	0.84	319.4	359.74	−742.81	1062.5	10.32
	L=1.75m							
Vx2	e=20cm	424.9	14.5	165.5	77.95	159.42	2782	0.02
	L=0.95m							
Vx3	e=20cm	800.1	−110.9	−20.3	26.98	171.88	177.3	0.28
	L=1m							

Vx4	e=20cm	3641.9	0.2	1458.8	1802.8	3425.3	2588.4	36.75
	L=3.25m							
Vx5	e=20cm	1439.1	2.68	445.5	119.59	320.04	945.3	4.42
	L=1.35m							
Vy1	e=20cm	3432.7	-100.5	232.8	196.86	334.16	2795.9	7.37
	L=1.90m							
Vy2	e=20cm	2582	-23.29	588.8	-141.1	406.45	1531.8	4.9
	L=3.80m							

V.4.3 Ferraillages des voiles :

Soit à calculer le voile le plus sollicité du RDC dont les sollicitations sont les suivantes :

$$N_{\max} = -1554.8 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{corre}} = 0.84 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = -319.4 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{corre}} = 359.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = -742.81 \text{ KN.m} \longrightarrow N_{\text{corre}} = 1062.5 \text{ KN}$$

❖ Calcul des armatures verticales :

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e × l).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1.75 \text{ m}; d = 1.70; e = 0.20 \text{ m}.$$

Cas 1 :

$$N_{\max} = 1554.8 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corre}} = 0.84 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{0.84}{1554.8} = 0.00054 \text{ m}$$

$$e_G = 0.054 \text{ cm} < \frac{L}{2} = \frac{175}{2} = 87.5 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{1.75}{2} = 0.875 \text{ m}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.2 \times 1.75^3}{12} = 0.089 \text{ m}^4$$

$$B = L \times e = 1.75 \times 0.2 = 0.35 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1554.8}{0.35} + \frac{0.84}{0.089} \times 0.875 = 4.50 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1554.8}{0.35} - \frac{0.84}{0.089} \times 0.875 = 4.43 \text{ MPA}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 4.50 \text{ MPA} > 0 \\ \sigma_{\min} = 4.43 \text{ MPA} > 0 \end{cases} \quad \text{La section est entièrement comprimé}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0.84}{1554.8} = 0.054 \text{ cm}$$

$$e_a = \text{Max} \left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right) = \text{Max} \left(2 \text{ cm}, \frac{175}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.054 + 2 = 2.054 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^3}{10^4 h} (2 + \alpha \varphi)$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{4.37}{4.37 + 4.5} = 0.49$$

$$\varphi = 2 \text{ Cas générale}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.16^3}{10^4 \times 1.75} (2 + 0.49 \times 2) = 0.24 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.294 \text{ cm}$$

$$M_u = N_u \times e = 1554.8 \times 2.294 \times 10^{-2} = 35.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 35.67 + 1554.8 \times \left(1.70 - \frac{1.75}{2} \right) = 1318.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1318.38 \times 10^6}{200 \times (1700)^2 \times 14.17} = 0.161$$

$$\mu_{bu} = 0.16 \leq 0.493 \quad \text{Partiellement comprimé}$$

$$\mu_{bu} = 0.161 \leq \mu_{AB} = 0.186 \quad \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.161 \leq \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad A' = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.161}) = 0.221$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 1700 \times (1 - 0.4 \times 0.221) = 1549.72 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1318.38 \times 10^6}{1549.72 \times \frac{400}{1.15}} = 2445.82 \text{ mm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{su}} = 2445.82 - \frac{1318.38 \times 10^3}{\frac{400}{1.15}} = -1344.52 \text{ cm}^2$$

$A = 0 \text{ cm}^2$: Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.

❖ Calcul des armatures minimales dans tout le voile:

-Calcul de la section minimale :

$$A_{\min} = 0.15\% b \times L$$

$$A_{\min} = 0.0015 \times 20 \times 175 = 5.25 \text{ cm}^2$$

-Armatures minimale dans la zone tendue donnée par le RPA est :

$$A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V$$

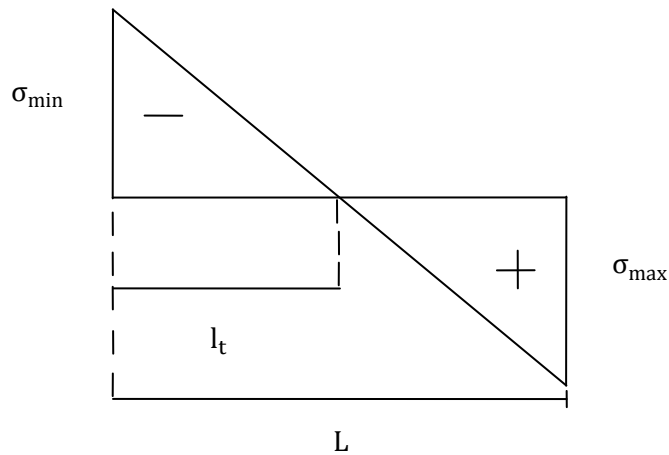


Figure V.11 : Schéma des contraintes.

-Armatures minimale dans la zone comprimée:

$$A_{\min} = 0.1\% \times b \times l_c$$

$$l_c = L - 2 \times l_t$$

❖ Calcul des armatures horizontales :

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 10.32 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 V_d}{e \times d}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 10.32 \times 10^3}{200 \times 1700} = 0.042$$

Espacement des barres horizontales :

$$S_t \leq \min (1.5 e ; 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm})$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{0.042 \times 200 \times 200}{0.8 \times 400} = 0.053 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

Armatures verticales :

En zone comprimé : $A = 0 \text{ cm}^2$: Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.

Donc : on va ferrailer $A_{\min}$ ($A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2$)

$$A = 8 \text{ HA12} = 9.05 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures horizontales :

$$A_h = 8 \text{ HA8} = 4.02 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

Tableau V.14 : Sollicitations et ferraillage des voiles dans le sens xx.

Voile	Vx1	Vx2	Vx3	Vx4	Vx5
Section	1.75×0.2	0.95×0.2	1×0.2	3.25×0.2	1.35 ×0.2
(L×e)cm²	=0.35	=0.19	=0.2	=0.65	=0.27
N (KN)	1554.8	424.9	800.1	3641.9	1439.1
M (KN/m)	0.84	14.5	-110.9	0.2	2.68
V (KN)	10.32	0.02	0.28	37.75	4.42
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ(MPa)	0.042	1.56×10^{-4}	1.96×10^{-3}	0.081	0.023
$\bar{\tau}$(MPa)	5	5	5	5	5
L_{tendue}(m)	0	0	0	0	0
A_{cal}(cm²)	0	0	0	0	0
A_{min}(cm²)	5.25	2.85	3	9.75	4.05
N barre/face	8HA12=9.05	4HA12 =4.52	4HA12=4.52	12HA12 =13.57	7HA12 =7.92
S_t(cm)	20	20	20	20	20
A_{h cal}(cm²)	0.053	1.95×10^{-4}	2.45×10^{-3}	0.1	0.029
A_{h adopt}(cm²)	4.02	2.01	2.01	6.04	3.52
N barre/face	8HA8=4.02	4HA8=2.01	4HA8=2.01	12HA8 =6.04	7HA8=3.52
S_t(cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.15 : Sollicitations et ferraillage des voiles dans le sens yy.

Voile	Vy1	Vy2
Section (L×e)cm²	3.8×0.2=0.76	1.9×0.2=0.38
N (KN)	3432.7	2582
M (KN/m)	-100.5	-23.29
V (KN)	7.37	4.90
τ(MPa)	0.014	0.026
$\bar{\tau}$(MPa)	5	5
L_{tendue}(m)	0	0

$A_{cal}(cm^2)$	0	0
$A_{min}(cm^2)$	11.4	5.7
N barre/face	12HA12=15.83	8HA12=9.05
$S_t(cm)$	20	20
$A_{h\ cal}(cm^2)$	0.018	0.03
$A_{h\ adopt}(cm^2)$	4.02	2.01
N barre/face	8HA8=4.02	4HA8=2.01
$S_t(cm)$	20	20

-Schéma de ferraillage :

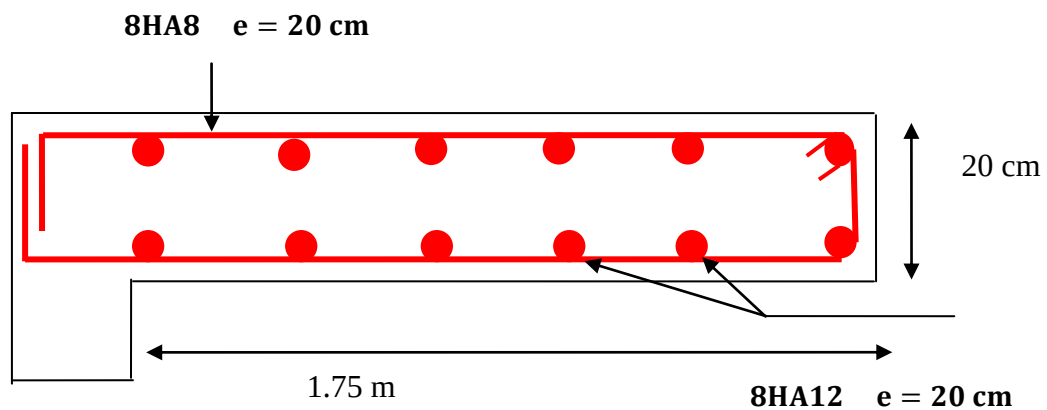


Figure VI.12 : Schéma de ferraillage de voile VX1.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction :

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ La charge à transmettre au sol.
- ✓ La dimension des trames.
- ✓ La profondeur d'ancrage.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

On distingue :

- ✓ Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général).
- ✓ Les fondations semi-profondes.
- ✓ Fondation profonde (semelle sous pieux).

VI.2 Combinaisons de calcul :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon **RPA99 (Article 10.1.4.1)**, se fait sous les combinaisons suivantes:

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

❖ Calcul de la contrainte :

$$\begin{cases} \sigma_{adm}(ELU) = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q} \\ \sigma_{adm}(ELS) = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q} \end{cases}$$

Avec :

γ_q : Coefficient de sécurité sous les différents états limites.

$$\begin{cases} \gamma_q = 2 \text{ (ELU)} \\ \gamma_q = 3 \text{ (ELS)} \end{cases}$$

Il est à noter que la contrainte admissible du sol figurant dans le rapport de sol est prise à l'ELS ($\overline{\sigma}_{sol} = 1.6 \text{ bar}$).

$$\text{Donc: } \begin{cases} \sigma_{ELS} = \frac{q_u^{\text{reel}}}{3} \Rightarrow q_u^{\text{reel}} = 3 \times \sigma_{ELS} \\ \sigma_{ELU} = \frac{q_u^{\text{reel}}}{3} \Rightarrow q_u^{\text{reel}} = 2 \times \sigma_{ELU} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \times 1.6 = 2.4 \text{ bar} \Rightarrow \sigma_{ELU} = 2.4 \text{ bar}$$

VI.3 Reconnaissance du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.6 bar.

VI.4 Choix du type de fondation :

VI.4.1 Vérification de la semelle isolée :

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base (a*b) d'où les semelles sont rectangulaires (A×B).

La vérification à faire :

$$\frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel **ETABS**.

S : La surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma_{\text{sol}}}$: Contrainte admissible du sol.

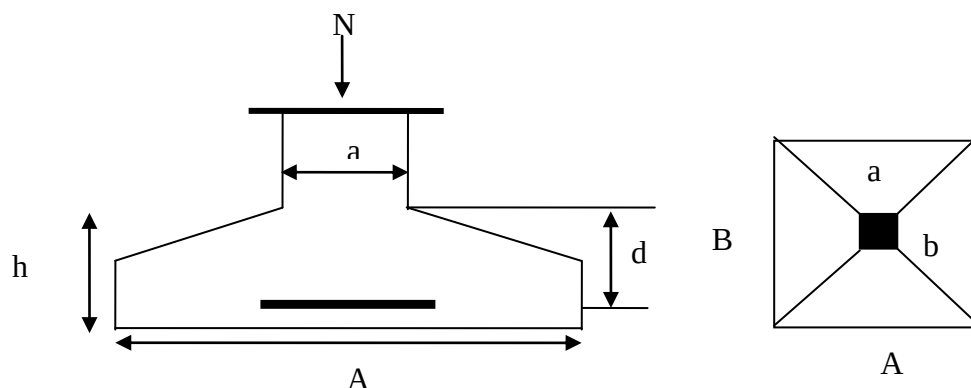


Figure VI.1 : Semelle isolée.

$$\frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} \rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{\text{sol}}}} \dots\dots\dots 1$$

Semelle a poteau homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B \dots\dots\dots 2$$

Avec :

a, b : Dimensions du poteau à la base.

On remplace 2 dans 1 :

$$\frac{a}{b} \times B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \sigma_{sol}}}$$

ELU :

Sous la combinaison $1.35G + 1.5Q$, nous avons un effort $N = 2019 \text{ KN}$

$$B \geq \sqrt{\frac{0.5 \times 2019}{0.6 \times 240}} = 2.65 \text{ m}$$

ELA :

Sous la combinaison $G + Q \pm E_{x,y}$ et $0.8G \pm E_{x,y}$, nous avons un effort $N = 1767 \text{ KN}$ ($G + Q + E_y$).

$$B \geq \sqrt{\frac{0.5 \times 1767}{0.6 \times 240}} = 2.48 \text{ m}$$

ELS :

Sous la combinaison $G + Q$, nous avons un effort $N = 1471.9 \text{ KN}$

$$B \geq \sqrt{\frac{0.5 \times 1471.9}{0.6 \times 160}} = 2.77 \text{ m}$$

Le cas le plus défavorable est à l'ELS. Nous remarquons que pour une largeur de la semelle $B = 2.80 \text{ m}$ la semelle isolée ne passe pas.

D'après les résultats, On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.4.2 Vérification de la semelle filante :

Pour la vérification, nous allons choisir la file de portique qui nous semble être la plus sollicitée (dans le sens yy). La surface totale des semelles est donné par :

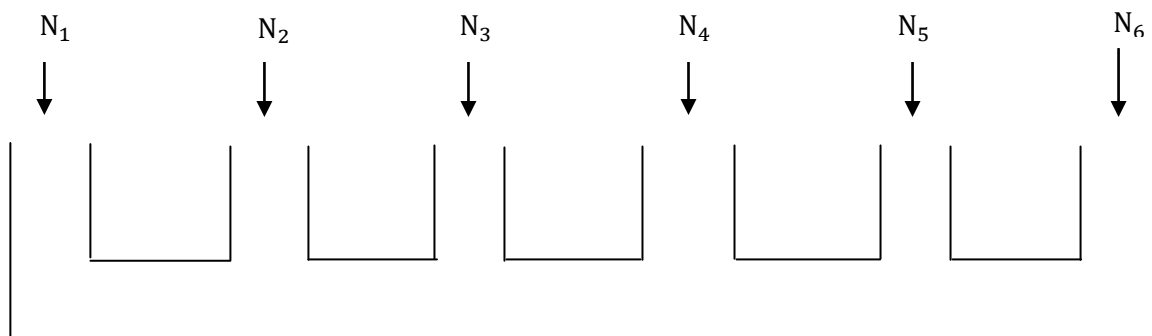


Figure VI.2 : Semelle filante.

$$\overline{\sigma_{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}} \times L}$$

Avec :

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la semelle.

