

*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université A/Mira Bejaia
Faculté des Sciences et des Sciences de l'Ingénieur
Département de Génie Civil*

Mémoire de fin d'études

*En vue de l'obtention du diplôme Master en Génie Civil
Option : Matériaux et structures*

Thème

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

Réalisé par :

- *M^r: BELLOUL Kamel*
- *M^r: NACER Riad*

Encadré par :

M^r: A.OURABEH

Jury:

*M^r: BOUKELLOUDA
M^r: BOUMEZRANE*

Promotion 2011-2012

Remerciements

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous tenons à remercier également nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tout notre parcours d'études. Sans oublier aussi notre promoteur M^r OURABEH de nous avoir encadré, ainsi que les membres de jury, M^rBOUMEZRANE et M^r BOUKELLOUDA.

En fin, tous nos amis et ceux qui ont contribué de près ou de loin pour achever ce modeste travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

- ✓ *A mes chers parents.*
- ✓ *A mon frère Fahim et ma sœur Lydia.*
- ✓ *A toute la famille NACER .*
- ✓ *A tous mes amis et toute la promotion de génie civil.*
- ✓ *A tous ceux que j'aime et tous ceux qui m'aiment.*

■ *N. RIAD*

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

✓ *A mes chers parents.*

✓ *A mes frères et mes sœurs et toute la famille*

"BELLOUL"

✓ *A tous mes amis*

(Saad, Boumedyan, Abdeslam, Dahmane... etc).

✓ *A l'association ASSIREM*

✓ *A tous ceux qui me connaient et tous ceux qui je
connais.*

■ *B. KAMEL*

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1	Introduction.....	1
I.2	Présentation et implantation de l'ouvrage.....	1
I.3	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	1
I.4	Le système de contreventement	1
I.5	Définition des éléments de l'ouvrage	2
I.6	Règlements et normes utilisés	4
I.7	Indications générales sur les règles du B.A.E.L 91	4
I.8	Définition de l'état limite	4
I.9	Les actions	5
I.10	Hypothèses de calcul.....	7
I.11	Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	11

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1	Introduction	16
II.2	Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	16
II.3	Evaluation des charges et surcharges.....	22
II.4	Pré dimensionnement des éléments principaux	27
II.5	La descente de charge	32

II.6 Vérifications	39
---------------------------------	-----------

II.7 Conclusion	42
------------------------------	-----------

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction	43
---------------------------------	-----------

III.2 Méthodes de calculs des poutrelles	43
---	-----------

III.3 Etude des poutrelles	47
---	-----------

III.4 Ferrailage de la dalle de compression	81
--	-----------

III.5 Etude des dalles pleines	82
---	-----------

III.6 Etude des escaliers	87
--	-----------

III.7 Etude de la poutre palière.....	97
--	-----------

III.8 Etude de l'acrotère	103
--	------------

III.9 Etude de l'ascenseur	109
---	------------

III.10 Etude des poutres de chainages.....	119
---	------------

ChapitreIV: Etude dynamique

IV.1 Introduction	123
--------------------------------	------------

IV.2 Méthodes de calcul	123
--------------------------------------	------------

IV.3 Description du logiciel SAP2000.....	128
--	------------

IV.4 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique.....	128
--	------------

IV.5 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003	136
--	------------

Chapitre V: Calcul des éléments principaux

V.1 Introduction.....	143
------------------------------	------------

V.2 Etude des poteaux.....	143
-----------------------------------	------------

V.3 Etude des poutres	155
------------------------------------	------------

V.4 Vérification des zones nodales166

V-5 Etude des voiles169

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction184

VI.2 Choix du type des fondations184

VI.3 Combinaisons d'actions à considérer184

VI.4 Etude des fondations.....184

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

Figure I.1 : Diagramme des déformations limites (ELU).....	8
Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation pour le béton.....	11
Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformations de calcul.....	14
Figure II.1 : Plancher à corps creux.....	16
Figure II.2 : Dalle sur deux appuis.....	17
Figure II.3 : Schéma d'une poutrelle.....	18
Figure II.4 : Schéma terminologie d'escalier.....	19
Figure II.5 : Schéma statique de l'escalier type 1.....	20
Figure II.6 : Schéma statique de l'escalier type 2.....	21
Figure II.7 : Plancher terrasse inaccessible.....	22
Figure II.8 : Eléments constituant le plancher (étage courant et RDC).....	23
Figure II.9 : Plancher en dalle pleine.....	23
Figure II.10 : Mur extérieur.....	24
Figure II.11 : Mur intérieur.....	25
Figure II.12 : Coupe verticale d'un acrotère.....	25
Figure II.13 : Coupe verticale d'une poutre.....	28
Figure II.14 : Schéma d'un voile.....	29
Figure II.15 : Vue en plan de la structure.....	34
Figure II.16 : Surface afférente pour le poteau (P1)	34
Figure II.17 : Surface afférente pour le poteau(P2).....	39
Figure III.1 : Evaluation des moments aux appuis.....	44
Figure III.2 : Evaluation des efforts tranchants	45
Figure III.3 : Dimensions de la poutrelle	47
Figure III.4 : Schéma de disposition des poutrelles.....	47
Figure III.5 : Schéma de la poutrelle type 2 du plancher étage courant.....	50
Figure III.6 : Schéma de la poutrelle type 3 du plancher étage courant.....	52
Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	54
Figure III.8 : Schéma de la poutrelle type 1 du plancher étage courant	58
Figure III.9 : Schéma de ferrailage des poutrelles types 1.....	80
Figure III.10 : Schéma de ferrailage des poutrelles types 2 et 3.....	81
Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la poutrelle 4.....	81

Figure III.12 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	82
Figure III.13 : Schéma de la dalle sur deux appuis.....	83
Figure III.14 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.....	87
Figure III.15 : Schéma statique de l'escalier type1.....	87
Figure III.16 : Schéma statique de l'escalier type1 à l'ELU.....	88
Figure III.17 : Schéma d'une bande de 1ml d'un escalier.....	89
Figure III.18 : Schéma de ferrailage de l'escalier type1.....	92
Figure III.19 : Schéma statique de l'escalier type2.....	92
Figure III.20 : Schéma statique de l'escalier type2 à l'ELU.....	93
Figure III.21 : Schéma de ferrailage de l'escalier type2.....	96
Figure III.22 : Schéma statique de la poutre palière.....	97
Figure III.23 : Section creuse équivalente.....	100
Figure III.24 : Le schéma de ferrailage de la poutre palière.....	103
Figure III.25 : Les sollicitations sur l'acrotère	103
Figure III.26 : Acrotère	104
Figure III.27 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	109
Figure III.28 : Cage d'ascenseur.....	110
Figure III.29 : Schéma représentant la surface d'impact.....	113
Figure III.30 : Vue en coupe du ferrailage de la dalle de l'ascenseur.....	119
Figure III.31 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	122
Figure IV.1 : 1 ^{ère} Disposition des voiles.....	128
Figure IV.2 : 1 ^{er} mode de déformation (torsion autour de z).....	130
Figure IV.3 : 2 ^{ème} mode de déformation (torsion autour de z).....	131
Figure IV.4 : 3 ^{ème} mode de déformation (torsion autour de z).....	131
Figure IV.5 : 2 ^{ème} Disposition des voiles.....	132
Figure IV.6 : 1 ^{er} mode de déformation (translation suivant x).....	134
Figure IV.7 : 2 ^{ème} mode de déformation (translation suivant y).....	135
Figure IV.8 : 3 ^{ème} mode de déformation (torsion autour de z)	135
Figure V.1 : Zone nodale.....	144
Figure V.2 : Section du poteau.....	151
Figure V.3 : Ferrailage des poutres principales de RDC et 1 ^{er} étage.....	166
Figure V.4 : Localisation des moments dans la zone nodale.....	166
Figure V.5 : Voile simple.....	169
Figure V.6 : Voile composé.....	169

Figure V.7 : Disposition des armatures verticales (vue en plan).....	170
Figure V.8 : Disposition des voiles.....	171
Figure V.9 : Ferrailage du Voile VY2 (1 ^{er} au 4 ^{ème} étage).....	183
Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée.....	185
Figure VI.2 : Schéma d'une semelle filante.....	186
Figure VI.3 : Zone de contact poteau radier.....	188
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier.....	193
Figure VI.5 : Sollicitations sur les nervures transversales.....	195
Figure VI.6 : Sollicitations sur les nervures transversales.....	196
Figure VI.7 : Section à ferrailer.....	197

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Evaluation des charges et surcharges du plancher de la terrasse inaccessible.....	22
Tableau II.2 : Evaluation des charges du plancher étage courant et RDC.....	23
Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher dalle pleine.....	24
Tableau II.4 : Evaluation des charges des murs extérieurs.....	24
Tableau II.5 : Evaluation des charges des murs intérieurs.....	25
Tableau II.6 : Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère.....	26
Tableau II.7 : Evaluation des charges sur la volée (type 1).....	26
Tableau II.8 : Evaluation des charges sur le palier (type 2).....	27
Tableau II.9 : Evaluation des charges sur le palier.....	27
Tableau II.10 : Evaluation des épaisseurs des voiles.....	30
Tableau II.11 : Evaluation des charges du voile.....	30
Tableau II.11 : Evaluation des poids propres des poteaux.....	35
Tableau II.13 : Descente de charge du poteau (P1).....	38
Tableau II.12 : Vérification des poteaux à la compression simple.....	40
Tableau II.15 : Vérification au flambement des poteaux.....	42
Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles	48
Tableau III.2 : Les différentes charges des planchers	49
Tableau III.3 : Sollicitation dans la poutrelle du type 2 du plancher de l'étage courant à l'ELU.....	51
Tableau III.4 : Sollicitation dans la poutrelle du type 2 du plancher de l'étage courant à l'ELS.....	51
Tableau III.5 : Les résultats de calcul pour les poutrelles du plancher RDC.....	55
Tableau III.6 : Les résultats de calcul pour les poutrelles du plancher d'étage courant.....	56
Tableau III.7 : Les résultats de calcul pour les poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	57
Tableau III.8 : Calcul des armatures et vérification de la condition de non fragilité et des contraintes des différents types de poutrelles du plancher à usage commercial (RDC).....	69
Tableau III.9 : Calcul des armatures et vérification de la condition de non fragilité et des contraintes des différents types de poutrelles du plancher à usage d'habitation.....	72
Tableau III.10 : Calcul des armatures et vérification de la condition de non fragilité et des contraintes des différents types de poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	75
Tableau III.11 : Vérification de l'effort tranchant de la travée.....	76
Tableau III.12 : Vérification de l'effort tranchant pour l'appui intermédiaire.....	77