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

A l'ELU :

$$N_1 = 2008.1 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1359.3 \text{ KN}$$

$$N_3 = 221.3 \text{ KN}$$

$$N_4 = 221.5 \text{ KN}$$

$$N_5 = 1446.8 \text{ KN}$$

$$N_6 = 2019 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^6 N_i = 7276 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{7276}{240 \times 20.80} = 1.46 \text{ m} \quad \text{On adopte } B = 1.5 \text{ m}$$

A l'ELA :

$$N_1 = 1581.2 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1767 \text{ KN}$$

$$N_3 = 163.9 \text{ KN}$$

$$N_4 = 164.2 \text{ KN}$$

$$N_5 = 1728.6 \text{ KN}$$

$$N_6 = 1564.8 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^6 N_i = 6969.7 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{6593.3}{240 \times 20.80} = 1.4 \text{ m} \quad \text{On adopte } B = 1.45 \text{ m}$$

A l'ELS :

$$N_1 = 1464 \text{ KN}$$

$$N_2 = 990.7 \text{ KN}$$

$$N_3 = 163.9 \text{ KN}$$

$$N_4 = 164.1 \text{ KN}$$

$$N_5 = 1054.2 \text{ KN}$$

$$N_6 = 1471.9 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^6 N_i = 5308.8 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{5308.8}{160 \times 20.80} = 1.60 \text{ m} \quad \text{On adopte } B = 1.65 \text{ m}$$

$$S_{\text{semelle}} = \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$N_{\text{ser}} = 46459.9 \text{ KN}$$

$$S_{\text{semelle}} = \frac{46459.9}{160} = 290.37 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = L_x \times L_y = 378.03 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{290.37}{378.03} = 0.77$$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} = 77\% > 50\%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation.

VI.4.3 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. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

✓ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.

✓ La réduction des tassements différentiels.

✓ La facilité d'exécution.

❖ Caractéristiques géométriques du radier :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition de coffrage :

h_t : Hauteur des nervures.

h_d : Hauteur de la dalle.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{\text{max}} = 5.35\text{m}$)

• La nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{5.35}{10} = 0.535 \text{ m} \quad \text{Soit : } h_t = 120 \text{ cm}$$

• La dalle :

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{5.35}{20} = 0.2675 \text{ m} \quad \text{Soit : } h_r = 60 \text{ cm}$$

➤ Condition de rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\text{max}} \leq \frac{\pi \times L_e}{2} \quad (1) \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad (2) \end{array} \right.$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 \times 10^4$ MPA

K : coefficient de raideur du sol

$$K = \begin{cases} 5000 \text{ KN/m}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 40000 \text{ KN/m}^3 & \text{sol moyen} \\ 120000 \text{ KN/m}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 40000 \text{ KN/m}^3$

b : largeur de la semelle.

I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \quad (3)$$

De (1), (2) et (3) :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.35^4 \times 40000}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 0.79 \text{ m}$$

On a:

$$\begin{cases} h_t = 120 \text{ cm} \\ I = 0.144 \text{ m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 4.64 \text{ m} \\ L_{\max} = 5.35 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 7.29 \text{ m} \end{cases} \quad \text{C'est vérifié}$$

Donc on adopte pour : $h_t = 120 \text{ cm}$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$0.3h_t \leq b_0 \leq 0.5h_t$$

$$36 \leq b_0 \leq 60$$

On adopte : $b_0 = 60 \text{ cm}$

$$b_1 = \min \begin{cases} \left(\frac{L_0}{2} \right) - b_0 \\ \frac{L}{10} \\ \frac{7}{8} h_r \end{cases}$$

L : longueur de la nervure.

L_0 : Longueur entre les nervures (entre axes)

$$L = 20.80 \text{ m}$$

$$L_0 = 5.35 \text{ m}$$

$$b_1 = \min \begin{cases} \left(\frac{5.35}{2} \right) - 0.6 = 2.08 \text{ m} \\ \frac{20.8}{10} = 2.08 \text{ m} \\ \frac{7}{8} \times 0.6 = 0.525 \text{ m} \end{cases}$$

$$b_1 = 0.525 \text{ m}$$

$$b = 2 \times 0.525 + 0.6$$

$$b = 1.65 \text{ m}$$

➤ **Calcul de la surface du radier :**

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}}$$

S_{rad} : Surface totale du radier.

N : effort normal total transmis par l'ouvrage (le plus défavorable).

$\overline{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol

ELU :

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{63607.4.2}{240} = 265.03 \text{ m}^2$$

ELA :

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{92920.6}{240} = 387.17 \text{ m}^2$$

ELS :

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{46459.9}{160} = 290.37 \text{ m}^2$$

Soit: $S_{\text{rad}} = 387.17 \text{ m}^2$

On a: $S_{\text{batiment}} = (3.1 \times 4.3) \times 2 + 16.7 \times 5.65 + 13.6 \times 10 = 378.03 \text{ m}^2$

$S_{\text{rad}} = 387.17 \text{ m}^2 > S_{\text{batiment}} = 378.03 \text{ m}^2 \Rightarrow$ Le radier comporte des débords.

$$D \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{60}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 30 \text{ cm}$$

On prend : $D = 1.20 \text{ m}$

P : Périmètre $P = 107 \text{ m}$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{batiment}} + D \times P = 378.03 + 1.2 \times 107 = 506.43 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 506.43 \text{ m}^2$$

❖ **Vérifications nécessaires :**

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b d} \leq \overline{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5}; 4 \text{ MPA}\right) = \min(2.5; 4) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$V_d = \frac{N_d L_{\text{max}}}{2 S_{\text{rad}}} \implies d \geq \frac{V_d}{b \overline{\tau}_u}$$

N_d : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 92920.6 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{92920.6 \times 5.35}{2 \times 506.43} = 490.81 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{V_u}{b \overline{\tau}_u} = \frac{490.81 \times 10^3}{1000 \times 2.5} = 0.196 \text{ m}$$

Soit $d = 55 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{490.81 \times 10^3}{1000 \times 550} = 0.89 \text{ MPA} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPA} \quad \text{CV}$$

A partir de ces trois condition ; nous opterons pour les dimensions suivantes :

- Hauteur de la nervure : $h_t = 120 \text{ cm}$
- Hauteur de la table du radier : $h_r = 60 \text{ cm}$
- Enrobage : $d' = 5 \text{ cm}$
- La surface du radier : $S_{\text{rad}} = 506.43 \text{ m}^2$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

Le poinçonnement se manifeste la ou il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) alors le **CBA93 (Article A.5.2.4.2)**, propose de vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : L'effort normal de calcul sur le poteau le plus sollicité.

$$N_u = 2019 \text{ KN}$$

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

$$U_c = 2(A + B)$$

On a:

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A = 0.6 + 1.2 = 1.8 \text{ m} \\ B = 0.5 + 1.2 = 1.7 \text{ m} \end{cases}$$

$$U_c = 2(1.8 + 1.7) = 7 \text{ m}$$

$$N_u = 2019 \leq 0.045 \times 7 \times 1.2 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 6300 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

Donc il n'y a pas risque de poinçonnement du radier.

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1.15$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).
- $S_{\text{rad}} = 506.43 \text{ m}^2$ (surface du radier).
- $H = 3.06 \text{ m}$ (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 92920.6 \text{ KN}$$

$$N = 92920.6 \text{ KN} \geq 1.15 \times 3.06 \times 506.43 \times 10 = 17821.27 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée ; le bâtiment reste stable sous poussée hydrostatique.

➤ **Vérification de la contrainte du sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \overline{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x,y)$$

A partir du programme **SOCOTEC** on a :

I_x = moment d'inertie suivant xx.

I_y = moment d'inertie suivant yy.

$$I_x = 27854.54 \text{ m}^4 \text{ et } X_{G \text{ radier}} = 12.65 \text{ m}$$

$$I_y = 31939.57 \text{ m}^4 \text{ et } Y_{G \text{ radier}} = 11.85 \text{ m}$$

$$N = N_{\text{batiment}} + N_{\text{radier}}$$

$$N_{\text{batiment}} = 46459.9 \text{ KN}$$

$$N_{\text{radier}} = 25 \times h_r \times S_{\text{rad}}$$

$$N_{\text{radier}} = 25 \times 0.6 \times 506.43 = 7596.45 \text{ KN}$$

$$N = 46459.9 + 7596.45 = 54056.35 \text{ KN}$$

$\sigma_{\max}$ et $\sigma_{\min}$: Contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base tirée du logiciel ETABS.

$$M_{x,y} = N \times e_{x,y}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_x = |X_{G \text{ radier}} - X_{G \text{ batiment}}| = |12.65 - 11.189| = 1.461 \text{ m} \\ e_y = |Y_{G \text{ radier}} - Y_{G \text{ batiment}}| = |11.85 - 10.519| = 1.331 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = N \times e_x = 54056.35 \times 1.461 = 78976.33 \text{ KN.m} \\ M_y = N \times e_y = 54056.35 \times 1.331 = 71949 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Sens xx :

$$N = 54056.35 \text{ KN} ; M_x = 78976.33 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{54056.35}{506.43} + \frac{78976.33}{27854.54} \times 11.85 = 140.34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{54056.35}{506.43} - \frac{78976.33}{27854.54} \times 11.85 = 73.14 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 140.34 + 73.14}{4} = 123.54 < \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 160$$

Condition Vérifiée.

Sens yy :

$$N = 54056.35 \text{ KN} ; M_y = 71949 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{54056.35}{506.43} + \frac{71949}{31939.57} \times 12.65 = 135.24 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{54056.35}{506.43} - \frac{71949}{31939.57} \times 12.65 = 78.24 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 135.24 + 78.24}{4} = 120.99 < \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 160 \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon l'énoncé de l'article (10.1.5) du RPA 99/2003 ; nous devons procéder à la vérification suivante, tel que :

L'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad \text{RPA99 (article 10.1.5)}$$

Sens xx :

$$N = 54056.35 \text{ KN} ; M_x = 78976.33 \text{ KN.m et } L_x = 22.90 \text{ m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{78976.33}{54056.35} = 1.461 \leq \frac{B}{4} = \frac{22.9}{4} = 5.73 \text{ m} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

Sens yy :

$$N = 54056.35 \text{ KN} ; M_y = 71949 \text{ KN.m et } L_y = 21.30 \text{ m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{71949}{54056.35} = 1.331 \leq \frac{B}{4} = \frac{21.3}{4} = 5.33 \text{ m} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

VI.5 Ferrailage du radier générale :

VI.5.1 Ferrailage de la dalle du radier :

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 nous adopterons le même ferrailage pour tout le radier.

❖ **Poids propre du radier :**

$$G_0 = \rho \times e$$

$$G_0 = 25 \times 0.6 = 15 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + 1.35 \times G_0$$

$$q_u = \frac{63607.4}{506.43} + 1.35 \times 15 = 145.85 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} + G_0$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{46459.9}{506.43} + 15 = 106.74 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.90}{4.85} = 0.80$$

$0.4 < \rho = 0.80 < 1 \longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

-ELU : $v = 0$

$$\rho = 0.80 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases}$$

$$M_x = 0.0561 \times 145.85 \times (3.9)^2 = 124.45 \text{ KN.m}$$

$$M_x = 124.45 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.5959 \times 124.45 = 74.16 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 74.16 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 124.45 = 105.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 105.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 74.16 = 63.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 63.04 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_x = -0.5 \times 124.45 = -62.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_y = -0.5 \times 74.16 = -37.08 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \max(M_{ax} ; M_{ay}) = -62.23 \text{ KN.m}$$

-ELS: $v = 0.2$

$$\rho = 0.80 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0628 \\ \mu_y = 0.7111 \end{cases}$$

$$M_x = 0.0628 \times 106.74 \times (3.9)^2 = 101.96 \text{ KN.m}$$

$$M_x = 101.96 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.7111 \times 101.96 = 72.50 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 72.50 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 101.96 = 86.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 86.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 72.50 = 61.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 61.63 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_x = -0.5 \times 101.96 = -50.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_y = -0.5 \times 72.50 = -36.25 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \max(M_{ax} ; M_{ay}) = -50.98 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0.6) \text{ m}^2$

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$d = 55$$

❖ **Ferrailage :**

➤ **En travée :**

-Sens x-x :

$$M_t = 105.78 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{105.78 \times 10^6}{1000 \times (550)^2 \times 14.17} = 0.025$$

$$\mu_{bu} = 0.025 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.025 \leq \mu_l = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}) = 0.032$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 550 \times (1 - 0.4 \times 0.032) = 542.96 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{105.78 \times 10^6}{542.96 \times \frac{400}{1.15}} = 560.11 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 5.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2$$

-Sens y-y:

$$M_t = 63.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{63.04 \times 10^6}{1000 \times (550)^2 \times 14.17} = 0.015$$

$$\mu_{bu} = 0.015 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.015 \leq \mu_l = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.015}) = 0.019$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 550 \times (1 - 0.4 \times 0.019) = 545.82 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{63.04 \times 10^6}{545.82 \times \frac{400}{1.15}} = 332.05 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 3.32 \text{ cm}^2$$

On prend : **3HA14 = 4.62 cm²**

➤ **Sur appuis :**

$$M_a = -62.23 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{62.23 \times 10^6}{1000 \times (550)^2 \times 14.17} = 0.015$$

$$\mu_{bu} = 0.015 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.015 \leq \mu_l = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.015}) = 0.019$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 550 \times (1 - 0.4 \times 0.019) = 545.82 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{62.23 \times 10^6}{545.82 \times \frac{400}{1.15}} = 327.78 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 3.28 \text{ cm}^2$$

On prend : **3HA14 = 4.62 cm²**

Tableau VI.1 : Ferrailage de la dalle du radier.

Sens		M(KN.m)	μ_{bu}	α	z(mm)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{adopt}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	x-x	105.78	0.025	0.032	542.96	5.60	5HA14=7.70	20
	y-y	63.04	0.015	0.019	545.82	3.32	3HA14=4.62	33
Appuis		-62.23	0.015	0.019	545.82	3.28	3HA14=4.62	33

❖ **Vérification a l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0.4$. La valeur minimale des armatures est :

$$\begin{cases} A_x = \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} b h \\ A_y = \rho_0 b h \end{cases}$$

Avec : $\rho_0 = 0.08 \%$ pour les barre à haute adhérence (FeE400)

$$\rho = 0.80$$

$$A_x = 0.0008 \times \frac{(3-0.80)}{2} \times 100 \times 60 = 5.28 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 0.0008 \times 100 \times 60 = 4.80 \text{ cm}^2$$

Sens x-x :

Sur travée : $A_x = 7.70 \text{ cm}^2 > 5.28 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

En appuis : $A_x = 4.62 \text{ cm}^2 > 5.28 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

Sens y-y :

Sur travée : $A_y = 4.62 \text{ cm}^2 > 4.80 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

En appuis : $A_y = 4.62 \text{ cm}^2 > 4.80 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPA} \right) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u L_x}{2} + \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \\ V_y = \frac{q_u L_y}{2} + \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} \end{cases}$$

$$V_x = \frac{145.85 \times 3.90}{2} + \frac{4.85^4}{3.90^4 + 4.85^4} = 285.11 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{145.85 \times 4.85}{2} + \frac{3.90^4}{3.90^4 + 4.85^4} = 353.98 \text{ KN}$$

$$V_u = \max(V_x; V_y) = \max(285.11; 353.98) = 353.98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{353.98 \times 10^3}{1000 \times 550} = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.64 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement .Donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton:**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

En travée :

Sens x-x :

$$M_{xt} = 86.67 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(d-y)A'_s - \eta(d-y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times (55 - y) \times 7.70 = 0$$

$$50y^2 + 115.5y - 6352.5 = 0$$

$$y = 10.18 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d-y)^2A_s + \eta(d-y)A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 10.18^3 + 15(55 - 10.18)^2 \times 7.70 = 267186.07 \text{ cm}^4$$

$$I = 267186.07 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{86.67 \times 10^6 \times 101.8}{267186.07 \times 10^4} = 3.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.30 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

Sens y-y :

$$M_{yt} = 61.63 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(d-y)A'_s - \eta(d-y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times (55 - y) \times 4.62 = 0$$

$$50y^2 + 69.3y - 3811.5 = 0$$

$$y = 8.07 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d-y)^2A_s + \eta(d-y)A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 8.07^3 + 15(55 - 8.07)^2 \times 4.62 = 170146.64 \text{ cm}^4$$

$$I = 170146.64 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{61.63 \times 10^6 \times 80.7}{170146.64 \times 10^4} = 2.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.92 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

Sur appuis :

$$M_a = -50.98 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(d-y)A'_s - \eta(d-y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times (55 - y) \times 4.62 = 0$$

$$50y^2 + 69.3y - 3811.5 = 0$$

$$y = 8.07 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d-y)^2A_s + \eta(d-y)A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 8.07^3 + 15(55 - 8.07)^2 \times 4.62 = 170146.64 \text{ cm}^4$$

$$I = 170146.64 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{50.98 \times 10^6 \times 80.7}{170146.64 \times 10^4} = 2.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.42 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.**➤ La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min (266.67 ; 201.63)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15M_s(d-y)}{I}$$

En travée :**Sens x-x :**

$$M_{xt} = 86.67 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 86.67 \times 10^6 (550 - 101.8)}{267186.07 \times 10^4} = 218.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 218.08 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Condition Non Vérifiée**Sens y-y :**

$$M_{yt} = 61.63 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 61.63 \times 10^6 (550 - 80.7)}{170146.64 \times 10^4} = 254.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 254.98 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Condition Non Vérifiée**Sur appuis :**

$$M_a = -50.98 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 50.98 \times 10^6 (550 - 80.7)}{170146.64 \times 10^4} = 210.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 210.92 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition Non Vérifiée}$$

Tableau VI.2 : Vérification à l'ELS de la dalle du radier.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obser vation	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obser vation
En travée									
x-x	86.67	10.18	267186.07	3.30	15	CV	218.08	201.63	CNV
y-y	61.63	8.07	170146.64	2.92	15	CV	254.98	201.63	CNV
Sur appuis									
x-x	-50.98	8.07	170146.64	2.42	15	CV	210.92	201.63	CNV
y-y									

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.

$$\overline{\alpha} = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}}$$

$$\overline{\alpha} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.527$$

$$y_l = \overline{\alpha} \times d$$

$$y_l = 0.527 \times 550 = 289.85 \text{ mm}$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\overline{\alpha}}{3} \right)$$

$$Z = 550 \left(1 - \frac{0.527}{3} \right) = 453.38 \text{ mm}$$

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} \times b \times y_l \times \overline{\sigma}_{bc} \times Z$$

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} \times 1000 \times 289.85 \times 15 \times 453.38 = 985.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} < M_{rsb}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma}_{st}}$$

En travée :

Sens x-x :

$$M_{xt} = 86.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 86.67 \text{ KN.m} < M_{rsb} = 985.59 \text{ KN.m}$$

$$A_{ser} = \frac{86.67 \times 10^6}{453.38 \times 201.63} = 948.09 \text{ mm}^2$$

$$A_{ser} = 9.48 \text{ cm}^2$$

On prend : **7HA14 = 10.78 cm²**

Sens y-y :

$$M_{yt} = 61.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 61.63 \text{ KN.m} < M_{rsb} = 985.59 \text{ KN.m}$$

$$A_{ser} = \frac{61.63 \times 10^6}{453.38 \times 201.63} = 674.18 \text{ mm}^2$$

$$A_{ser} = 6.74 \text{ cm}^2$$

On prend : **5HA14 = 7.70 cm²**

Sur appuis :

$$M_a = -50.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 50.98 \text{ KN.m} < M_{rsb} = 985.59 \text{ KN.m}$$

$$A_{ser} = \frac{50.98 \times 10^6}{453.38 \times 201.63} = 557.68 \text{ mm}^2$$

$$A_{ser} = 5.58 \text{ cm}^2$$

On prend : **5HA14 = 7.70 cm²**

Tableau VI.3 : Ferrailage de la dalle du radier à l'ELS.

Sens		M (KN.m)	$\bar{\alpha}$	y _l (mm)	Z (mm)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	x-x	86.67	0.527	289.85	453.38	9.48	7HA14=10.78	14
	y-y	61.63	0.527	289.85	453.38	6.74	5HA14=7.70	20
Appuis		-50.98	0.527	289.85	453.38	5.58	5HA14=7.70	20

❖ **Vérification des espacements :**

Selon x-x :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(2h_r ; 25 \text{ cm}) = \min(2 \times 0.6 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{b}{n} = \frac{100}{7} = 14.28 \end{cases}$$

Selon y-y :

$$S_t = 20 \leq \min(3h_r ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 0.6 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

❖ **Schémas de ferrailage :**

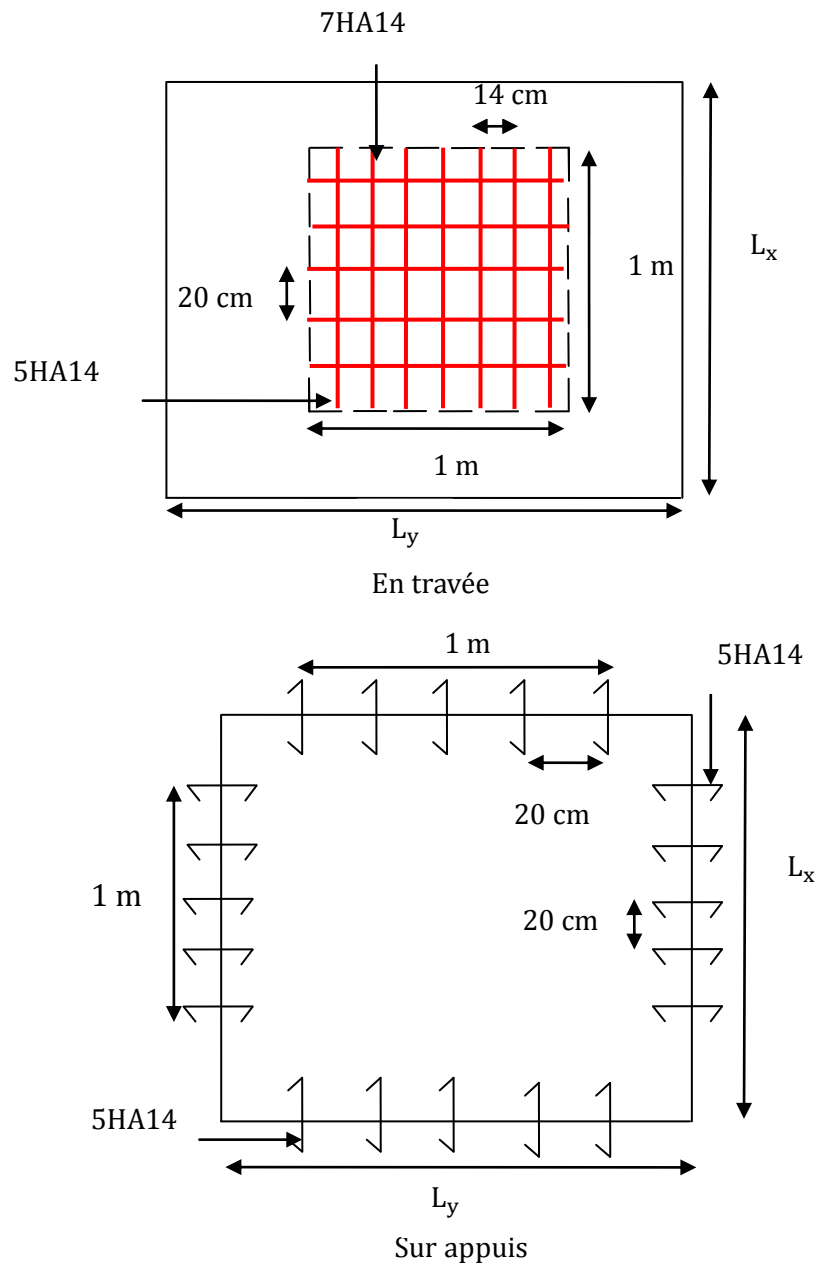


Figure VI.3 : Schéma de Ferrailage du radier.

VI.5.2 Ferrailage de débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 1.2 \text{ m}$, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1mètre avec : $h_r = 0.6 \text{ m}$ et $d = 0.55 \text{ m}$

q_u : La charge qui transmise sur le radier.
 $q_u = 145.85 \text{ KN/m}^2$

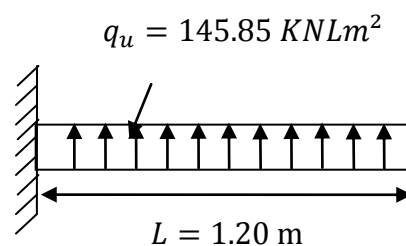


Figure VI.4: Répartition des contraintes sur le débord.

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{145.85 \times 1.20^2}{2} = 105.01 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 105.01 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{105.01 \times 10^6}{1000 \times (550)^2 \times 14.17} = 0.024$$

$$\mu_{bu} = 0.024 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.024 \leq \mu_l = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.024}) = 0.03$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 550 \times (1 - 0.4 \times 0.03) = 543.4 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{105.01 \times 10^6}{543.4 \times \frac{400}{1.15}} = 555.58 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 5.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 55 \times \frac{2.1}{400} = 6.64 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max(A_s \text{ calculé} ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max(5.56; 6.64) = 6.64 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales:

$$A_t = \frac{A_s \text{ calculé}}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.4 : Ferrailage de débord.

M(KN.m)	μ_{bu}	α	z(mm)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopt}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
105.01	0.024	0.03	543.4	5.55	6.64	5HA14=7.70	20

❖ **Vérifications à l'ELS:**

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = \frac{106.74 \times 1.20^2}{2} = 76.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 76.85 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta(d - y) A'_s - \eta(d - y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times (55 - y) \times 7.70 = 0$$

$$50y^2 + 115.5y - 6352.5 = 0$$

$$y = 10.18 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2A_s + \eta(d - y)A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 10.18^3 + 15(55 - 10.18)^2 \times 7.70 = 267186.07 \text{ cm}^4$$

$$I = 267186.07 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{76.85 \times 10^6 \times 101.8}{267186.07 \times 10^4} = 2.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.93 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

❖ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min (266.67 ; 201.63)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15M_s(d-y)}{I}$$

En travée :

Sens x-x :

$$M_{xt} = 76.85 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 76.85 \times 10^6 (550 - 101.8)}{267186.07 \times 10^4} = 193.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 193.37 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Condition Vérifiée

Tableau VI.5: Vérification à l'ELS de débord.

M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observat ion	σ_{st} (MPa)	σ_{st} (MPa)	Observat ion
76.85	10.18	267186.07	2.93	15	Vérifiée	193.37	201.63	Vérifiée

Pour l'exécution du ferrailage de débord on gardera les mêmes aciers des appuis de rive de radier.

❖ Schéma de ferrailage :

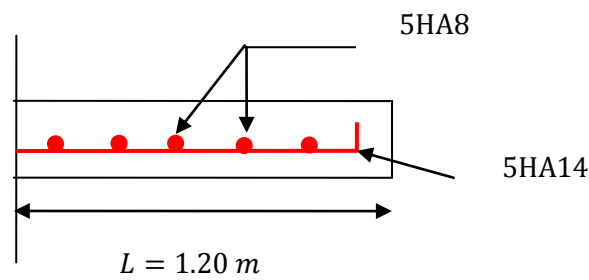


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du débord.

VI.5.3 Ferrailage des nervures :

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

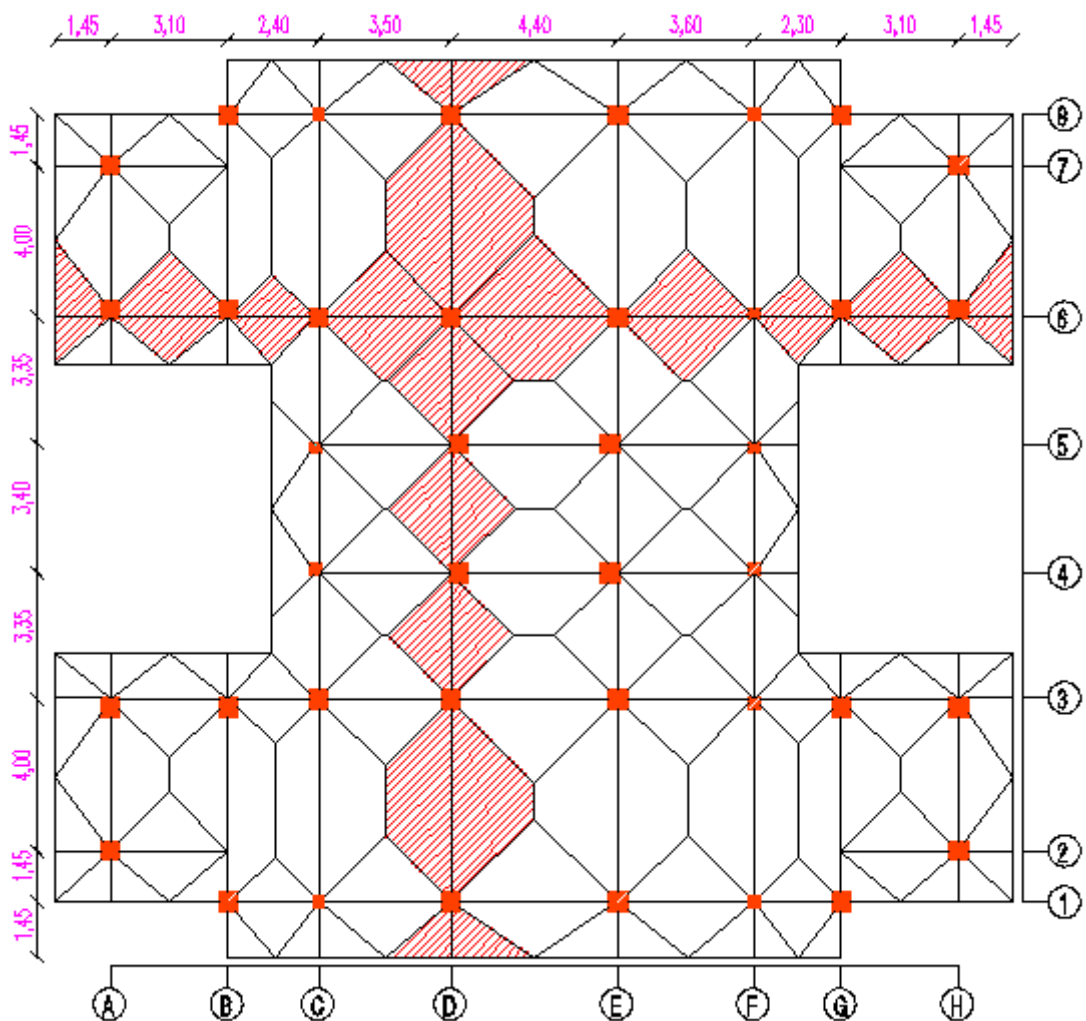


Figure VI.6 : Schéma des lignes de ruptures de la dalle selon xx et yy .