Tableau III.13 : Vérification de l'effort tranchant dans l'appui de rive.....	77
Tableau III.14 : Vérifications de l'utilité de la flèche.....	78
Tableau III.15 : Vérification de la bielle de béton.....	78
Tableau III.16 : Vérification du cisaillement à la jonction table nervure.....	79
Tableau III.17 : Ferrailage de la dalle sur 2 appuis.....	84
Tableau III.18 : Vérification des contraintes.....	85
Tableau III.19 : Calcul des charges de l'escalier type1	87
Tableau III.20 : Résultat de ferrailage de l'escalier type1.....	89
Tableau III.21 : Vérification des contraintes	91
Tableau III.22 : Calcul des charges de l'escalier type2	93
Tableau III.23 : Résultat de ferrailage de l'escalier type2.....	93
Tableau III.24 : Vérification des contraintes	95
Tableau III.25 : Calcul des armatures principales de la poutre palière.....	98
Tableau III.26 : Vérification des contraintes du béton à l'ELS.....	101
Tableau III.27 : Combinaison d'action de l'acrotère	105
Tableau III.28 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur	111
Tableau III.29 : Vérification des contraintes	113
Tableau III.30 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur	115
Tableau III.31 : Vérification des contraintes.....	118
Tableau III.32 : Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.....	120
Tableau III.33 : Vérification des contraintes.....	121
Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	124
Tableau IV.2 : Période de vibration et taux de participation massique (1 ^{ère} disposition des voiles).....	130
Tableau IV.3 : Période de vibration et taux de participation massique (2 ^{ème} disposition des voiles).....	134
Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	136
Tableau IV.5 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	137
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit.....	138
Tableau IV.7 : Résultats des déplacements Sens X-X.....	139
Tableau IV.8 : Résultats des déplacements Sens Y-Y.....	139
Tableau IV.9 : Résultats de l'effet P_{Δ} sens X-X.....	141
Tableau IV.10 : Résultats de l'effet P_{Δ} sens Y-Y.....	141
Tableau IV.11 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	142

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	144
Tableau V.2 : Sollicitations de calcul.....	146
Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux.....	149
Tableau V.4 : Armature transversales.....	149
Tableau V.5 : Justification de l'effort normal réduit.....	151
Tableau V.6 : Justification des contraintes.....	152
Tableau V.7 : Vérification des contraintes tangentielles.....	152
Tableau V.8 : Longueur de recouvrement.....	153
Tableau V.9 : Hauteurs des zones nodales.....	153
Tableau V.10 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	154
Tableau V.11 : Les sollicitations les plus défavorables.....	156
Tableau V.12 : Ferrailage longitudinal.....	157
Tableau V.13 : Vérification des contraintes tangentielles.....	159
Tableau V.14 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	159
Tableau V.15 : Vérification de l'état limite de compression.....	160
Tableau V.16 : Vérification de la flèche pour les poutres.....	160
Tableau V.17 : Schéma de ferrailage des poutres de RDC et 1 ^{er} étage.....	161
Tableau V.18 : Schéma de ferrailage des poutres de 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage.....	162
Tableau V.19 : Schéma de ferrailage des poutres de 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage.....	163
Tableau V.20 : Schéma de ferrailage des poutres de 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage.....	164
Tableau V.21 : Schéma de ferrailage des poutres de 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage.....	165
Tableau V.22 : Les moments résistant dans les poteaux.....	167
Tableau V.23 : Les moments résistant dans les poutres.....	167
Tableau V.24 : Vérification de la zone nodale dans différents étages.....	168
Tableau V.25 : Récapitulation des efforts dans les voiles.....	173
Tableau V.26 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V _{X1} dans tous les niveaux.....	174
Tableau V.27 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V _{X2} dans tous les niveaux.....	175
Tableau V.28 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V _{X3} dans tous les niveaux.....	176
Tableau V.29 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V _{X4} dans tous les niveaux.....	177
Tableau V.30 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V _{Y1} dans tous les niveaux.....	178
Tableau V.31 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V _{Y2} dans tous les niveaux.....	179
Tableau V.32 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V _{Y3} dans tous les niveaux.....	180
Tableau V.33 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V _{Y4} dans tous les niveaux.....	181
Tableau V.34 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V _{Y5} dans tous les niveaux.....	182

Tableau VI.1: Résumé des résultats de ferrailage de radier.....	191
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de radier.....	192
Tableau VI.3 : Vérification des contraintes de radier.....	193
Tableau VI.4 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens X-X (ELU).....	195
Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens X-X (ELS).....	195
Tableau VI.6 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens Y-Y (ELU).....	196
Tableau VI.7 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens X-X (ELS).....	196
Tableau VI.8 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.....	198
Tableau VI.9 : Vérification de l'effort tranchant.....	198
Tableau VI.10 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	199
Tableau VI.11 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	199
Tableau VI.12 : Schémas de ferrailage des nervures.....	200

Symboles et notations

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

A_t : Section d'armature transversale.

A : Coefficient d'accélération de zone.

A_{min} : Section d'armature minimale déterminée par les règlements.

A_r : Section d'armature de répartition.

A_x : Section d'armature du sens x-x.

A_y : Section d'armature du sens y-y.

B , b : La largeur.

B_r : Section réduite du béton.

B : Aire d'une section de béton.

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

C_u : La cohésion du sol.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

E_{vj} : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour.

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_s : Module de d'élasticité de l'acier.

e : Epaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

f_{cj} : Résistance caractéristique de compression à j jour.

f_{tj} : Résistance caractéristique de traction à j jour.

f_{ji} : La flèche correspondant à j.

f_{gi} : La flèche correspondant à g.

f_{qi} : La flèche correspondant à q.

f_{gv} : La flèche correspondant à v.

Δf_t : La flèche totale.

Δ_{adm} : La flèche admissible.

G : Charges permanente.

Q : Charges d'exploitation.

E : Actions accidentelles.

H : Hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation.

h_t : Hauteur totale du plancher.

h_t : Hauteur de la nervure.

h₀ : Epaisseur de la dalle de compression.

h₀ : Epaisseur de la dalle de radier.

h_e : Hauteur libre.

I : Moment d'inertie.

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : Charges réparties ultime.

q_s : Charges réparties de service.

L : Longueur.

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

l_x : La petite dimension du panneau de la dalle.

l_y : La grande dimension du panneau de la dalle.

l' : Longueur fictive.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

M : Moment en général.

M_a : Moment en appui.

M_t : Moment en travée.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_s : Moment de calcul de service.

M₀ : Moment isostatique.

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leur signe.

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

N_u : Effort normal ultime.

N_s : Effort normal de service.

N : Effort normal.

n : Nombre de marche sur la volée, coefficient d'équivalence.

p : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_g et P_d : Charges uniformes à gauche: et à droite respectivement.

S : Surface, section.

S_r : Surface du radier.

S_t : Espacement des armatures.

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : Poids total de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

y : Ordonnée de la fibre neutre.

z : Coordonnée, bras de levier.

Z : Profondeur au-dessous de la fondation.

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure.

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'ELU.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

h_t : Hauteur total du radier.

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression.

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction.

ν : Coefficient de poisson.

σ : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_w : Poids volumique de l'eau.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

φ : Angle de frottement interne du sol.

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation.

q : Chargement.

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

η : Facteur d'amortissement.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

φ : Diamètre des armatures transversales.

\sum : Somme.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

α : Angle.

ρ : Rapport de deux dimensions.

Introduction générale

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

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Le présent travail fait l'objet d'une étude d'un bâtiment R+9, contreventé par un système mixte (voiles portiques). L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL91/99 et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2).

Ce travail est organisé comme suit :

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Un pré dimensionnement des éléments à ensuite été fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre fait l'objet de calcul des éléments secondaires. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière à été donc modélisée par le logiciel SAP 2000 et une disposition optimale des voiles à été adoptée. Le cinquième chapitre est consacré pour l'étude des éléments structuraux. En fin, au dernier chapitre, nous avons fait un choix des fondations qui convient aux caractéristiques du site ainsi qu'au poids de la structure, et on termine par une conclusion générale.

I.1 Introduction

L'ingénieur en génie civil doit disposer de connaissances de base sur lesquelles il va prendre appui lors de l'étude d'une structure en béton armé, afin que cette dernière réponde à certaines exigences indispensables à son exploitation qui sont la sécurité et la durabilité ainsi que le prix de revient ou le facteur d'économie qui ne doit pas être ignoré. A cet effet, nous allons consacrer ce chapitre à quelques rappels et descriptions primordiaux à l'étude de notre projet.

I.2 Présentation et implantation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant objet de notre projet de fin d'étude est un bâtiment en R+9 étages à usage d'habitation et commerce, classé dans le groupe d'usage 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne) selon la classification de RPA 1999 version 2003 (article 3.2).

Il sera implanté sur un terrain abrupt situé au lieu-dit Takhribth dans la localité d'Ighil El Bordj, au Nord-Ouest de la ville de Bejaïa, classé par le RPA 1999 version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa, article 3.1).

Notre objectif principal de ce projet est l'étude et le calcul de ces éléments de résistance et de contreventement (contreventement mixte i.e. voiles portiques).