❖ Les sollicitations sur les nervures :

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

-Charge trapézoïdale

$$q_m = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd} \right]$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_y}, \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y}$$

-Charge triangulaire

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$$q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée.

$$Q_m = \frac{2}{3} \times P \times l_x$$

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.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.6 : Sollicitation dans les nervures à l'ELU et ELS selon xx.

Travée	L(m)	q_m (KN/m)	
		ELU	ELS
Débord	1.20	116.68	85.39
AB	2.6	252.81	185.02
BC	1.9	184.74	135.204
CD	2.90	279.48	204.54
DE	3.9	296.49	216.98
EF	3.10	287.62	210.5
FG	1.9	184.74	135.20

GH	2.6	252.81	185.02
Débord	1.2	116.68	85.39

Tableau VI.7 : Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon yy.

Travée	L(m)	q_m(KN/m)	
		ELU	ELS
Débord	1.20	116.68	85.39
AB	4.85	588.99	431.05
BC	2.85	277.12	202.81
CD	2.90	281.98	206.36
DE	2.85	277.12	202.81
EF	4.85	588.99	431.5
Débord	1.20	116.68	85.39

❖ **Calcul des sollicitations :**

A partir du programme SOCOTEC on a :

Les sollicitations selon xx à l'ELU :

Tableau VI.8 : Sollicitations selon xx à l'ELU

X	D	R	M	T
m	m	rad	kN.m	kN
0,00	-0,0054	-0,0003	-0,0000	-0,0000
0,72	-0,0056	-0,0003	15,1634	43,0419
1,45	-0,0059	-0,0003	64,0266	92,9589
3,00	-0,0064	-0,0003	140,8448	11,2366
4,55	-0,0068	-0,0003	113,6968	-41,6349
5,70	-0,0071	-0,0003	96,7488	14,5414
6,85	-0,0074	-0,0002	152,3152	84,3447
8,75	-0,0078	-0,0002	271,7702	46,6226
10,65	-0,0081	-0,0001	346,2377	35,3507
12,65	-0,0082	-0,0000	385,7083	5,7046
14,65	-0,0081	0,0001	369,9849	-22,5594
16,55	-0,0079	0,0002	308,1398	-45,8801
18,45	-0,0075	0,0002	179,5674	-94,6500
19,60	-0,0072	0,0003	113,6735	-22,2254
20,75	-0,0069	0,0003	123,1756	36,3108
22,30	-0,0064	0,0003	144,1739	-13,9729

Les sollicitations selon xx à l'ELS :

Tableau VI.9 : Sollicitations selon xx à l'ELS

X	D	R	M	T
m	m	rad	kN.m	kN
0,00	-0,0043	-0,0002	-0,0000	-0,0000
0,72	-0,0044	-0,0002	11,0975	31,5009
1,45	-0,0046	-0,0002	46,8588	68,0334
3,00	-0,0050	-0,0002	103,0782	8,2222
4,55	-0,0053	-0,0002	83,2063	-30,4740
5,70	-0,0055	-0,0002	70,7985	10,6408
6,85	-0,0057	-0,0002	111,4657	61,7282
8,75	-0,0060	-0,0001	198,8850	34,1161
10,65	-0,0062	-0,0001	253,3702	25,8615
12,65	-0,0063	-0,0000	282,2487	4,1769
14,65	-0,0063	0,0001	270,7576	-16,4959
16,55	-0,0061	0,0001	225,5144	-33,5578
18,45	-0,0058	0,0002	131,4194	-69,2736
19,60	-0,0056	0,0002	83,1920	-16,2667
20,75	-0,0053	0,0002	90,1465	26,5758
22,30	-0,0050	0,0002	105,5158	-10,2257
23,85	-0,0046	0,0002	47,2905	-68,7189
24,58	-0,0044	0,0002	11,1891	-31,7769
25,30	-0,0043	0,0002	0,0000	0,0000

Les sollicitations selon yy à l'ELU :

Tableau VI.10 : Sollicitations selon yy à l'ELU

X	D	R	M	T
m	m	rad	kN.m	kN
0,00	-0,0114	-0,0002	0,0000	0,0000
0,72	-0,0115	-0,0002	77,4890	214,3914
1,45	-0,0116	-0,0002	311,7241	432,3725
4,12	-0,0118	0,0001	876,6498	-7,5021
6,80	-0,0111	0,0003	248,7320	-472,9746
8,48	-0,0106	0,0003	-380,4608	-284,5084
10,15	-0,0102	0,0002	-723,1007	-129,3165
11,85	-0,0100	-0,0000	-831,5064	0,0000
13,55	-0,0102	-0,0002	-723,1007	129,3166
15,23	-0,0106	-0,0003	-380,4608	284,5086
16,90	-0,0111	-0,0003	248,7320	472,9747
19,58	-0,0118	-0,0001	876,6498	7,5022
22,25	-0,0116	0,0002	311,7241	-432,3724
22,97	-0,0115	0,0002	77,4890	-214,3914
23,70	-0,0114	0,0002	0,0000	-0,0000

Les sollicitations selon yy à l'ELS :

Tableau VI.11 : sollicitations selon yy à l'ELS

X	D	R	M	T
m	m	rad	kN.m	kN
0,00	-0,0086	-0,0001	0,0000	-0,0000
0,72	-0,0087	-0,0001	56,7102	156,9020
1,45	-0,0088	-0,0001	228,1347	316,4311
4,12	-0,0089	0,0001	641,5733	-5,4912
6,80	-0,0085	0,0002	182,0299	-346,1469
8,48	-0,0081	0,0002	-278,4485	-208,2214
10,15	-0,0078	0,0001	-529,2190	-94,6478
11,85	-0,0076	-0,0000	-608,5621	-0,0000
13,55	-0,0078	-0,0001	-529,2190	94,6479
15,23	-0,0081	-0,0002	-278,4485	208,2215
16,90	-0,0085	-0,0002	182,0299	346,1470
19,58	-0,0089	-0,0001	641,5733	5,4913
22,25	-0,0088	0,0001	228,1347	-316,4310
22,97	-0,0087	0,0001	56,7102	-156,9019
23,70	-0,0086	0,0001	0,0000	0,0000

- Ferrailage :

-En travée :

Sens x-x :

$$M_t = 385.71 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{385.71 \times 10^6}{1650 \times (1150)^2 \times 14.17} = 0.012$$

$$\mu_{bu} = 0.012 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.012 \leq \mu_l = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.012}) = 0.015$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 1150 \times (1 - 0.4 \times 0.015) = 1143.1 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{385.71 \times 10^6}{1143.1 \times \frac{400}{1.15}} = 970.10 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 9.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 6\text{HA16} = 12.06 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$M_a = 369.98 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{369.98 \times 10^6}{1650 \times (1150)^2 \times 14.17} = 0.012$$

$$\mu_{bu} = 0.012 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.012 \leq \mu_l = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.012}) = 0.015$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 1150 \times (1 - 0.4 \times 0.015) = 1143.1 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{369.98 \times 10^6}{1143.1 \times \frac{400}{1.15}} = 930.53 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 9.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 6\text{HA16} = 12.06 \text{ cm}^2$$

- Sens y-y :

-En travée :

$$M_t = 876.65 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{876.65 \times 10^6}{1650 \times (1150)^2 \times 14.17} = 0.028$$

$$\mu_{bu} = 0.028 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.028 \leq \mu_l = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.028}) = 0.036$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 1150 \times (1 - 0.4 \times 0.036) = 1133.44 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{876.65 \times 10^6}{1133.44 \times \frac{400}{1.15}} = 2223.65 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 22.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 12\text{HA16} = 24.13 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$M_a = 723.10 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{723.10 \times 10^6}{1650 \times (1150)^2 \times 14.17} = 0.023$$

$$\mu_{bu} = 0.023 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.023 \leq \mu_l = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.023}) = 0.029$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 1150 \times (1 - 0.4 \times 0.029) = 1136.66 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{723.10 \times 10^6}{1136.66 \times \frac{400}{1.15}} = 1828.97 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 18.29 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 6\text{HA16} + 6\text{HA14} = 21.3 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.12 : Ferrailage des nervures.

Sens		M(KN. m)	μ_{bu}	α	z(mm)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{adopt}(\text{cm}^2)$
Travée	x-x	385.71	0.012	0.015	1143.1	9.70	6HA16=12.06
	y-y	876.65	0.028	0.036	1133.44	22.24	12HA16=24.13
Appuis	x-x	-369.98	0.012	0.015	1143.1	9.31	6HA16=12.06
	y-y	-723.10	0.023	0.029	1136.66	18.29	6HA16+6HA14=21.3

-Vérification de la contrainte de cisaillement :**Sens x-x :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPA} \right) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{94.65 \times 10^3}{1650 \times 1150} = 0.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.05 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.**- Sens y-y :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPA} \right) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{472.97 \times 10^3}{1650 \times 1150} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.25 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

⟹ Pas de risque de rupture par cisaillement .Donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Vérification à l'ELS :**

-Vérification des contraintes dans le béton:**Sens x-x :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

En travée :

$$M_{xt} = 282.25 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(d - y)A'_s - \eta(d - y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 165 \times y^2 - 15 \times (115 - y) \times 12.06 = 0$$

$$82.5y^2 + 180.9y - 20803.5 = 0$$

$$y = 14.82 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2A_s + \eta(d - y)A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 165 \times 14.82^3 + 15(115 - 14.82)^2 \times 12.06 = 1994540.63 \text{ cm}^4$$

$$I = 1994540.63 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{282.25 \times 10^6 \times 148.2}{1994540.63 \times 10^4} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.1 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

Sur appuis :

$$M_{xt} = 270.76 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(d - y)A'_s - \eta(d - y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 165 \times y^2 - 15 \times (115 - y) \times 12.06 = 0$$

$$82.5y^2 + 180.9y - 20803.5 = 0$$

$$y = 14.82 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2A_s + \eta(d - y)A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 165 \times 14.82^3 + 15(115 - 14.82)^2 \times 12.06 = 1994540.63 \text{ cm}^4$$

$$I = 1994540.63 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{270.76 \times 10^6 \times 148.2}{1994540.63 \times 10^4} = 2.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.01 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

Sens y-y :

En travée :

$$M_{xt} = 641.57 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(d - y)A'_s - \eta(d - y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 165 \times y^2 - 15 \times (115 - y) \times 24.13 = 0$$

$$82.5y^2 + 361.95y - 41624.25 = 0$$

$$y = 20.38 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d-y)^2A_s + \eta(d-y)A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 165 \times 20.38^3 + 15(115 - 20.38)^2 \times 24.13 = 3706077.76 \text{ cm}^4$$

$$I = 3706077.76 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{641.57 \times 10^6 \times 203.8}{3706077.76 \times 10^4} = 3.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.52 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

Sur appuis :

$$M_{xt} = 529.22 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(d-y)A'_s - \eta(d-y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 165 \times y^2 - 15 \times (115 - y) \times 21.3 = 0$$

$$82.5y^2 + 319.5y - 36742.5 = 0$$

$$y = 19.26 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d-y)^2A_s + \eta(d-y)A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 165 \times 19.26^3 + 15(115 - 19.26)^2 \times 21.3 = 3321528.95 \text{ cm}^4$$

$$I = 3321528.95 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{529.22 \times 10^6 \times 192.6}{3321528.95 \times 10^4} = 3.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.07 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

-La contrainte dans l'acier :

Sens x-x :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min (266.67 ; 201.63)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15M_s(d-y)}{I}$$

En travée :

$$M_{xt} = 282.25 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 282.25 \times 10^6 (1150 - 148.2)}{1994540.63 \times 10^4} = 212.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 218.08 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition Non Vérifiée}$$

Sur appuis :

$$M_{xt} = 270.76 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 270.76 \times 10^6 (1150 - 148.2)}{1994540.63 \times 10^4} = 203.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 203.99 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition Non Vérifiée}$$

Sens y-y :

En travée :

$$M_{xt} = 641.57 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 641.57 \times 10^6 (1150 - 203.8)}{3706077.76 \times 10^4} = 245.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 245.70 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition Non Vérifiée}$$

Sur appuis :

$$M_{xt} = 529.22 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 529.22 \times 10^6 (1150 - 192.6)}{3321528.95 \times 10^4} = 228.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 228.41 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition Non Vérifiée}$$

Tableau V.13: Vérification à l'ELS des nervures.

Sens	<i>M</i> (KN.m)	<i>Y</i> (cm)	<i>I</i> (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observat ion	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Obser vation
En travée									
x-x	282.25	14.82	1994540.63	2.1	15	Vérifiée	212.65	201.63	CNV
y-y	641.57	20.38	3706077.76	3.52	15	Vérifiée	245.70	201.63	CNV
Sur appuis									
x-x	-270.76	14.82	1994540.63	2.01	15	Vérifiée	203.99	201.63	CNV
y-y	-529.22	19.26	3321528.95	3.07	15	Vérifiée	228.41	201.63	CNV

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.

Calcul du ferrailage à l'ELS :

Sens x-x :

En travée

$$\overline{\alpha} = \frac{15 \overline{\sigma_{bc}}}{15 \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.53$$

$$y_l = \bar{\alpha} \times d$$

$$y_l = 0.53 \times 1150 = 609.5 \text{ mm}$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right)$$

$$Z = 1150 \left(1 - \frac{0.53}{3}\right) = 946.83 \text{ mm}$$

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} \times b \times y_l \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z$$

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} \times 1650 \times 609.5 \times 15 \times 946.83 = 7141524452 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} < M_{rsb}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{ser} = \frac{282.25 \times 10^6}{946.83 \times 201.63} = 1478.45 \text{ mm}^2$$

$$A_{ser} = \frac{282.25 \times 10^6}{946.83 \times 201.63} = 14.78 \text{ cm}^2$$

On prend : 12HA14 = 18.47 cm²

Sur appuis :

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.53$$

$$y_l = \bar{\alpha} \times d$$

$$y_l = 0.53 \times 1150 = 609.5 \text{ mm}$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right)$$

$$Z = 1150 \left(1 - \frac{0.53}{3}\right) = 946.83 \text{ mm}$$

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} \times b \times y_l \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z$$

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} \times 1650 \times 609.5 \times 15 \times 946.83 = 7141524452 \text{ KN.m} \quad M_{ser} < M_{rsb}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{ser} = \frac{270.76 \times 10^6}{946.83 \times 201.63} = 1418.26 \text{ mm}^2$$

$$A_{ser} = 14.18 \text{ cm}^2$$

On prend : 12HA14 = 18.47 cm²

Sens y-y :

En travée

$$\bar{\alpha} = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.53$$

$$y_1 = \bar{\alpha} \times d$$

$$y_1 = 0.53 \times 1150 = 609.5 \text{ mm}$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right)$$

$$Z = 1150 \left(1 - \frac{0.53}{3}\right) = 946.83 \text{ mm}$$

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} \times b \times y_1 \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z$$

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} \times 1650 \times 609.5 \times 15 \times 946.83 = 7141524452 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} < M_{rsb}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{ser} = \frac{641.57 \times 10^6}{946.83 \times 201.63} = 3360.60 \text{ mm}^2$$

$$A_{ser} = 33.61 \text{ cm}^2$$

On prend : 12HA20 = 37.70 cm²

Sur appuis :

$$\bar{\alpha} = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.53$$

$$y_1 = \bar{\alpha} \times d$$

$$y_1 = 0.53 \times 1150 = 609.5 \text{ mm}$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right)$$

$$Z = 1150 \left(1 - \frac{0.53}{3}\right) = 946.83 \text{ mm}$$

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} \times b \times y_1 \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z$$

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} \times 1650 \times 609.5 \times 15 \times 964.83 = 7141524452 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} < M_{rsb}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{ser} = \frac{529.22 \times 10^6}{946.83 \times 201.63} = 2772.10 \text{ mm}^2$$

$$A_{ser} = 27.72 \text{ cm}^2$$

On prend : 6HA16 + 6HA20 = 30.91 cm²

Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

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

$$\phi_t \leq \min \left(16; \frac{1200}{35}; \frac{600}{10} \right) = (16; 34.29; 60)$$

$$\phi_t \leq 16 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Et : } A_t = 6\text{HA12} = 6.79 \text{ cm}^2 (3 \text{ cadres } \phi 12)$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$

Armatures de peau :

Comme les nervures présentent une grande hauteur, des armatures de peau sont nécessaires.

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm^2 de la longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction : $A_p = 3 \times h (\text{cm}^2/\text{ml})$.

$$\text{Nous avons : } h = 120 \text{ cm} \longrightarrow A_p = 3 \times 1.20 = 3.60 \text{ cm}^2/\text{face}$$

$$\text{On adopte : } 4\text{HA12} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{face}$$

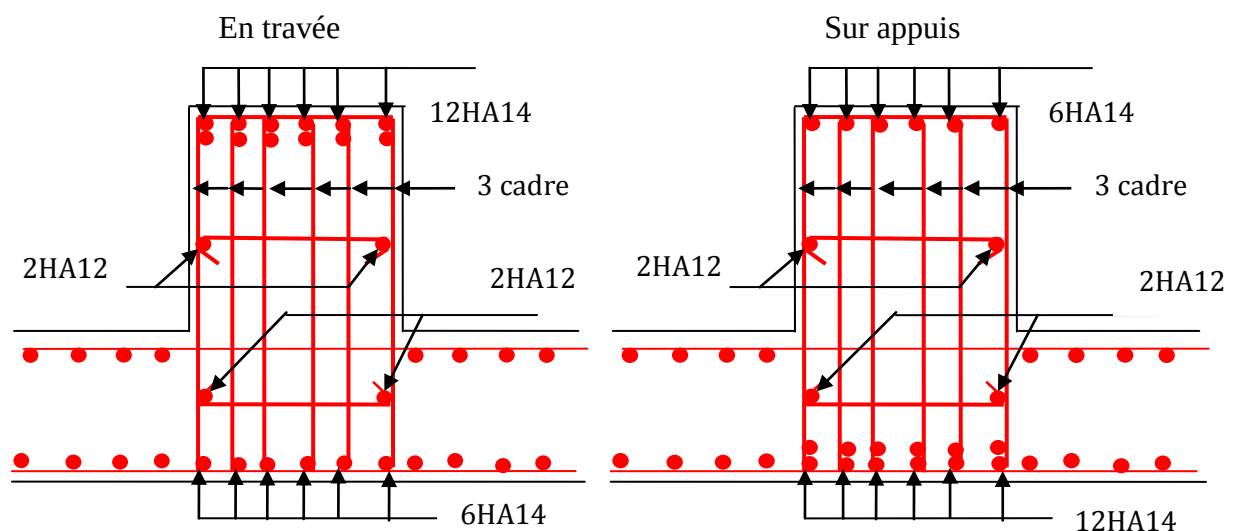


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de la nervure suivant xx.

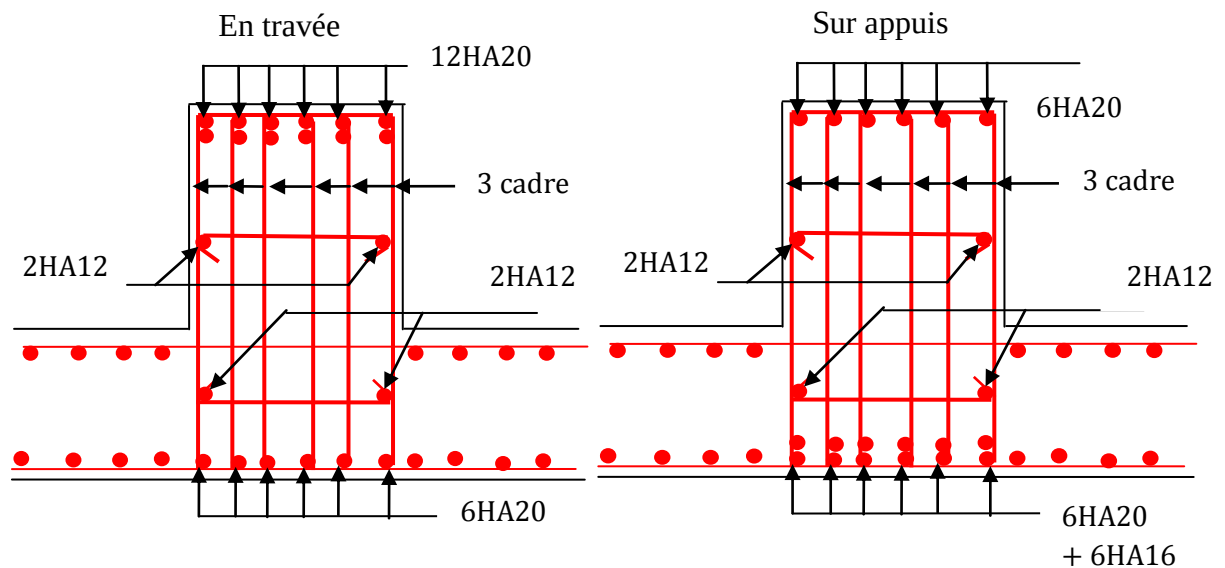


Figure VI.8 : Schéma de ferrailage de la nervure suivant yy.

VI.6 Etude du voile périphérique :

VI.6.1 Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous sol et les fondations.

VI.6.2 Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article **10.1.2**.

- Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - ✓ Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0.1\%B$ dans les deux sens (B : Section du voile).
 - ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - ✓ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

❖ Dimensionnement du mur

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L = 3.90 \text{ m}.$$

$$\text{La hauteur : } h = 2.40 \text{ m}$$

$$\text{L'épaisseur : } e = 20 \text{ cm}$$

❖ Caractéristique du sol

$$\text{Poids spécifique : } \gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Angle de frottement : } \phi = 30^\circ$$

$$\text{Cohésion : } C = 0 \text{ bar}$$

VI.6.3 Evaluation des charges et surcharges :

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon BAEL91 modifier 99, la charge de poussées des terres est données par :

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H$$

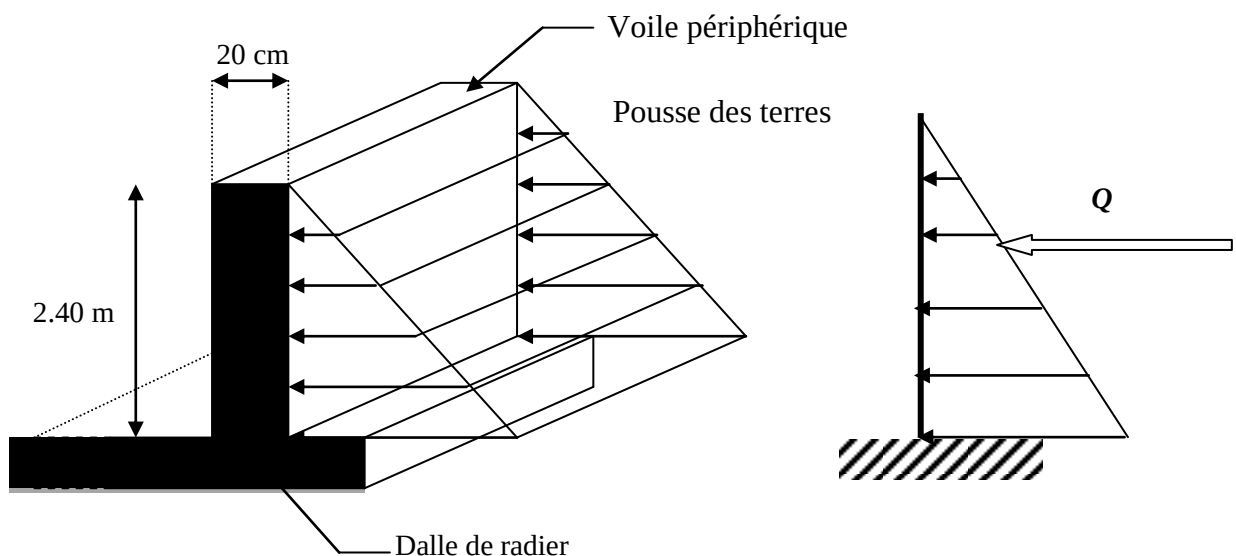
Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3$).

H : Hauteur du voile ($H = 2.40 \text{ m}$).



$$A = f(\phi) = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0.33$$

Donc :

$$Q = 0.33 \times 20 \times 2.40 = 15.84 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 1.35Q = 1.35 \times 13.2 = 21.38 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.40}{3.90} = 0.62$$

$0.4 < \rho = 0.62 < 1 \longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

-ELU : $\nu = 0$

$$\rho = 0.80 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0794 \\ \mu_y = 0.3205 \end{cases}$$

$$M_x = 0.0794 \times 21.38 \times (2.40)^2 = 9.78 \text{ KN.m}$$

$$M_x = 9.78 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.3205 \times 9.78 = 3.13 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 3.13 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 9.78 = 8.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 8.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 3.13 = 2.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 2.66 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_x = -0.5 \times 9.78 = -4.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_y = -0.5 \times 3.13 = -1.57 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \max(M_{ax} ; M_{ay}) = -4.89 \text{ KN.m}$$

-ELS: $\nu = 0.2$

$$\rho = 0.80 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0844 \\ \mu_y = 0.4892 \end{cases}$$

$$M_x = 0.0844 \times 15.84 \times (2.4)^2 = 7.70 \text{ KN.m}$$

$$M_x = 7.70 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.4892 \times 7.70 = 3.77 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 3.77 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 7.70 = 6.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 6.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 3.77 = 3.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 3.20 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_x = -0.5 \times 7.70 = -3.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_y = -0.5 \times 3.77 = -1.89 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \max(M_{ax} ; M_{ay}) = -3.85 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0.6) \text{ m}^2$

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

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

VI.6.4 Ferrailage :

➤ **En travée :**

-Sens x-x :

$$M_t = 8.31 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8.31 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14.17} = 0.018$$

$$\mu_{bu} = 0.018 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.018 \leq \mu_l = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.018}) = 0.023$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 180 \times (1 - 0.4 \times 0.023) = 178.34 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.31 \times 10^6}{178.34 \times \frac{400}{1.15}} = 133.96 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.34 \text{ cm}^2$$

-Sens y-y:

$$M_t = 2.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.66 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14.17} = 0.006$$

$$\mu_{bu} = 0.006 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.006 \leq \mu_l = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.006}) = 0.008$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 180 \times (1 - 0.4 \times 0.008) = 179.42 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.66 \times 10^6}{179.42 \times \frac{400}{1.15}} = 42.62 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.43 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appuis :**

$$M_a = -4.89 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{4.89 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14.17} = 0.011$$

$$\mu_{bu} = 0.011 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.015 \leq \mu_l = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011}) = 0.014$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 180 \times (1 - 0.4 \times 0.014) = 178.99 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4.89 \times 10^6}{178.99 \times \frac{400}{1.15}} = 78.54 \text{ mm}^2$$

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

❖ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0.1\% \cdot b \cdot h = 0.1 \times 100 \times 20 = A_{\min} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix d'armatures :**

-Sens xx :

En travée :

$$A_t = \max(A_{\text{calcul}}; A_{\min}) \max(1.34; 2) = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prendra: } 5\text{HA}10/\text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

En appui :

$$A_a = \max(A_{\text{calcul}}; A_{\min}) \max(0.79; 2) = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prendra: } 5\text{HA}10/\text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

Sens yy:

En travée :

$$A_t = \max(A_{\text{calcul}}; A_{\min}) \max(0.43; 2) = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prendra: } 5\text{HA}10/\text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

En appui :

$$A_a = \max(A_{\text{calcul}}; A_{\text{min}}) \max(0.79; 2) = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prendra: 5HA10/ml = 3.14 cm²/ml → St = 25 cm

Tableau VI.14 : Ferrailage de voile périphérique.

Sens		M(KN. m)	μ_{bu}	α	z(mm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
Travée	x-x	8.31	0.018	0.023	178.43	1.34	2	5HA10=3.93
	y-y	2.66	0.006	0.008	179.42	0.43	2	5HA10=3.93
Appuis		-4.89	0.011	0.014	178.99	0.79	2	5HA10=3.93

❖ **Vérification a l'ELU :**➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPA}\right) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u L_x}{2} + \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \\ V_y = \frac{q_u L_y}{2} + \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} \end{cases}$$

$$V_x = \frac{21.38 \times 2.40}{2} + \frac{3.90^4}{2.40^4 + 3.90^4} = 26.53 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{21.38 \times 3.90}{2} + \frac{2.40^4}{2.40^4 + 3.90^4} = 41.82 \text{ KN}$$

$$V_u = \max(V_x; V_y) = \max(26.53; 41.82) = 41.82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{41.82 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.23 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement .Donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification à l'ELS :**➤ **Vérification des contraintes dans le béton:**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

En travée :

Sens x-x :

$$M_{xt} = 6.55 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(d-y)A'_s - \eta(d-y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times (18 - y) \times 3.14 = 0$$

$$50y^2 + 47.1y - 847.8 = 0$$

$$y = 3.67 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d-y)^2A_s + \eta(d-y)A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.67^3 + 15(18 - 3.67)^2 \times 3.14 = 11319.63 \text{ cm}^4$$

$$I = 11319.63 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6.55 \times 10^6 \times 36.7}{11319.63 \times 10^4} = 2.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.12 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

Sens y-y :

$$M_{yt} = 3.20 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(d-y)A'_s - \eta(d-y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times (18 - y) \times 3.14 = 0$$

$$50y^2 + 47.1y - 847.8 = 0$$

$$y = 3.67 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d-y)^2A_s + \eta(d-y)A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.67^3 + 15(18 - 3.67)^2 \times 3.14 = 11319.63 \text{ cm}^4$$

$$I = 11319.63 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{3.20 \times 10^6 \times 36.7}{11319.63 \times 10^4} = 1.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.04 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.