I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Cet ouvrage représente la particularité de l'irrégularité en plan pour tous les niveaux, ses caractéristiques géométriques sont les suivantes :

- Hauteur totale du bâtiment : 32.22 m ;
- Hauteur du RDC : 4.08 m ;
- Hauteur des étages courants : 3.06 m ;
- Largeur du bâtiment : 11.80 m ;
- Longueur du bâtiment : 18.95 m ;
- Surface du bâtiment : 205.25 m²;

I.4 Le système de contreventement

Le système de contreventement est la partie porteuse de l'ouvrage qui est destinée à reprendre les efforts horizontaux d'origine sismique pour les structures en béton armé.

L'article (3.4.A-1.a) du RPA 99/version 2003, exige un contreventement autre que par des portiques auto stables pour les structures dépassant 4 niveaux ou 14 m de hauteur en zone de moyenne sismicité (zone II), pour cette raison nous opterons, pour notre projet, à un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction

portiques –voiles. Selon le RPA 99/version 2003 article (3.4.A-4.a), les trois conditions qui suivent doivent être vérifiées pour que le système de contreventement choisi concorde avec notre structure :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

I.5 Définition des éléments de l'ouvrage

I.5.1 Les planchers

Ce sont des aires planes séparant les différents niveaux d'un bâtiment.

Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux et voiles), raison pour laquelle il est important de savoir si la présence des trémies de grandes dimensions n'est pas susceptible de les empêcher de jouer ce rôle.

a) Les planchers en corps creux

Pour cette structure, tous les planchers des étages courants et le rez-de-chaussée seront semi-préfabriqué en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

b) Les planchers en dalles pleines

Ce sont des éléments porteurs, constitués de panneaux en béton armé, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation.

Les balcons ainsi que les paliers des escaliers seront réalisés par ce type de plancher.

I.5.2 Les poutres

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts transmis par les poutrelles, leurs hauteurs sont déterminées selon la condition de flèche.

I.5.3 Les poteaux

Ce sont des éléments verticaux en béton armé rectangulaires, carrés ou circulaire destinés à recouvrir les efforts verticaux apportés par les poutres, leur section est déterminée sous l'effet de la compression simple.

I.5.4 les portiques

Ce sont des cadres rigides en béton armé composés de poteaux et poutres formant une structure rigidement liée, offrant ainsi une stabilité et un système de contreventement pour l'ossature du bâtiment.

I.5.5 Les escaliers

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre structure comprend un seul type d'escalier : Escalier à une seule volé et un palier de repos, réalisés en béton armé coulés sur place.

I.5.6 L'infrastructure

Le choix du type de fondation dépend de la capacité portante du sol et des charges transmises par la superstructure à ce dernier, on choisira le type de fondation approprié au bâtiment après l'étude de la superstructure.

I.5.7 La terrasse

Notre projet comporte une terrasse inaccessible, équipée d'une isolation thermique et d'une forme de pente pour l'écoulement des eaux pluviales ainsi que d'une étanchéité multicouches.

I.5.8 Les voiles

Ils seront plan (épaisseur petite par rapport aux deux autres dimensions), réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

I.5.9 Les éléments de remplissages

Les éléments de remplissages seront réalisés pour :

- Les murs extérieurs en briques creuses à doubles parois extérieure et intérieure d'épaisseur 15 cm et 10 cm respectivement, elles sont séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour une bonne isolation thermique et acoustique.
- Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10 cm.

I.5.10 L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse qui va servir comme garde du corps et facilitera l'évacuation des eaux pluviales.

I.6 Règlements et normes utilisés

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- Le Règlement Parasismiques Algérien (RPA 99/version 2003) ;
- Le Code du béton armé (CBA 93) ;
- Le document technique réglementaire (DTR BC 2.2 ; Charges et surcharges) ;
- Les Règles de calcul des fondations superficielles (DTR BC 2.331) et les DTU ;
- Le béton armé aux états limites (BAEL 91).

I.7 Indications générales sur les règles du B.A.E.L 91

Le matériau béton par nature non homogène associé à l'acier induit un comportement autrement plus complexe que ne peut le décrire les hypothèses très simplificatrices de la résistance des matériaux (RDM). C'est pourquoi des règles de calcul précises et dédiées au béton armé ont été établies. Elles sont contenues dans le règlement BAEL (Béton Armé aux Etats Limites). La dernière version majeure date de 1991 mais des petites modifications ont été réalisées depuis.

Ces règles, basées sur la théorie des états limites, sont applicables à tous les ouvrages en béton armé dont le béton est constitué de granulats naturels normaux et dont le dosage en ciment et au moins égal à 300 kg/m³.

I.8 Définition de l'état limite

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où 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.

I.8.1 Etat limite ultime ELU

Cet état correspond à la valeur maximale de la capacité portante de l'ouvrage, son dépassement entraîne la ruine de l'ouvrage.

Il y'a trois (03) états limites ultimes :

- État limite de l'équilibre statique.
 - État limite de résistance de l'un des matériaux.
 - État limite de stabilité de forme (flambement).
- } Art (A .4.3, p31-40) BAEL91/99

I.8.2 État limite de service ELS

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

Il y'a trois (03) états limites de service :

- État limite d'ouverture des fissures.
 - État limite de déformation : flèche maximale.
 - État limite de compression du béton.
- } Art (A.4.5) BAEL91/99

I.9 Les actions

Les actions sont les forces et les couples dus aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.

I.9.1 Définitions

a) Actions permanentes (G)

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

- Le poids propre de la structure.
 - Le poids des équipements fixes.
 - Les forces de poussée des terres et des liquides.
 - Les déformations imposées à la structure : le retrait.
et le tassement différentiel des appuis.
- } Art (A.3.1. 2) BAEL91/99

b) Actions variables (Q)

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux :

- Charges d'exploitation fixées par le règlement en vigueur.
- Charges appliquées durant l'exécution.
- Charges climatiques (vent, neige).
- Effets dus à la température.

} Art (A.3.1.3) BAEL91/99

c) Actions accidentelles (FA)

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs, explosion, ...etc.)Art (A.3.1.4)BAEL91/99.

I.9.2 Les valeurs de calcul des actions

Des erreurs de mise en œuvre, de calcul, les anomalies sur les matériaux utilisés ainsi que les hypothèses sur lesquelles sont fondés les calculs dans le domaine de la construction nous entraînent souvent à des résultats erronés, pour cela, il est primordial d'associer aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité qui tient compte de ces handicaps. Les valeurs ainsi obtenues sont celles qui seront adaptées pour le calcul des actions, puis de combiner ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

I.9.3 Combinaisons d'actions

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

I.9.3.1 Combinaison d'actions à l'ELU

- **Situation durable ou transitoire**

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

$$1.35 \cdot G_{\max} + G_{\min} + 1.5 \cdot Q_1 + \sum 2 \cdot \psi_{0i} \cdot Q_i \dots \dots \dots \text{(Article A.3.3, 21) BAEL91/99}$$

Avec :

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

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

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

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

- **Situations accidentelles**

$$1.35 \cdot G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{1i} \cdot Q_1 + \sum \Psi_{2i} \cdot Q_i \quad (i > 1) \dots \dots \dots \text{(Article D.1.2, 3) BAEL91/99.}$$

F_A : forces accidentelles.

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

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

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

I.9.3.2. Combinaison d'action à l'ELS

$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} * Q_i$ (Article A.3.3,3) BAEL91/99

$\Psi_{0i} = 0.6$ pour l'effet de la température.

Avec :

- G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.
- G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.
- Q_1 : action variable de base.
- Q_i : action variable d'accompagnement.

I.9.3.3. Combinaisons de calcul

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

$$\text{Situations durables} \begin{cases} \text{ELU : } 1.35 * G + 1.5 * Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles} \begin{cases} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2 * E. \quad (\text{pour les poteaux seulement}) \\ 0.8 * G \pm E. \end{cases}$$

I.10 Hypothèses de calcul

I.10. Hypothèses de calcul à l'ELU (article A.4.3.2) C.B.A93

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- ✓ Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire).
- ✓ Du fait de l'adhérence, toute armature subissant une déformation linéaire, la gaine du béton subit la même déformation.
- ✓ La résistance du béton tendu est négligée.
- ✓ Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

En flexion $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$

En compression simple $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$

- ✓ L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposée concentrée en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰
- ✓ Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots).

• **Règle des trois pivots :**

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (fig. I.1). On distingue trois domaines :

- Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3.5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables du diagramme ci dessous : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple).

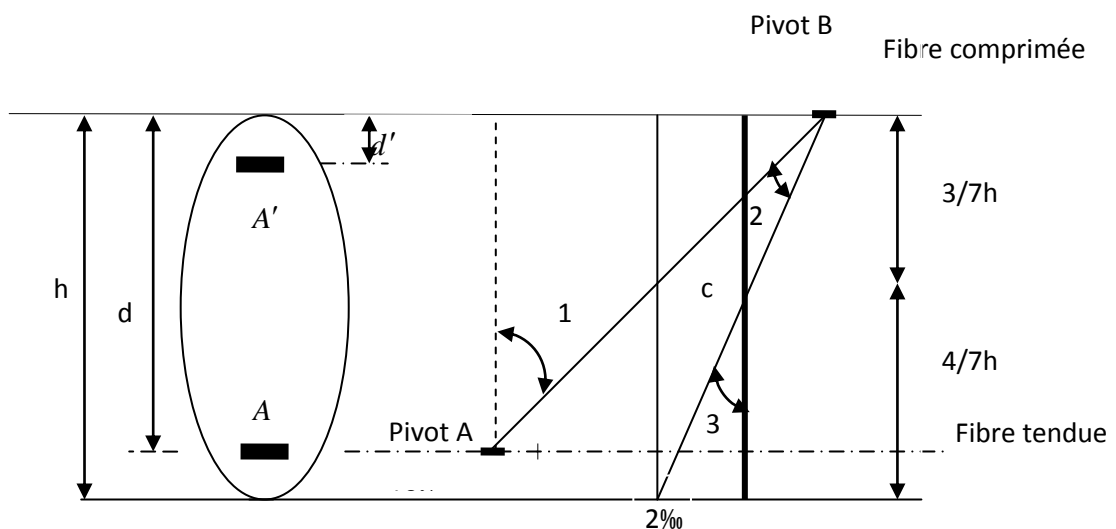


Figure I.1 : Diagramme des déformations limites (ELU)

I.10.2 Hypothèses de calcul à l'ELS (article A.4.5) BAEL91/99

- ✓ Conservation 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.
- ✓ Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

I.11. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés**I.11.1. Le béton****a) Définition**

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier..), de l'eau et d'adjuvants (éventuellement).