Sur appuis :

$$M_a = -3.85 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(d-y)A'_s - \eta(d-y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times (18 - y) \times 3.14 = 0$$

$$50y^2 + 47.1y - 847.8 = 0$$

$$y = 3.67 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d-y)^2A_s + \eta(d-y)A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.67^3 + 15(18 - 3.67)^2 \times 3.14 = 11319.63 \text{ cm}^4$$

$$I = 11319.63 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{3.85 \times 10^6 \times 36.7}{11319.63 \times 10^4} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.25 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier.**➤ La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min (266.67 ; 201.63)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15M_s(d-y)}{I}$$

En travée :**Sens x-x :**

$$M_{xt} = 6.55 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 6.55 \times 10^6 (180 - 36.7)}{11319.63 \times 10^4} = 124.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 124.38 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

*Condition Vérifiée***Sens y-y :**

$$M_{yt} = 3.20 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 3.20 \times 10^6 (180 - 36.7)}{11319.63 \times 10^4} = 60.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 60.77 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

*Condition Vérifiée***Sur appuis :**

$$M_a = -3.85 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 3.85 \times 10^6 (180 - 36.7)}{11319.63 \times 10^4} = 73.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 73.11 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Tableau VI.15 : Vérification à l'ELS de voile périphérique.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obser vation	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obser vation
En travée									
x-x	6.55	3.67	11319.63	2.12	15	CV	124.38	201.63	CV
y-y	3.20	3.67	11319.63	1.04	15	CV	60.77	201.63	CV
Sur appuis									
x-x	-3.85	3.67	11319.63	1.25	15	CV	73.11	201.63	CV
y-y									

Schéma de ferrailage :

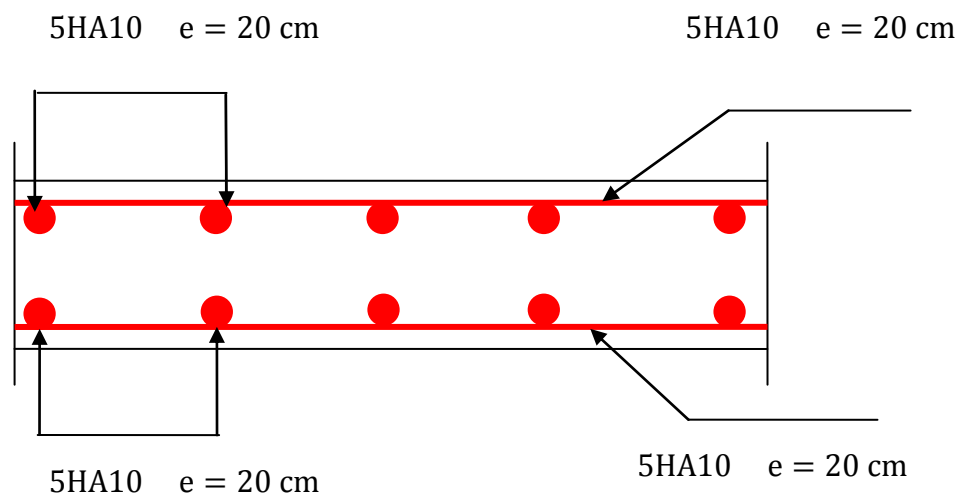


Figure VI.9 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion générale

Conclusion générale :

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment, et d'autre part d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Les points importants tirés de cette étude sont: TM

- ❖ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ❖ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- ❖ 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 une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- ❖ Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc la rigidité de la structure est assurée. TM
- ❖ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.
- ❖ 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.
- ❖ Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la bâtisse, il est impérativement nécessaire de faire un bon choix du site d'implantation de la structure, Avec des fondations adaptées aux préventions et recommandations.

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- respect de réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.

-
- mise en œuvre soignée de la construction

Enfin, notre souhait le plus chère est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

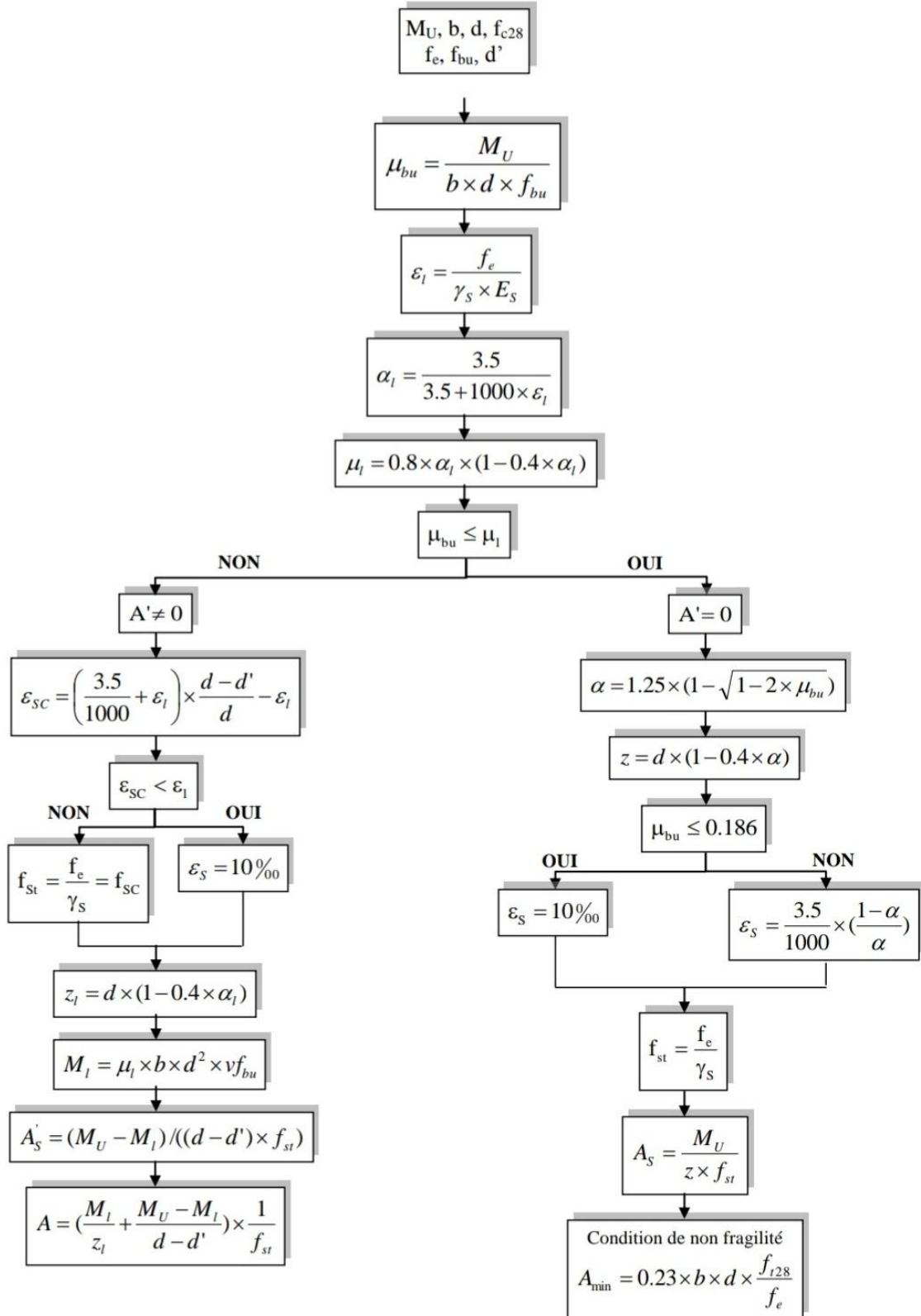
Référence bibliographiques

- [1]. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites révisées 99(BAEL91)
- [2]. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).
- [3]. **M. GUETTICHE** Cours de béton armé 3^{ème} année génie civil Université de Mila s.n 2017/2018
- [4]. Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- [5]. Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), Charges permanentes et surcharges d'exploitation .1992
- [6]. **M. DROUNA**. Cours de béton Master 1 année génie civil option structure. Université de Mila s.n 2018/2019

Annexe 1

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU



Annexe 2

Dalles rectangulaires uniformément chargés articulés sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 3

Sections réelle d'armature

Section en cm² de N armature de diamètre Ø en mm

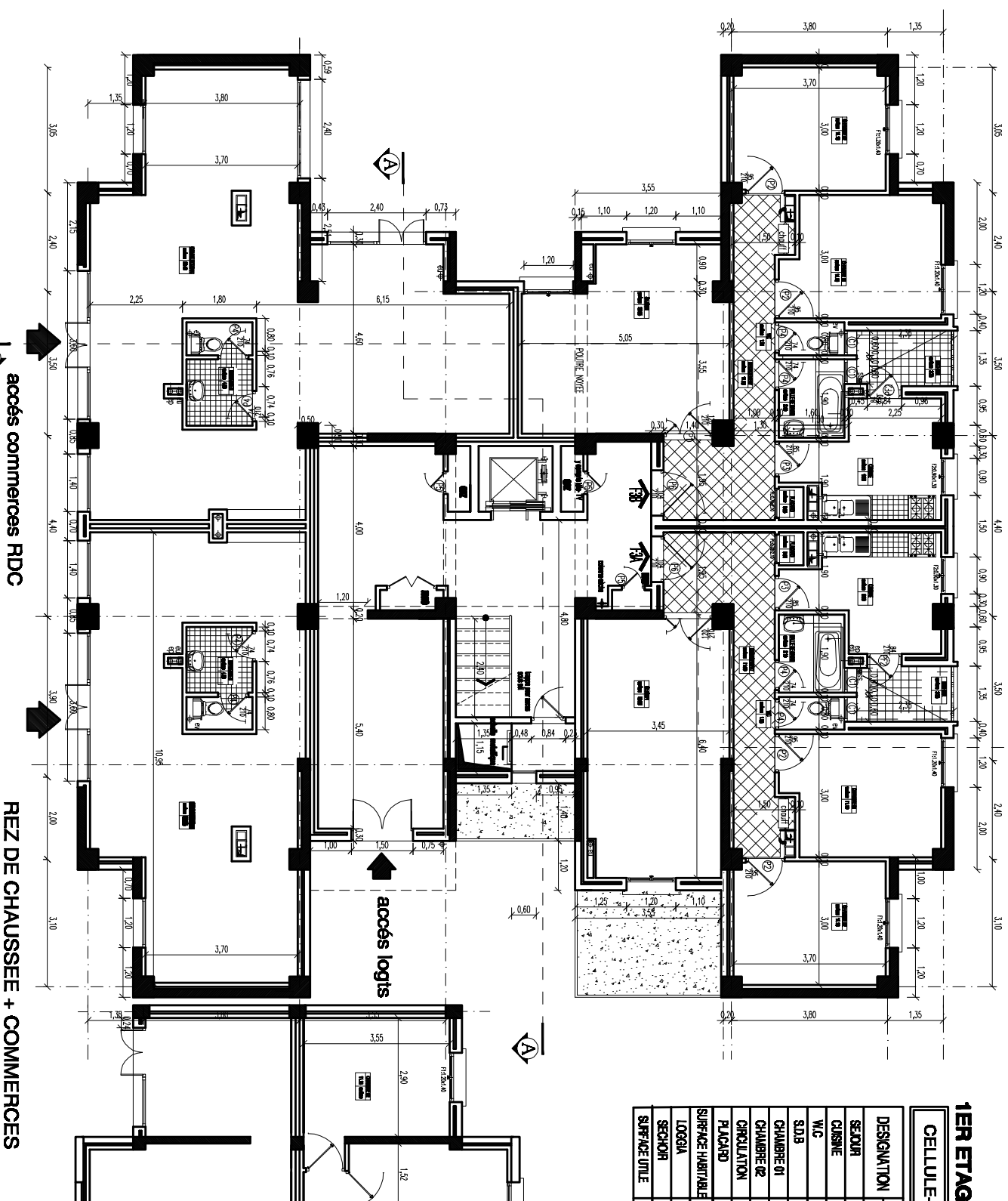
Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.7
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.72	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.38	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

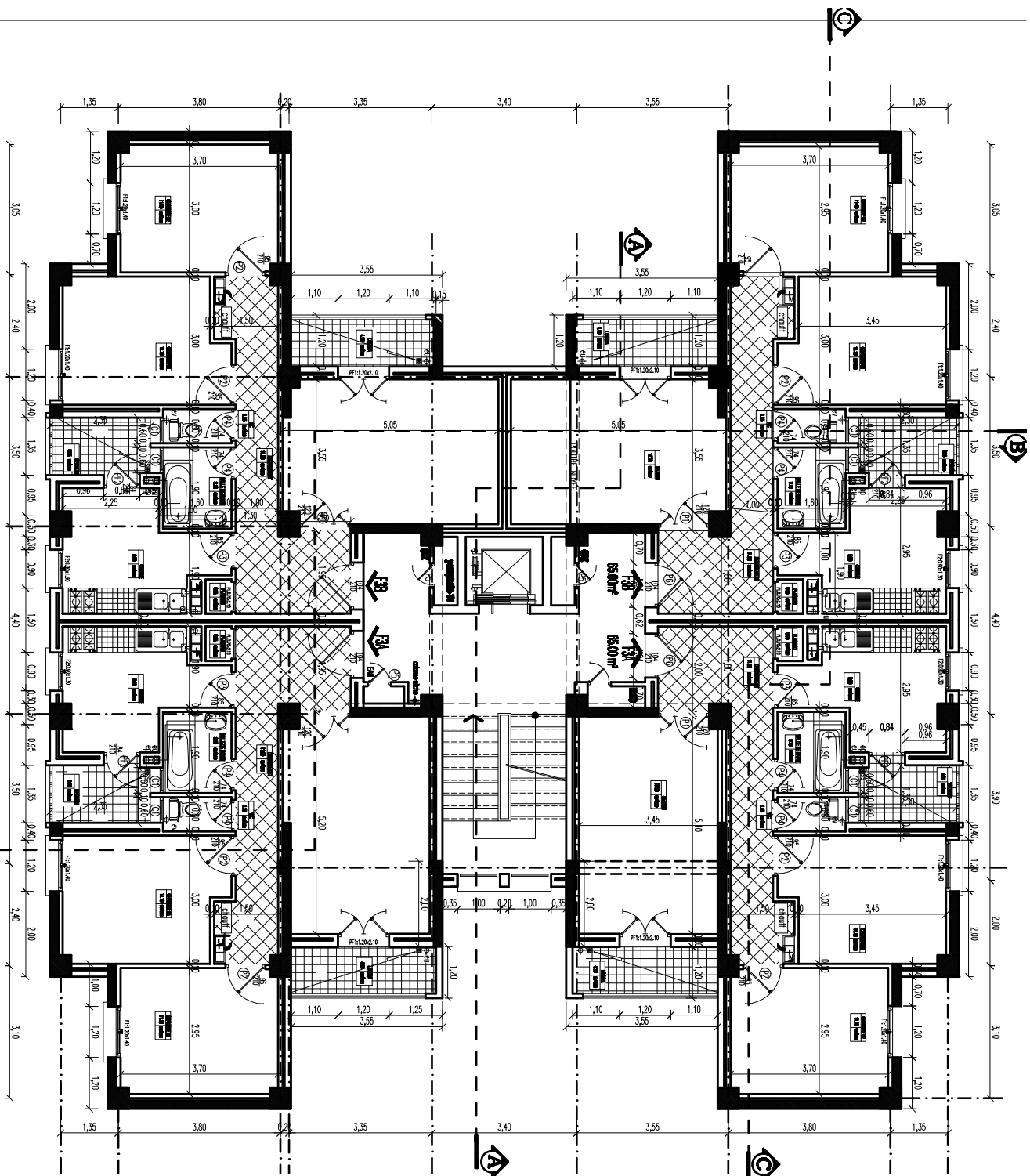
Annexe 4 : Les plans

1ER ETAGE MIXTE

CELLULE TH R+9

DESIGNATION	SURFACE M2	
FAI - F28 -		
SEJOUR	20.90m²	20.90m²
CUISINE	8.30m²	8.30m²
W.C	01.35m²	01.35m²
S.D.B	03.10m²	03.10m²
CHAMBRE 01	11.10m²	11.10m²
CHAMBRE 02	11.10m²	11.10m²
CIRCULATION	11.80m²	11.80m²
PLACARD	00.55m²	00.55m²
SURFACE HABITABLE	68.00m²	68.00m²
LOGGA	03.35m²	03.35m²
SURFACE UTILE	71.35m²	71.35m²