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL).

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est mentionné sous la forme de rapport eau-ciment (E/C). C'est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que sa compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

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

b) Caractéristiques du béton**➤ Résistance mécanique à la compression f_{cj}**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm et de hauteur de 32cm, pour un granulat de grosseur au plus égale à 40 mm

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

Pour $j \leq 28$ jours, cette résistance est donnée par la relation suivante :

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j^* f_{c28}}{4.76 + 0.83 * j} && \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (} j \leq 28 \text{ jours)} \\ f_{cj} &= \frac{j^* f_{c28}}{1.40 + 0.95 * j} && \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa (} j > 28 \text{ jours)} \end{aligned} \right\} \text{(Article A.2.1.11) BAEL91/99}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a : $f_{cj} = 1.1 * f_{c28}$

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

➤ Résistance à la traction f_{tj}

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 * f_{cj} \quad \text{Avec : } f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa} \quad \text{Art (A.2.1.12) BAEL91/99}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ donc $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

c) Les valeurs de calcul à la compression

• La contrainte limite à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \quad \text{Avec :}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} > 24\text{h.} \\ 0.9 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est} \\ & \text{comprise entre 1h et 24h.} \\ 0.85 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison} \\ & \text{d'action} < 1\text{h.} \end{cases}$$

..... Art (A.4.3.41) C.B.A93

• **La contrainte limite à l'ELS**

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15MPa \dots\dots\dots \text{Art (A.4.5.2) BAEL91/99}$$

d) Le diagramme des contraintes-déformations

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

Dans le cas où la section n'est pas entièrement comprimée, on peut utiliser le diagramme simplifié (rectangulaire).

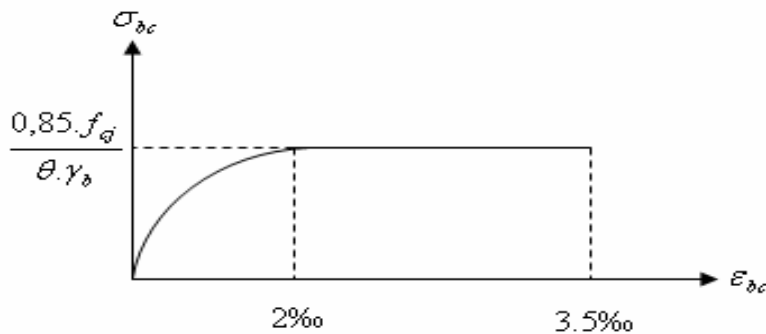


Figure I.2: Diagramme contrainte-déformation pour le béton

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

- 2⁰/100 : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- 3.5⁰/100 : en flexion simple ou composée.

Pour : $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2^0/100$ $f_{bc} = 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} (4 * 10^3 * \epsilon_{bc})$.

$2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5^0/100$ $f_{bc} = f_{bu} = 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b$

e) Le module de déformation longitudinale du béton

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000 * \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Art (A.2.1.2.1) BAEL91}$$

- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton comprenant le retrait et le fluage à j jours est :

$$E_{vj} = 3700 * \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Art (A.2.1.2.2) BAEL91/99}$$

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

$$E_{ij} = 11000 * \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ MPa}, E_{vj} = 3700 * \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

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

$$E_{i28} = 3216420 \text{ Mpa}$$

$$E_{v28} = 1081886 \text{ Mpa}$$

f) Le coefficient de Poisson

Lorsqu'on soumet une éprouvette en béton de longueur l , à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal Δl , mais également un gonflement transversal. Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient $a + \Delta a$

et la variation unitaire est $\frac{\Delta a}{a}$.

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}} = \nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes

$$\nu = \begin{cases} 0,2 (ELS) \\ 0 (ELU) \end{cases} \dots\dots\dots \text{Art(A.2.1.3) C.B.A93}$$

g) La contrainte ultime de cisaillement (du béton)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après le BAEL91 on a :

- $\tau_{adm} = \min (0,20 * f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible
 - $\tau_{adm} = \min (0,15 * f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable
- } Art(A.5.2.11) BAEL91/99

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25$ MPa donc :

- $\tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa}$ —————> fissuration peu nuisible.
- $\tau_{adm} = 2.50 \text{ MPa}$ —————> fissuration préjudiciable.

I.11.2. L'Acier

a) Définition

L'acier est fabriqué à partir du Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

b) Les différents types d'aciers

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- **Les ronds lisses (R.L)**

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

- $f_e = 215$ MPa (contrainte à la limite élastique) ;
- $f_u = 330$ à 490 MPa (contrainte à la limite de rupture) ;
- $f_e = 235$ MPa;
- $f_u = 410$ à 490 MPa;
- Coefficient de fissuration: $\eta=1$.

- **Les aciers à haute adhérence (H.A)**

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et les mêmes diamètres que les R L.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par:

- Limite élastique: $f_e = 400$ MPa
- Contrainte admissible: $\sigma_s = 348$ MPa
- Coefficient de fissuration: $\eta = 1.6$
- Coefficient de sécurité: $\gamma_s = 1.15$
- Module d'élasticité: $E_s = 2 \cdot 10^5$ MPa

- **Les treillis soudés (T.S)**

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

TL50 ($\phi > 6$ mm) ; $f_e = 500$ MPa

TL52 ($\phi \leq 6$ mm) ; $f_e = 520$ MPa

c) Le diagramme des contraintes – déformations (acier)

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ε_s) est conventionnellement défini comme suit:

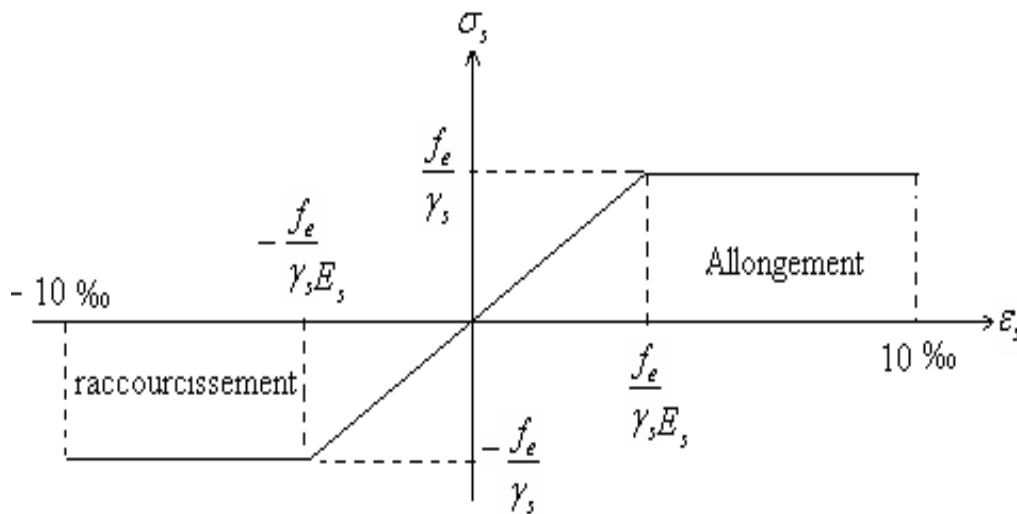


Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformations de calcul

Art (A.2.2.2, p18) BAEL91

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ε_s .

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur:

- $\gamma_s = 1$ situation accidentelle (choc et séisme).
- $\gamma_s = 1.15$ situation durable ou transitoire.

d) La contrainte limite des aciers

Etat limite ultime: la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Etat limite de service: on distingue les cas suivants:

- Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante. La contrainte est limitée à:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} * f_e; 110 * \sqrt{(\eta * f_{ij})} \right] [MPa] \dots\dots\dots \text{Art (A.4.5.3.3) C.B.A93}$$

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

- Cas où la fissuration est très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} * f_e; 90 * \sqrt{(\eta * f_{ij})} \right] [MPa] \dots\dots\dots \text{Art (A.4.5.3.4) C.B.A93}$$

η : Coefficient de fissuration avec:

$\eta = 1$: { pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta = 1.6$: { pour les hautes adhérences $\phi \geq 6mm$

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet. Il se fait selon les règles parasismiques Algériennes et les normes techniques assurant la condition de la flèche et de résistance.

II.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1 Planchers :

II.2.1.1 Les planchers à corps creux

a) Définition

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.

Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression.

b) Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le (CBA93.

Article : B-6-8-4, 2-4):

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

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

h_t : hauteur du plancher.

Dans notre projet : $L_{\max} = 380$ cm ce qui donne : $h_t \geq 16.89$ cm

Donc on opte pour :

$$h_t = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$$

Avec :

- $h = 16$ cm : hauteur du corps creux ;
- $h_0 = 4$ cm : hauteur de la dalle de compression.

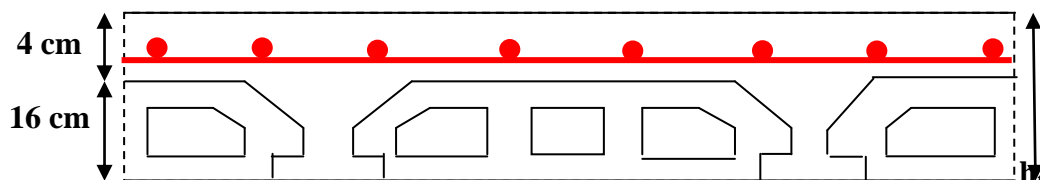


Figure II.1 : Plancher à corps creux

II.2.1.2 Les planchers en dalles pleines

a) Définition

Une dalle pleine est un élément plan horizontal en béton armé à contour divers (plusieurs formes géométriques peuvent-être adaptées) dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux).

b) Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

1- Critère de résistance

- $e \geq \frac{L_x}{20}$ Pour une dalle sur un seul appui.
- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ Pour une dalle sur deux appuis.
- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.

L_x : est la plus petite portée.

2- Critère de coupe-feu (CBA93)

- $e \geq 7$ cm pour une heure de coupe-feu ;
- $e \geq 11$ cm pour deux heures de coupe-feu ;

✓ Dalle sur 2 appuis

On a : $L_x = 1.20$ m ; $L_y = 2.95$ m

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Leftrightarrow 3.43 \text{ cm} \leq e \leq 4 \text{ cm}$$

Pour deux heures de coupe-feu on prend : $e = 14$ cm.

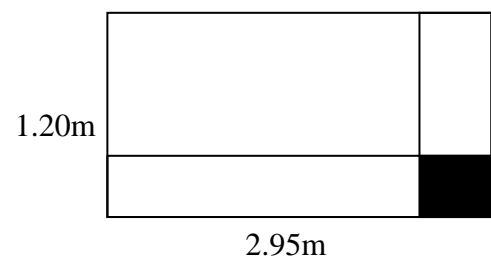


Figure II.2 : Dalle sur deux appuis

II.2.2 Poutrelles :

a) Définition

Ce sont des éléments préfabriqués en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

✓ **Disposition des poutrelles :**

Il y a deux critères qui conditionnent le choix de sens de disposition qui sont :

- Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

b) Pré dimensionnement

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi-encastées, elles seront calculées en flexion simple comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

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

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

b_0 : Largeur de la nervure ; tel que :

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h_t = (0.4 \text{ à } 0.6) * 20 \text{ cm}$$

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

b : Largeur efficace de la dalle donnée

la formule suivante :

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

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

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

Dans notre projet, on a : $L_x = 55$ cm et $L_y = 140$ cm

$$\text{Donc on aura : } \left(\frac{b - 10}{2} \right) \leq \min \left(\frac{55}{2}; \frac{140}{10} \right) = \min(27.5; 14)$$

Ce qui donne : $b \leq 38$ cm

On opte pour : $b = 38$ cm

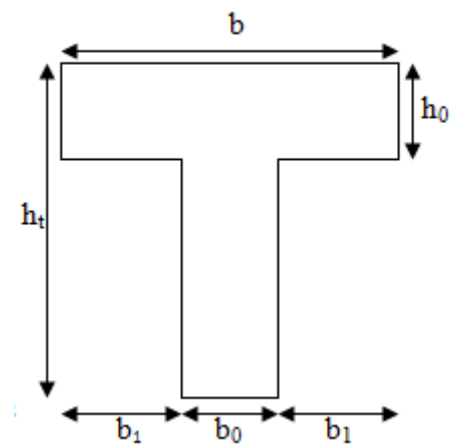


Figure II. 3 : Schéma d'une poutrelle

II.2.3 Les murs

Les murs sont des éléments qui assurent l'isolation thermique, phonique et acoustique, offrent l'intimité aux occupants et ont des fins esthétiques.

a) Les murs extérieurs

Ils seront réalisés en double cloisons de brique (extérieur en brique de 15 cm d'épaisseur et intérieur en celle de 10 cm d'épaisseur) avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur, des revêtements en enduit plâtre et ciment sont à prévoir.

b) Les murs intérieurs

Leur rôle principal dans un bâtiment est l'assurance du confort (intimité) aux locataires. Ils seront exécutés en une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur vêtues d'une couche d'enduit plâtre de 1,5 cm d'épaisseur.

II.2.4 Les escaliers

a) Définition

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
 - (2) : L_0 (projection horizontale de paillasse)
 - (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)
- H : Hauteur d'étage

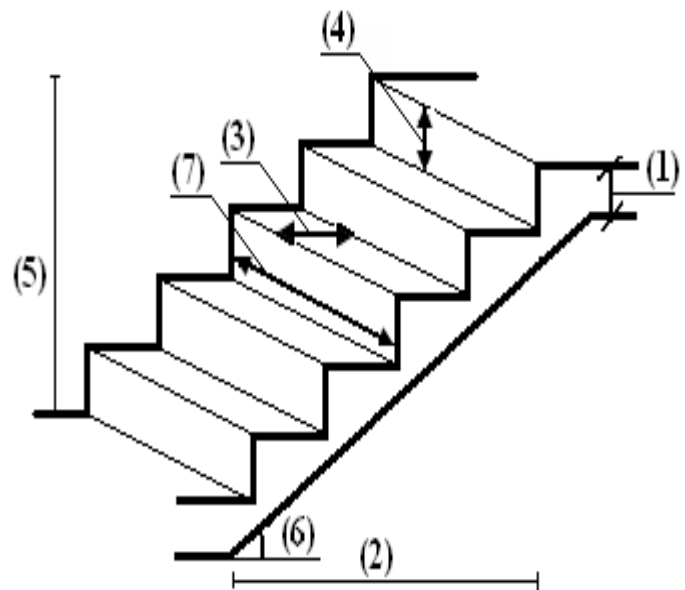


Figure II.4 : Schéma terminologie d'escalier

b) Pré dimensionnement des escaliers

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$0.59 \text{ m} \leq g + 2 \cdot h \leq 0.64 \text{ m} \dots\dots\dots(1)$$

Avec : $g = \frac{L_0}{n-1}, h = \frac{H_0}{n}$

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

Si $g + 2h = 64\text{cm}$ (2)

On remplace dans (2)

$$\frac{L_0}{n-1} + 2 * \frac{H_0}{n} = 64$$

n : est la solution de l'équation : $64 * n^2 - (64 + 2 * H_0 + L_0) * n + 2 * H_0 = 0$

▪ **Escalier type 1 (étage courant)**

$L_0 = 2.40\text{ m}$.

$H_0 = 1.53\text{ m}$.

$L_p = 1.40\text{ m}$.

En remplace dans l'équation précédente

$$0.64n^2 - (0.64 + 2 * 1.53 + 2.40) n + 2 * 1.53 = 0$$

$\Rightarrow n = 9$ (nombre de contre marche).

$n - 1 = 8$ (nombre de marche).

Donc : $h = \frac{153}{9} = 17\text{ cm}$.

$$g = \frac{240}{8} = 30\text{ cm}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.53}{2.40} \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{2.40}{\cos(32.52^\circ)} \Rightarrow L = 2.85\text{ m}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{285 + 140}{30} \leq e \leq \frac{285 + 140}{20} \Rightarrow e = 16\text{ m}$$

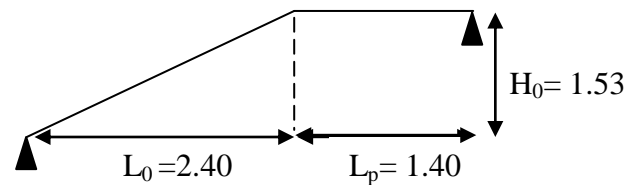


Figure II.5 : Schéma statique de l'escalier type 1

▪ **Escalier type 2 (RDC)**

$$L_0 = 1.5 \text{ m.}$$

$$H_0 = 1.02 \text{ m.}$$

$$L_p = 2.30 \text{ m.}$$

En remplaçant dans l'équation précédente

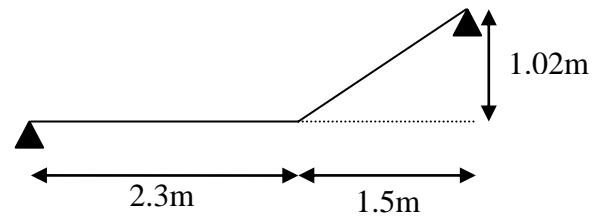


Figure II.6 : Schéma statique de l'escalier type 2

$$0.64n^2 - (0.64 + 2 * 1.02 + 1.5) n + 2 * 1.02 = 0$$

$$\Rightarrow n = 6 \text{ (nombre de contre marche).}$$

$$n - 1 = 5 \text{ (nombre de marche).}$$

$$\text{Donc : } h = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.02}{1.50} \Rightarrow \alpha = 34.21^\circ$$

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{1.50}{\cos(34.21^\circ)} \Rightarrow L = 1.81 \text{ m}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{181 + 230}{30} \leq e \leq \frac{181 + 230}{20} \Rightarrow e = 16 \text{ m.}$$

II.2.5 L'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 et à l'accrochage des matériaux des travaux d'entretien. Il est soumis à son poids propre et une force horizontale. Ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

II.3 Evaluation des charges et surcharge

II.3.1 Planchers en corps creux

a) Plancher terrasse inaccessible

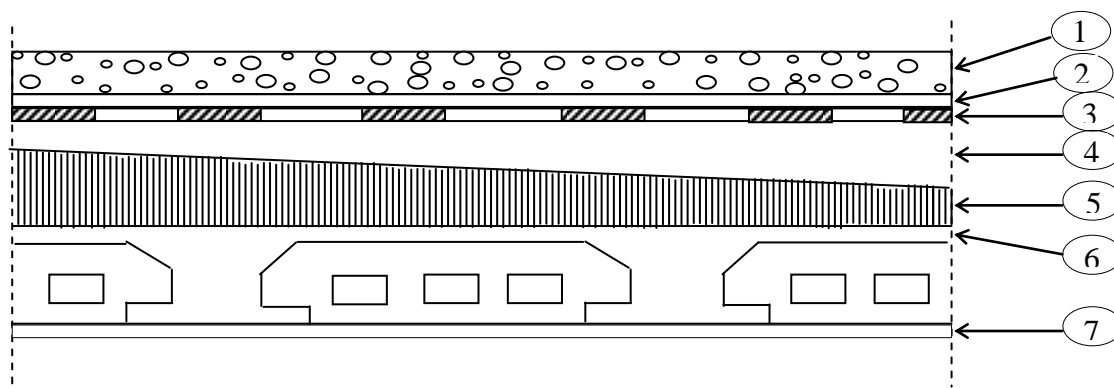


Figure II.7 : Plancher terrasse inaccessible

N°	Description	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Protection lourde en gravier	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique en polystyrène	0.04	0.25	0.10
4	Couche pour vapeur en fente bitumée	0.007	/	0.03
5	Forme de pente en béton nègre	0.10	22	2.20
6	Plancher à corps creux	0.16+0.04	14	2.80
7	Enduit en plâtre	0.015	10	0.15
Charge permanente totale				G=6.4
Surcharge d'exploitation				Q=1