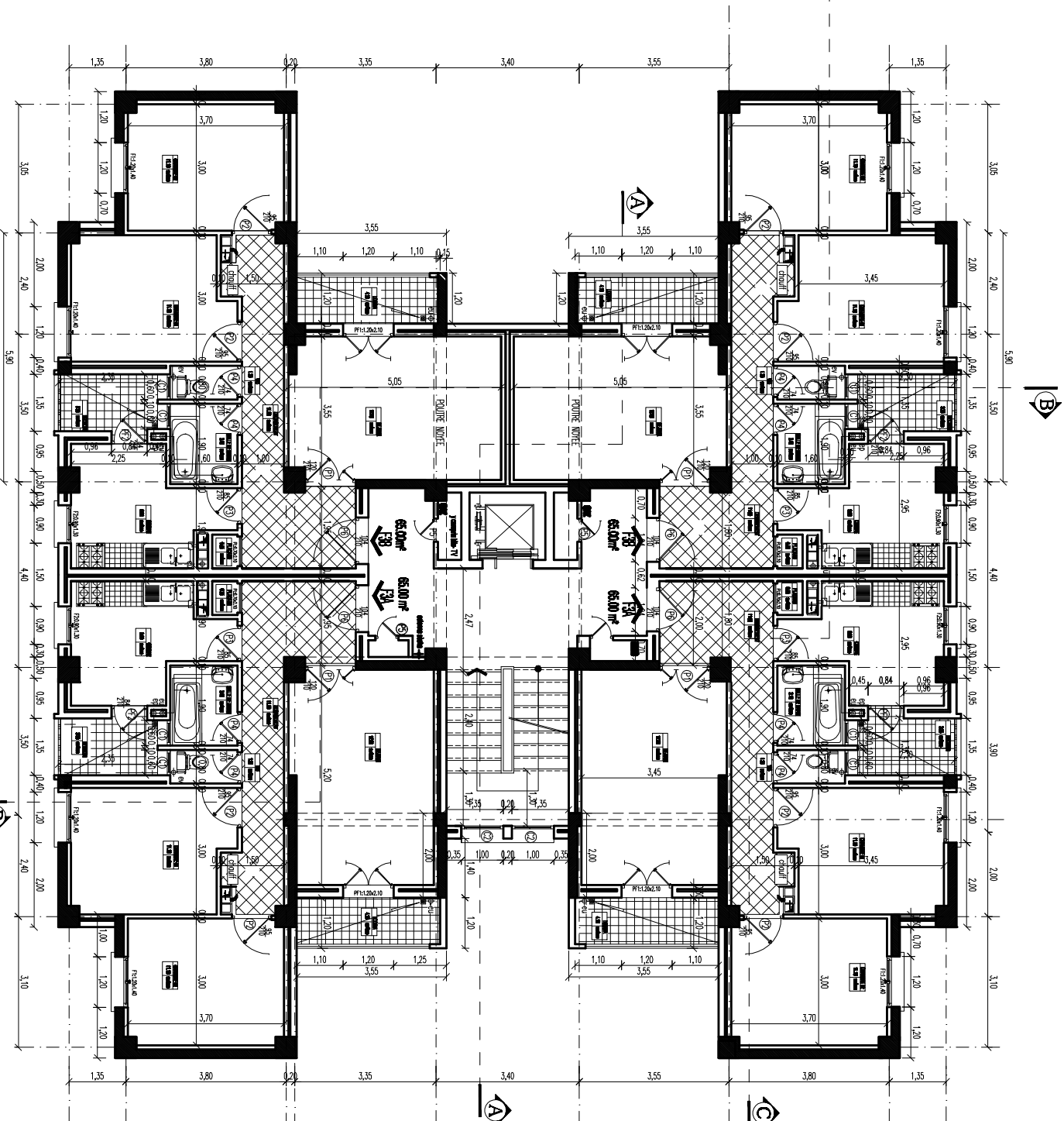
1ER ETAGE MIXTE

CELLULE TH R+9

SURFACE M2	DESIGNATION
134.738	SECTION
17.20	SECTION
09.00	CUISINE
01.35	WC
03.10	S.D.B
11.10	CHAMBRE 01
11.10	CHAMBRE 02
11.60	CIRCULATION
00.50	PLACARD
65.00	SURFACE HABITABLE
04.10	LOGGIA
03.50	SECTION
72.45	SURFACE UTILE

121.48	02.25	SECTION 04.
00.05	00.05	SECTION 02.

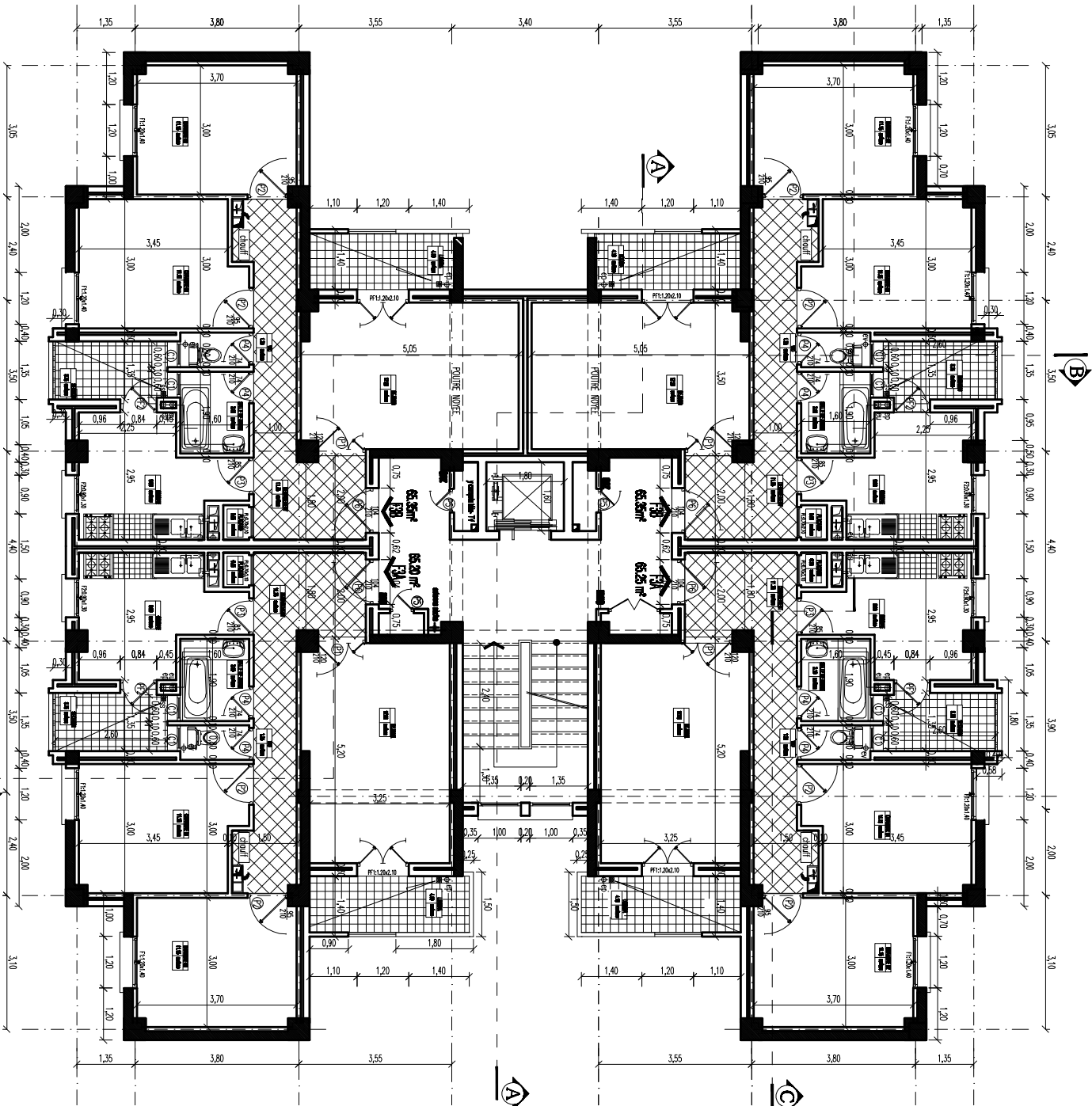
1ER ETAGE



2-3-4 6me ETAGE

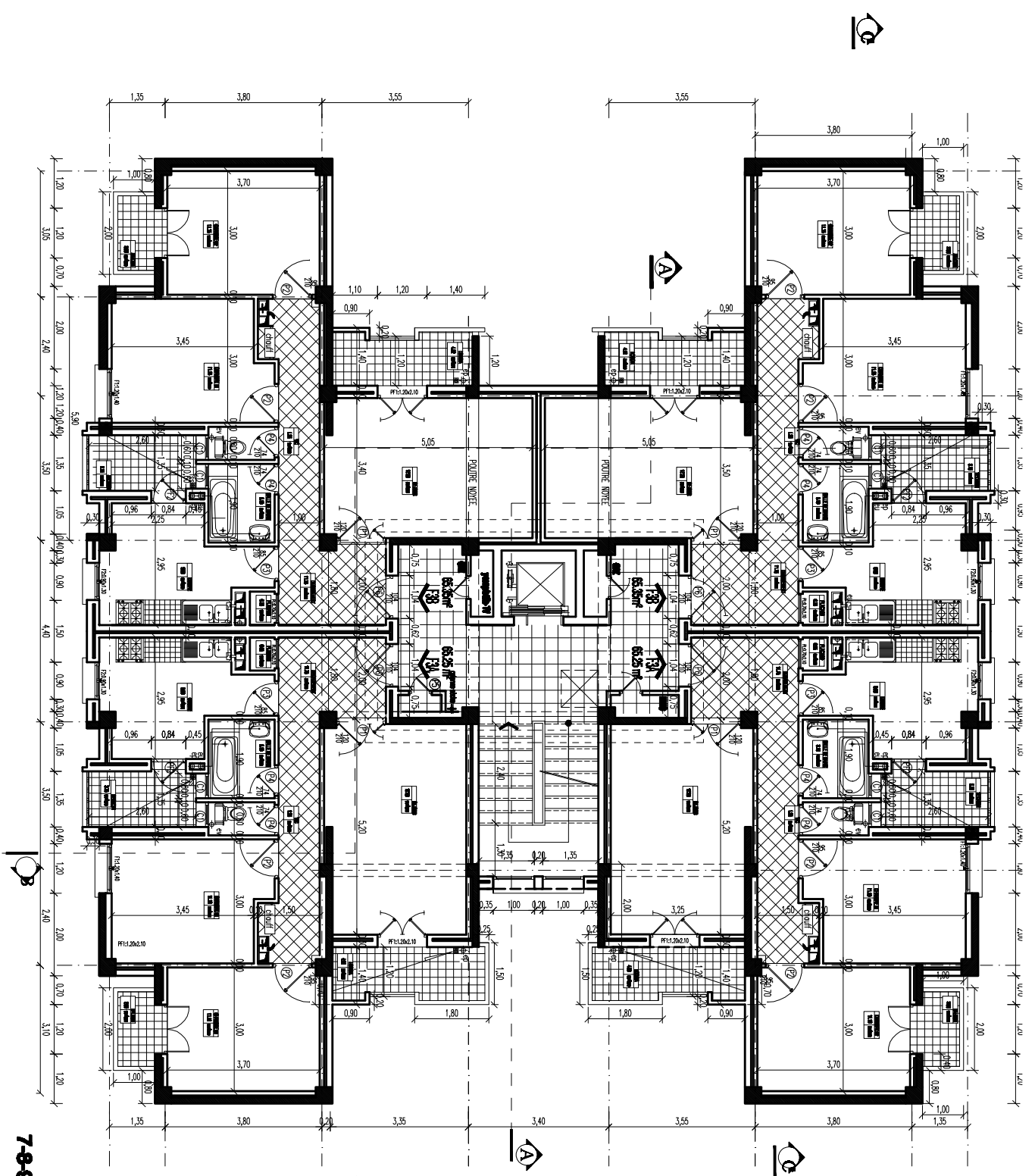
CELLULE-TH R+9

DESIGNATION	SURFACE NET
SEJOUR	131.73m²
CUISINE	68.00m²
W.C.	01.35m²
S.D.B.	08.10m²
CHAMBRE 01	11.10m²
CHAMBRE 02	11.80m²
CIRCULATION	00.55m²
PLACARD	65.00m²
SURFACE HABITABLE	04.10m²
LOGGIA	03.35m²
SURFACE UTILE	72.46m²