Tableau II.1 : Evaluation des charges et surcharge du plancher de la terrasse inaccessible.

b) Le plancher étage courant et RDC

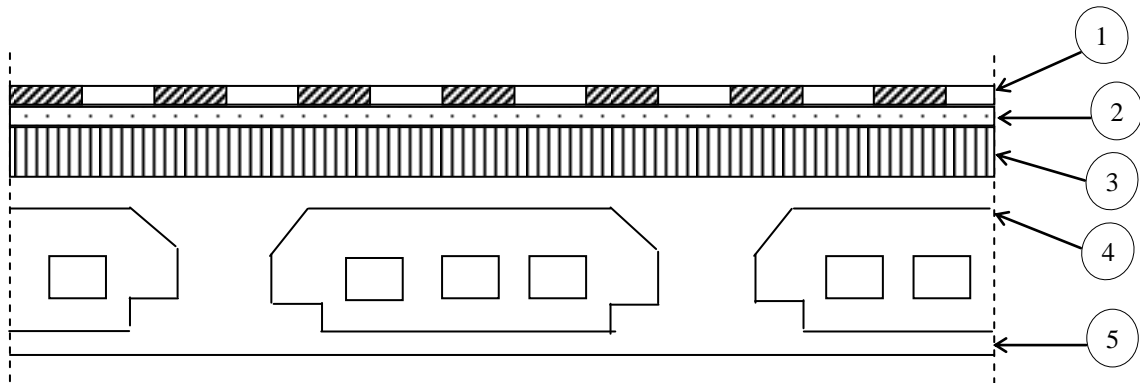


Figure II.8 : Eléments constituant le plancher (étage courant et RDC)

N°	Description	Epaisseur(m)	Densité (K/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher à corps creux (16+4)	0.20	14	2.80
5	Enduit en mortier ciment	0.015	10	0.15
6	Cloisons de distribution	0.10	10	1
Charge permanente totale				G=5.15
Surcharge d'exploitation : Etage courant				Q=1.5
RDC				Q=4

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

II.3.2 Les planchers en dalles pleines (balcons)

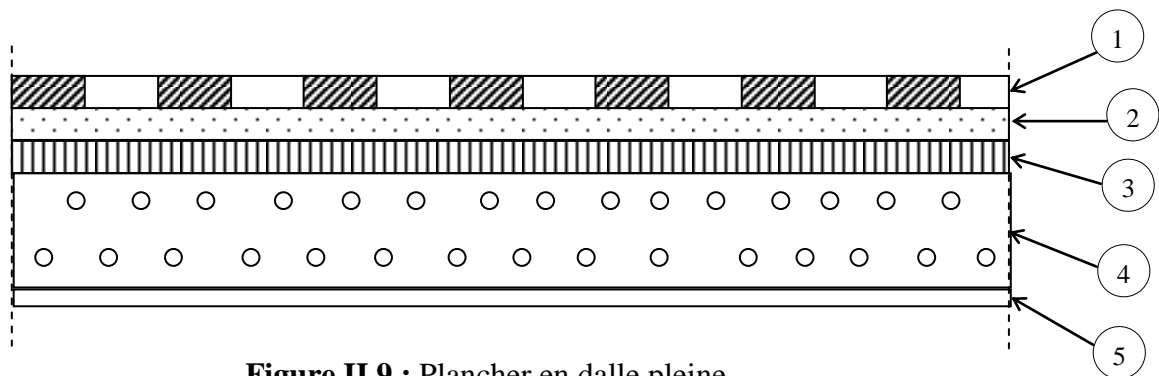


Figure II.9 : Plancher en dalle pleine

N°	Description	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.020	22	0.44
2	Mortier de pose	0.020	20	0.40
3	Lit de sable	0.020	18	0.36
4	Dalle pleine	0.150	25	3.75
5	Enduit ciment	0.015	14	0.21
Charge permanente totale				G=5.16
Surcharge d'exploitation				Q=3.5

Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher dalle pleine.

II.3.3 Les murs

a) Les murs extérieurs

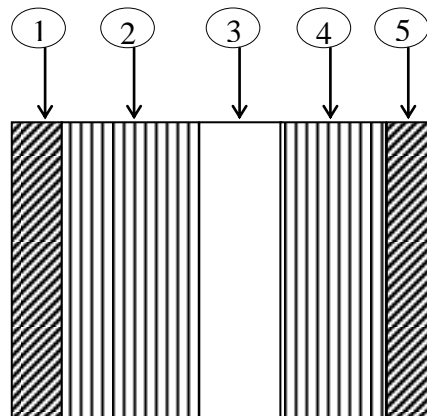


Figure II.10 : Mur extérieur

N°	Description	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.015	20	0.30
2	Brique creuse	0.15	09	1.35
3	Ame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	09	0.90
5	Enduit plâtre	0.015	10	0.15
Charge permanente totale				G=2.70

Tableau II.4 : Evaluation des charges des murs extérieurs.

b) Les murs intérieurs

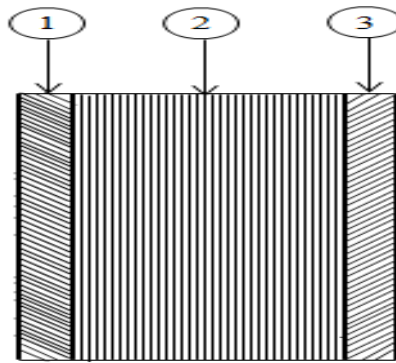


Figure II.11 : Mur intérieur

N°	Description	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.015	10	0.15
2	Brique creuse de 10 cm	0.1	9	0.90
3	Enduit plâtre	0.015	10	0.15
Charge permanente totale				G=1.20

Tableau II.5 : Evaluation des charges des murs intérieur

II.3.4 L'acrotère

II.3.4.1 Evaluation des charges

a) Les charges permanentes

- Le poids propre

$$G = \gamma_b * S * 1$$

S : Surface de l'acrotère

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = (60 * 10) + (7 * 10) + 0.5(10 * 3)$$

$$S = 685 \text{ cm}^2 = 0.0685 \text{ m}^2$$

Donc: $G = 25 * 0.0685 * 1$

$$G = 1.713 \text{ KN/ml.}$$

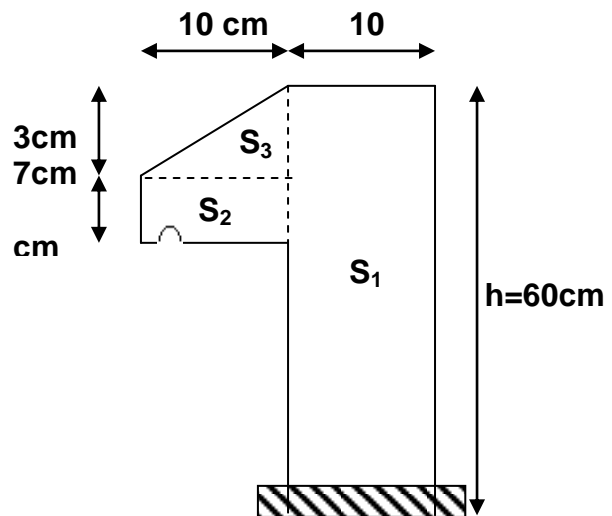


Figure II.12 : Coupe verticale d'un acrotère

- **Enduit de ciment**

- Enduit extérieure : (e=1.50cm)

$$G_1 = \rho * e * h = 20 * 0.015 * 0.6 = 0.18 \text{ KN/ml}$$

- Enduit intérieure : (e=2cm)

$$G_2 = 0.24 \text{ KN/ml}$$

D'où : $G_T = G + G_1 + G_2 = 1.713 + 0.18 + 0.24$

Alors : $G_T = 2.133 \text{ KN/ml}$

- Donc la charge permanente totale est estimée à : $G_T = 2.133 \text{ KN/ml}$

b) La charge d'exploitation

La surcharge d'exploitation pour l'acrotère (selon le DTR BC 2.2) est: $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Description	Densité(KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Acrotère	25	0.1	1.713
Enduit en ciment intérieur	20	0.02	0.24
Enduit en ciment extérieur	20	0.015	0.18
Charge permanente totale			G=2.133
Surcharge d'exploitation			Q=1

Tableau II.6 : Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère

II.3.5 Les escaliers

- **Evaluation des charges et surcharges sur la volée (type 1):**

Description	Densité(KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement du sol en carrelage horizontal	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Paillasse.	25	$0.16/\cos 32.52^\circ$	4.45
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
Revêtement du sol en carrelage vertical	22	0.02	0.44
Marche	25	0.17/2	2.12
Charge permanente totale			G = 8
Surcharge d'exploitation			Q = 2.5

Tableau II.7 : Evaluation des charges sur la volée (type 1)

- **Evaluation des charges et surcharges sur la volée (type 2)**

Description	Densité(KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement du sol en carrelage horizontal	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Paillasse	25	0.16/cos34.21	4.53
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
Revêtement du sol en carrelage vertical	22	0.02	0.44
Marche	25	0.17/2	2.12
Charge permanente totale			G=8.08
Surcharge d'exploitation			Q=2.5

Tableau II.8 : Evaluation des charges sur la volée (type 2)

- **Evaluation des charges sur le palier(e = 16)**

Description	Densité(KN/m ³)	e (m)	Poids
Revêtement de sol en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.16	3.75
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
Charge permanente totale			G=5.1
Surcharge d'exploitation			Q=2.5

Tableau II.9 : Evaluation des charges sur le palier

II.4 Pré dimensionnement des éléments principaux :

II.4.1 Les poutres :

II.4.1.1 Les poutres principales (P.P)

a) Définition

Ce sont les poutres destinées à reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

b) Pré dimensionnement

- **critère de rigidité : (BAEL 91)**

La hauteur des poutres est donnée par la formule suivante :
$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

L_{max} : Est la longueur maximale entre les entre nus d'appuis où :

$$L_{max} = 5 \text{ m}$$

$$\frac{500}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 50 \text{ cm}$$

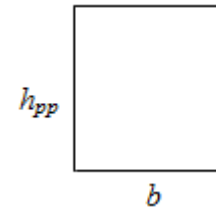


Figure II.13 : Coupe verticale d'une poutre

On adopte :

$$\begin{cases} h_{pp} = 40 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \text{ Où } b : \text{ largeur de la poutre} \end{cases}$$

▪ **Vérification des règles du RPA :**

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA99 qui sont les suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} & \text{On a } b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} & \text{On a } h = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} & \text{On a } h/b = 40 / 30 = 1.33 \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \end{cases}$$

Les conditions du RPA99 sont vérifiées, donc on adopte une section de : **30 * 40** pour les poutres principales.

II.4.1.2 Poutres secondaires (P.S) :

a) Définition

Ce sont des poutres disposées dans le sens parallèle aux poutrelles, elles ont un rôle homologue à celui des poutrelles (reprenre les charges prévenants du plancher).

b) Pré dimensionnement

• **critère de rigidité : (BAEL 91)**

Leur hauteur des poutres est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{PS} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

L_{max} : est la longueur maximale entre les entre nus d'appuis où :

$L_{max} = 380 \text{ cm.}$

$$\frac{380}{15} \leq h_{PS} \leq \frac{380}{10} \Rightarrow 25.33 \text{ cm} \leq h_{PS} \leq 38 \text{ cm}$$

On adopte :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{ps} = 35 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

▪ **Vérification des règles du RPA :**

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA99 qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} b \geq 20 \text{ cm} & \text{On a } b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} & \text{On a } h = 35 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} & \text{On a } h / b = 35 / 30 = 1.17 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions du RPA99 sont vérifiées, donc on adopte une section de : **30 * 35** pour les poutres secondaires.

II.4.2 Les voiles :

a) Définition :

Les voiles sont des murs en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures, liées entre eux par des planchers.

b) Pré dimensionnement :

- Si :
- h_p : Hauteur totale de la poutre.
 - h_e : Hauteur libre d'étage.
 - e : Epaisseur du voile.
 - L : Longueur du voile.

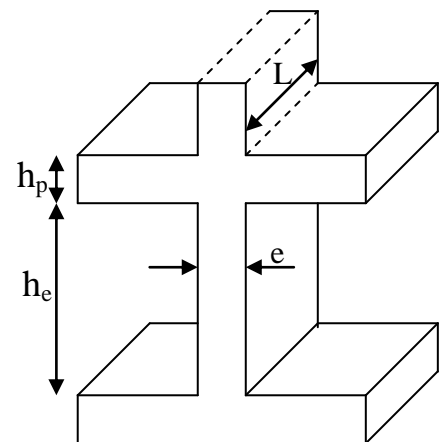


Figure II.14 : Schéma d'un voile

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions du voile doivent satisfaire les conditions du RPA99 suivantes :

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

On distingue deux hauteurs libres des différents niveaux, selon (2) on aura :

Nature d'étage	h_e (m)	$e \geq h_e / 20$ (m)
RDC	3.88	$e \geq 0.194$
Etages courants	2.86	$e \geq 0.143$

Tableau II.10 : Evaluation des épaisseurs des voiles.

Après l'analyse des résultats précédents nous proposons les dimensions suivantes :

- iv. Pour le niveau RDC : $e = 20$ cm.
- v. Pour les niveaux d'étages courants : $e = 15$ cm.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Mur en béton armé	0.2	25	5
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale			G=5.6

Tableau II.11 : Evaluation des charges du voile

II.4.3 Poteaux :

a) Définition :

Ce sont des éléments porteurs du système poutres, ils supportent les charges verticales, ils participent à la stabilité » transversale et servent aux chaînages vertical.

b) Pré dimensionnement :

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- vi. Critère de résistance.
- vii. Critère de stabilité » de forme.
- viii. Règles du RPA99

- **Critère de résistance :**

Les poteaux sont sollicités en compression simple par un effort N_u .

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_S}{A} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :

N_S : Effort normal pondéré du aux charges et surcharges.

A : Section transversale du poteau tel que : $A = b \cdot h$.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte admissible du béton à la compression, tel que :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * F_{C28} = 15 MPa$$

$$N_S = (G + Q) * S$$

Avec :

S : Surface afférente supportée par le poteau (surface de charge du poteau).

G : La charge permanente.

Q : La charge d'exploitation, calculée après application de la loi de dégression de charge.

NB : La loi de dégression de la charge est applicable uniquement pour les étages à usage d'habitation.

- **Critère de stabilité de forme :**

Pour vérifier le flambement des poteaux, on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$N_U \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{B N_U}{\left[\frac{f_{bU}}{0.9} + \frac{0.85 A f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

Avec :

B_r : Section réduite du poteau : $B_r = (b - 0.02) \cdot (h - 0.02)$ (m²).

A / B : Le rapport de la section de l'acier à celle du béton, on prend ; $A / B = 1\%$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

λ : L'élancement définie par ; $\lambda = L_f / i_{\min}$.

Avec : L_f longueur du flambement.

Pour le cas de bâtiment courant : $L_f = 0.7 * l_0$ où :

l_0 : Longueur libre du poteau.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{h}{12}$$

I : moment d'inertie de la section du poteau.

B : section transversale du poteau, tel que : $B = b * h$

$$\lambda = \frac{0.7 * l_0 \sqrt{12}}{h}$$

$$\text{ix. Si : } 0 < \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\text{x. Si : } 50 < \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

- **Règles du RPA99 :**

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire aux conditions suivantes en zone II_a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, h) \geq 25 \text{ cm.} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}. \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4. \end{array} \right. \quad \text{Où } h_e : \text{ hauteur d'étage}$$

II.5. La descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu' au niveau le plus bas avant leur transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour les poteaux les plus sollicités et qui ont souvent les plus grandes surfaces afférentes.

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à les supporter ; toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations par la loi de dégression des charges d'exploitation.

- **La loi de dégression :**

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges.

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

- **Enoncé de la loi de dégression :**

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = Q$ (Étages à usage d'habitation), et soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

$$Q_0$$

$$\text{Niveau 1 : } Q_0 + Q$$

$$\text{Niveau 2 : } Q_0 + Q + 0.9 * Q$$

$$\text{Niveau 3 : } Q_0 + Q + 0.9 * Q + 0.8 * Q$$

$$\text{Niveau 4 : } Q_0 + Q + 0.9 * Q + 0.8 * Q + 0.7 * Q$$

$$\text{Niveau 5 : } Q_0 + Q + 0.9 * Q + 0.8 * Q + 0.7 * Q + 0.6 * Q$$

$$\text{Niveau 6 : } Q_0 + Q + 0.9 * Q + 0.8 * Q + 0.7 * Q + 0.6 * Q + 0.5 * Q$$

A partir du 6^{ème} niveau on aura toujours :

$$\text{Niveau 7 : surcharge niveau 6} + 0.5 * Q$$

DTR B.C 2.2 (6.3)

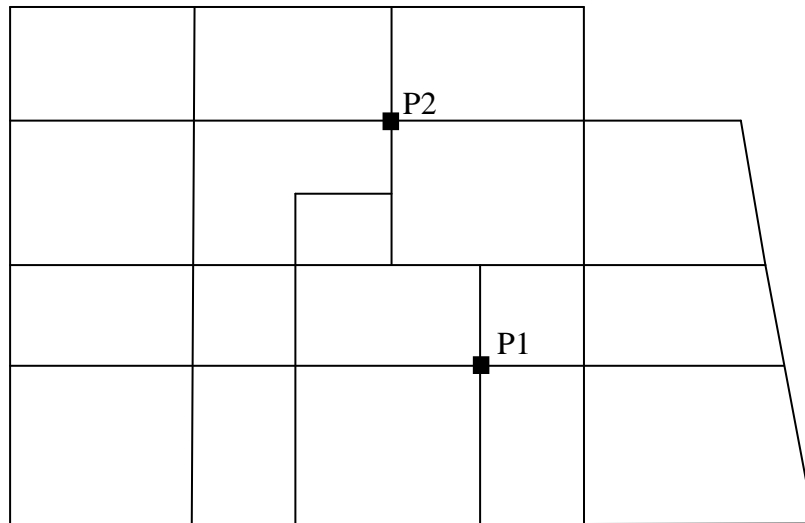


Figure II.15 : Vue en plan de la structure

1/ Poteau au niveau de la cage d'escalier (P1)

- La surface afférente pour la charge permanente

Pour le plancher terrasse :

$$S = 7.4 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Corps creux}$$

Pour les autres planchers :

$$S = 4.46 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Corps creux.}$$

$$S = 1.4 * 1.9 = 2.66 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Escalier}$$

- La surface afférente pour les charges

D'exploitations :

Pour le plancher terrasse :

$$S = 9.13 \text{ m}^2$$

Pour les autres planchers

$$S = 6.19 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Corps creux.}$$

$$S = 3.74 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Escalier}$$

- Les charges et surcharges :