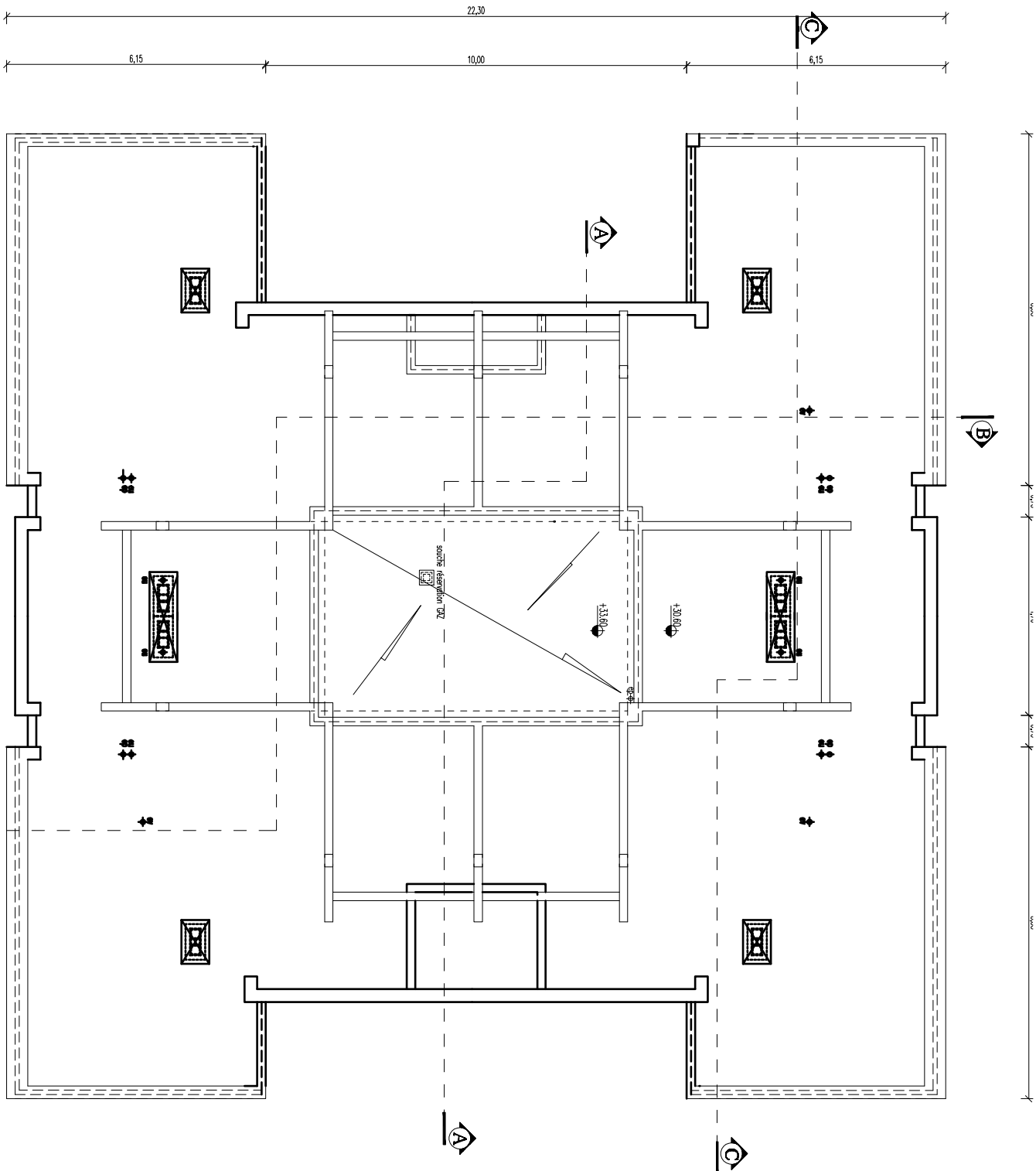
5-6ème ETAGE
CELLULE-TH R+9

DESIGNATION	SURFACE M2	
	FSA -	FSA -
SEJOUR	17.20m²	17.20m²
CUISINE	08.00m²	08.00m²
W.C	01.35m²	01.35m²
SDB	03.10m²	03.10m²
CHAMBRE 01	11.15m²	11.15m²
CHAMBRE 02	11.75m²	11.75m²
CIRCULATION	00.55m²	00.55m²
PLACARD	00.55m²	00.55m²
SURFACE HABITABLE		
LOCCJA	04.10m²	04.10m²
SECHOR	03.75m²	03.75m²
SURFACE TOTALE		
	73.10m²	72.20m²

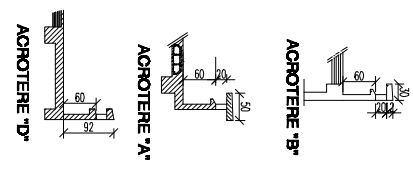
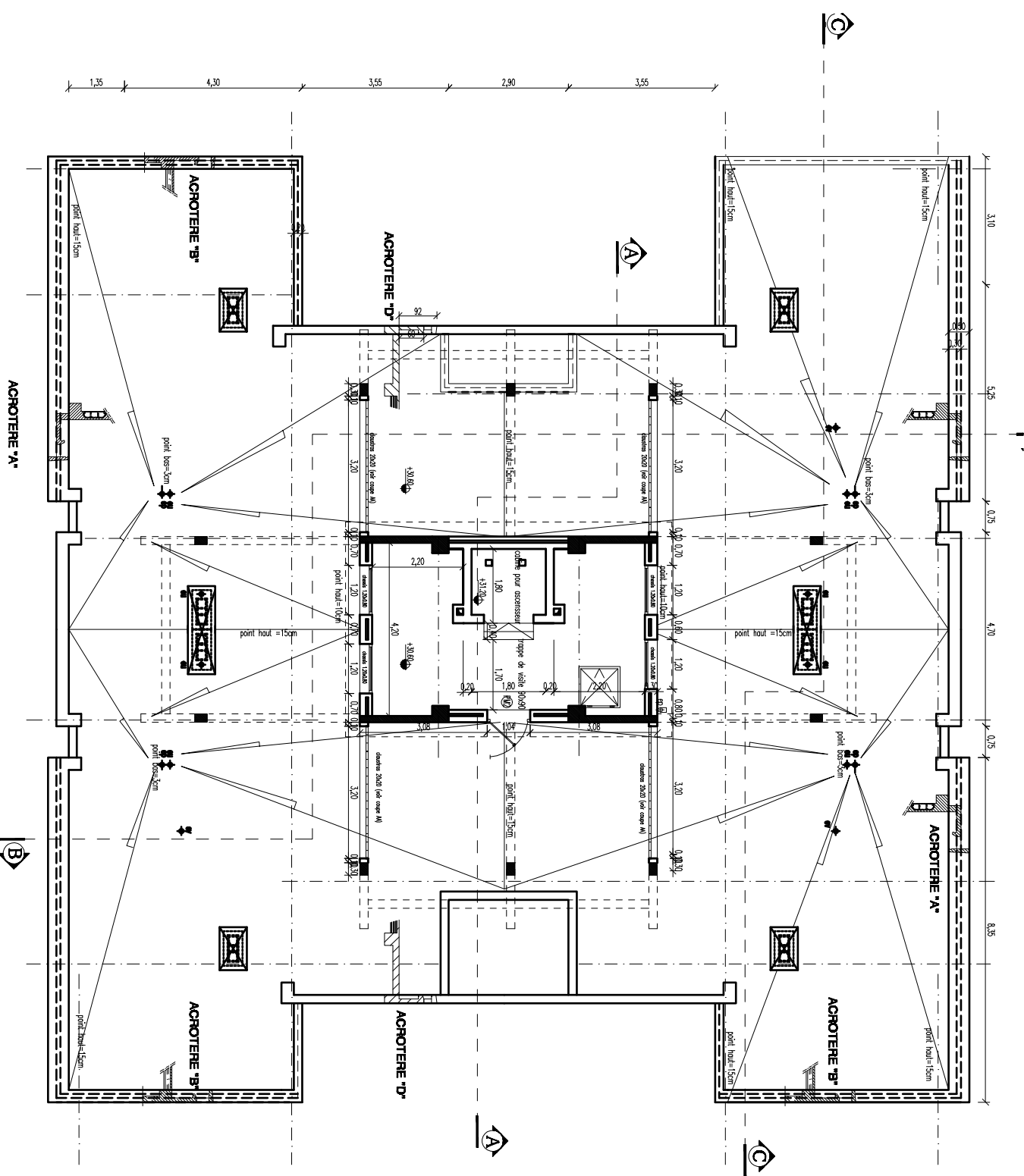


7-8-96me ETAGE

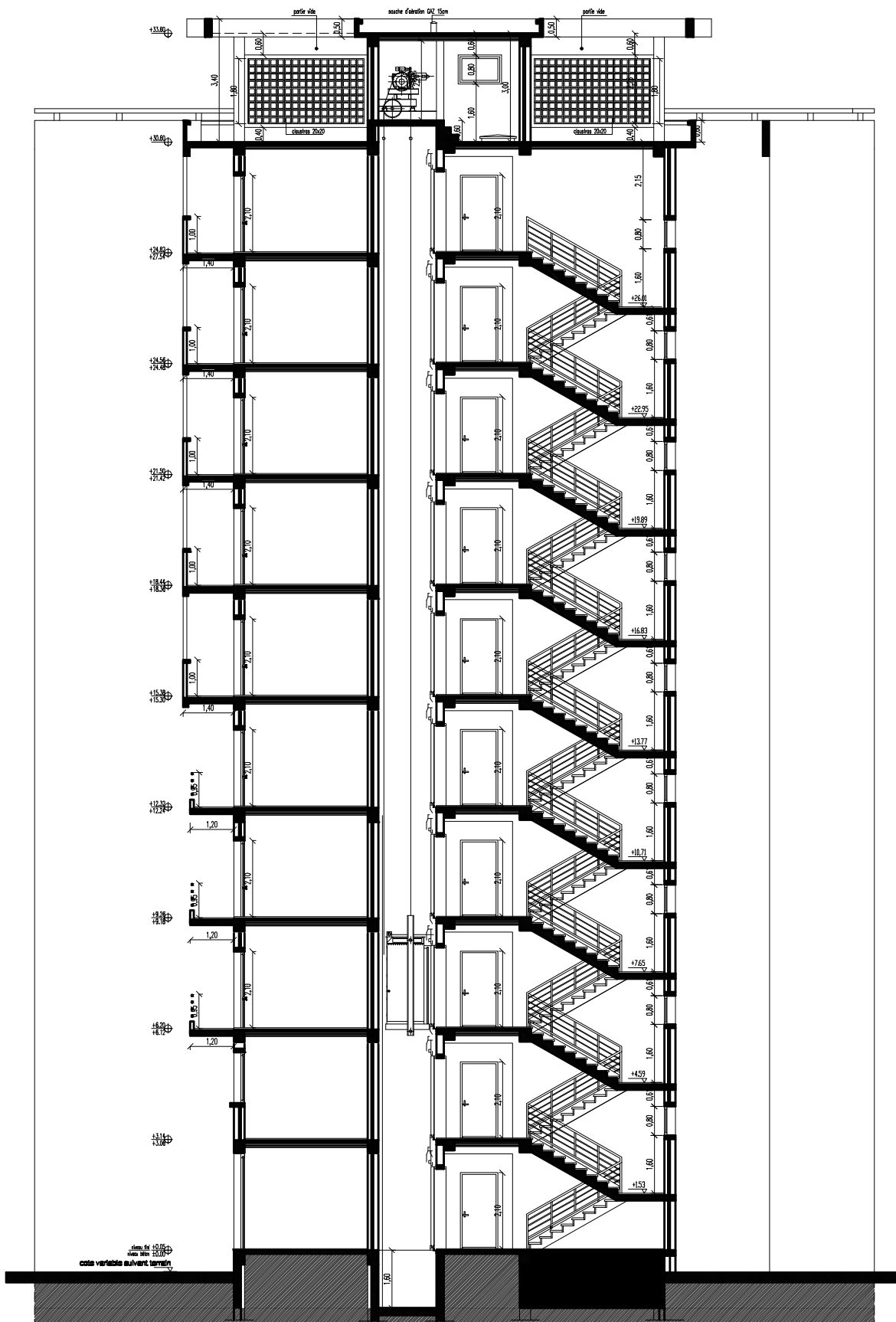
7-8-96me ETAGE		
CELLULE-TH R+9		
DESIGNATION	SURFACE M2	SURFACE M2
FSA -		
SEJOUR	17.20m²	17.20m²
CUISINE	08.00m²	08.00m²
W.C	01.35m²	01.35m²
S.D.B	08.10m²	08.10m²
CHAMBRE 01	11.15m²	11.15m²
CHAMBRE 02	11.15m²	11.15m²
CIRCULATION	11.75m²	11.75m²
PLACARD	02.55m²	02.55m²
SURFACE HABITABLE	68.25m²	68.25m²
LOGGIA	04.90m²	04.90m²
SEJOUR	02.75m²	02.75m²
W.C	02.20m²	02.20m²
SURFACE TITRE	73.90m²	73.90m²



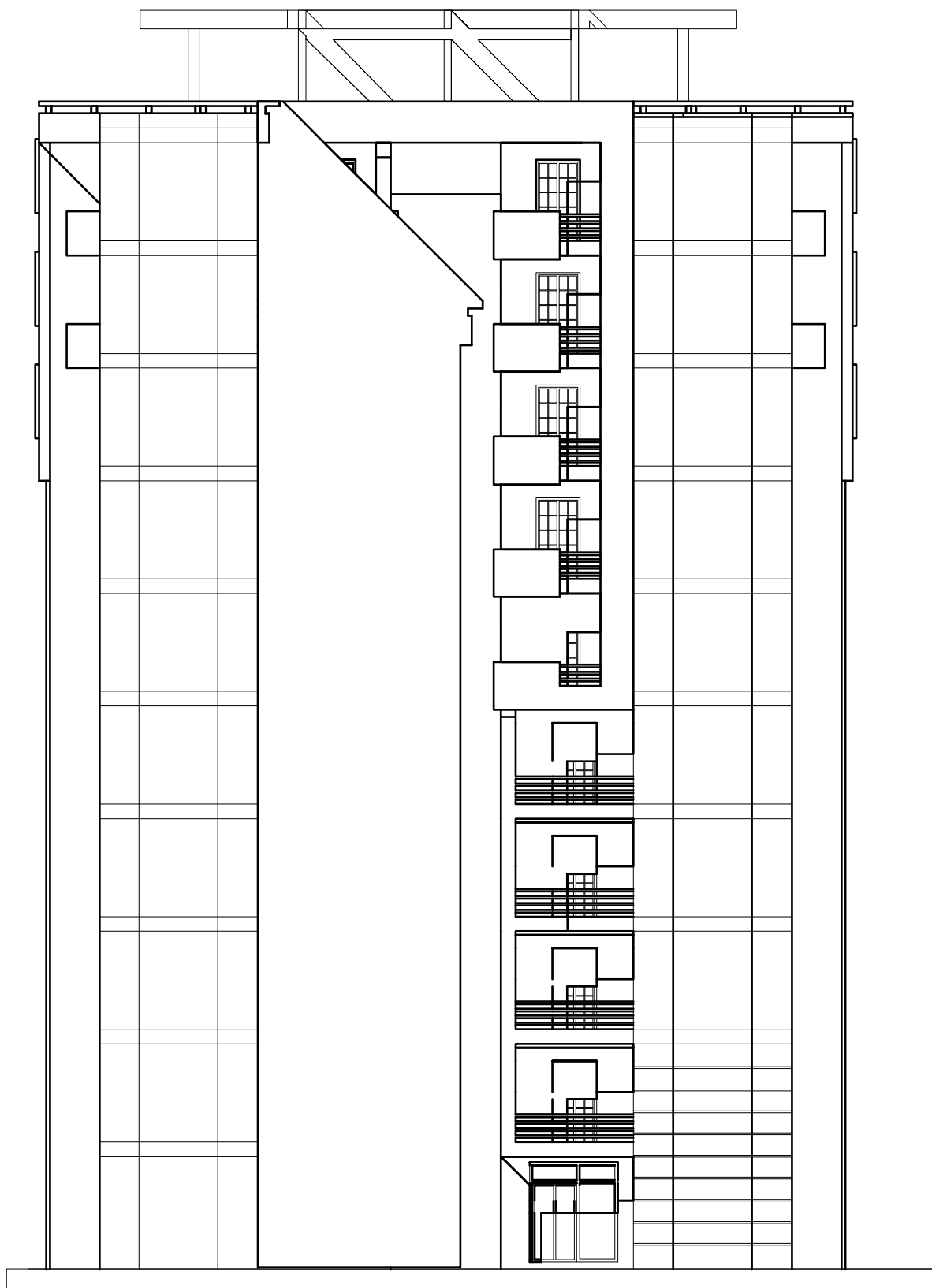
TERRASSE



EDICULE



COUPE AA



FAÇADE POSTERIEURE -TH-



FAÇADE PRINCIPALE -TH-