✓ Plancher terrasse :

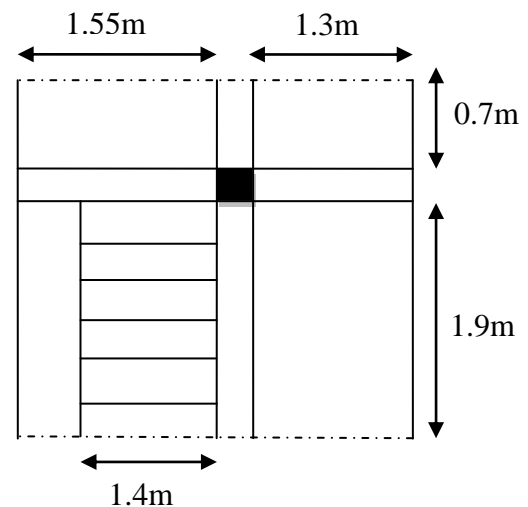


Figure II.16 : Surface afférente pour le poteau (1)

$$G = 6.4 * 7.41 = 47.42KN$$

$$Q = 9.13 * 1 = 9.13KN$$

✓ escalier :

$$G = 2.66 * 8.08 = 21.49KN$$

$$Q = 3.74 * 2.5 = 9.35KN$$

✓ Planchers étages d'habitations :

$$G = 4.46 * 5.15 = 22.97KN$$

$$Q = 6.19 * 1.5 = 9.28KN$$

✓ Plancher étage commercial :

$$G = 4.46 * 5.15 = 22.97KN$$

$$Q = 6.19 * 4 = 24.76KN$$

• Poids propre des poutres :

$$G_{PP} = 25 * 0.40 * 0.3 * 2.85 = 8.55KN$$

$$G_{PS} = 25 * 0.3 * 0.3 * (0.7 + 1.9) = 5.85KN$$

$$G_{poutre} = 14.4KN$$

• Poids des poteaux :

$$G_P = S * 25 * h_c$$

Etage	RDC	Etage1	Etage 2,3	Etage 4,5	Etage 6,7	Etage 8,9
Section (cm ²)	65*60	65*60	60*55	55*50	50*45	45*40
G _P (KN)	37.83	27.88	23.59	19.66	16.09	12.87

Tableau II.12 : Evaluation des poids propres des poteaux

• Poids des cloisons double :

$$N1 \rightarrow N09 : P_c = (1.9 * 2.76) * 2.7 = 14.16KN$$

$$N10 : P_c = (1.9 * 3.78) * 2.7 = 19.39KN$$

$$N_1 : Q_0 = 9.13KN$$

$$N_2 : Q_1 = 9.13 + 18.88 = 28.01KN$$

$$N_3 : Q_2 = Q_1 + 0.9 * 18.88 = 45KN$$

$$N_4 : Q_3 = Q_2 + 0.8 * 18.88 = 60.10KN$$

$$N_5 : Q_4 = Q_3 + 0.7 * 18.88 = 73.32KN$$

$$N_6 : Q_5 = Q_4 + 0.6 * 18.88 = 84.65KN$$

$$N_7 : Q_6 = Q_5 + 0.5 * 18.88 = 94.09KN$$

$$N_8 : Q_7 = Q_6 + 0.5 * 18.88 = 103.53KN$$

$$N_9 : Q_8 = Q_7 + 0.5 * 18.88 = 112.97KN$$

$$N_{10} : Q_9 = Q_8 + 34.11 = 147.08KN$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (1) sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	47.42	
	Poutres	14.4	
	Cloisons double	14.16	
	Poteaux	12.87	
	Total	88.85	
N2	Venant de N1	88.85	
	Plancher corps creux	22.97	
	Poutres	14.4	
	escalier	21.49	
	Cloisons double	14.16	
	Poteaux	12.87	
	Total	172.74	
N3	Venant de N2	172.74	
	Plancher corps creux	22.97	
	Poutres	14.4	
	Escalier	21.49	
	cloisons double	14.16	

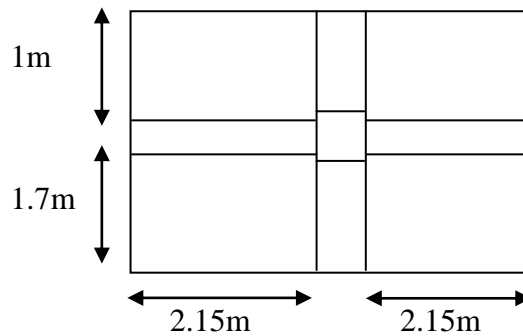
	Poteaux	16.09	
	Total	263.85	45
N4	Venant de N3	263.85	
	Plancher corps creux	22.97	
	Poutres	14.4	
	escalier	21.49	
	cloisons double	14.16	
	Poteaux	16.09	
	Total	352.96	60.10
N5	Venant de N4	352.96	
	Plancher corps creux	22.97	
	Poutres	14.4	
	escalier	21.49	
	Cloisons double	14.16	
	Poteaux	19.66	
	Total	445.64	73.32
N6	Venant de N5	445.64	
	Plancher corps creux	22.97	
	Poutres	14.4	
	escalier	21.49	
	cloisons double	14.16	
	Poteaux	19.66	
	Total	538.32	84.65
N7	Venant de N6	538.32	
	Plancher corps creux	22.97	
	Poutres	14.4	
	escalier	21.49	
	cloisons double	14.16	
	Poteaux	23.59	
	Total	634.93	94.09

N8	Venant de N7	634.93	
	Plancher corps creux	22.97	
	Poutres	14.4	
	escalier	21.49	
	cloisons double	14.16	
	Poteaux	23.59	
	Total	731.54	103.53
N9	Venant de N8	731.54	
	Plancher corps creux	22.97	
	Poutres	14.4	
	escalier	21.49	
	Cloisons double	14.16	
	Poteaux	27.88	
	Total	832.44	112.97
N10	Venant de N9	832.44	
	Plancher corps creux	22.97	
	Poutres	14.4	
	escalier	21.49	
	Cloisons double	19.39	
	Poteaux	37.83	
	Total	948.52	147.08

Tableau II.13 : Descente de charge du poteau (P1)

❖ **L'effort normal de service :**

$$N_s = G + Q = 948.52 + 147.08 = 1095.6 \text{ KN}$$

2/ Poteau 2 (P2)**Figure II.17** : Surface afférente pour le poteau(P2)

Après calcul, on trouve : $G = 1220.88 \text{ KN}$

$$Q = 182.85 \text{ KN}$$

❖ **L'effort normal de service :**

$$N_s = G + Q = 1220.88 + 182.85 = 1403.73 \text{ KN}$$

Alors, le poteau 2 est le plus sollicité.

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de service N_s de 10% tel que :

$$N_s = 1.1 * (G + Q)$$

$$\text{Donc } N_s = 1.1 * 1403.73 = 1544.10 \text{ KN}$$

II.6 vérifications :▪ **Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_s}{B} \leq 0.6 * f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_s}{f_{bu}} \Rightarrow B \geq \frac{1544.10 * 10^{-3}}{15} = 0.1 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B = 0.65 * 0.60 = 0.39 \text{ m}^2.$$

$$B = 0.39 \geq 0.1 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

POTEAU	G	Q	N _s	Condition B > B calculé		observation
				B	B calculé	
RDC	1220.88	182.85	1544.10	0.39	0.1	vérifiée
1 ^{er} étage	1076.73	127.65	1324.82	0.39	0.09	vérifiée
2 ^{ème} étage	949.97	117.3	1174	0.33	0.08	vérifiée
3 ^{ème} étage	827.50	106.95	1027.89	0.33	0.07	vérifiée
4 ^{ème} étage	705.03	96.6	881.79	0.28	0.06	vérifiée
5 ^{ème} étage	586.49	84.18	737.74	0.28	0.05	vérifiée
6 ^{ème} étage	467.95	69.69	591.40	0.23	0.04	vérifiée
7 ^{ème} étage	352.98	53.13	446.72	0.23	0.03	vérifiée
8 ^{ème} étage	238.01	34.5	299.76	0.18	0.02	vérifiée
9 ^{ème} étage	126.26	13.8	154.07	0.18	0.01	vérifiée

Tableau II.15 : Vérification des poteaux à la compression simple.

▪ **Vérification au flambement :**

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

$$N_s \leq \alpha * \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers.

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

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

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

l_f : Longueur de flambement.

l₀ : Longueur libre du poteau.

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

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

▪ **Vérification du poteau RDC :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 * 3.68 = 2.57m.$$

$$B = 0.65 * 0.60 = 0.39m^2$$

$$I = \frac{0.60 * 0.65^3}{12} = 13.73 * 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{13.73 * 10^{-3}}{0.39}} = 0.19$$

$$\lambda = \frac{2.57}{0.19} = 13.53 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{15.03}{35}\right)^2} = 0.82$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

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

$$B_r \geq \frac{154410 * 10^{-3}}{0.82 * \left[\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{400}{100 * 1.15} \right]} = 0.09m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (65 - 2.5) * (60 - 2.5) * 10^{-4} = 0.36m^2$$

0.36 > 0.09 donc le poteau ne risque pas de flamber.

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux :

POTEAU	N _s	Section	Condition $B_r > B_r$ calculé		Observation
			B_r	B_r calculé	
RDC	1544.10	0.65*0.60	0.39	0.09	vérifiée
1 ^{er} étage	1324.82	0.65*0.60	0.39	0.07	vérifiée
2 ^{ème} étage	1174	0.60*0.55	0.33	0.07	vérifiée
3 ^{ème} étage	1027.89	0.60*0.55	0.33	0.06	vérifiée
4 ^{ème} étage	881.79	0.55*0.50	0.28	0.05	vérifiée
5 ^{ème} étage	737.74	0.55*0.50	0.28	0.04	vérifiée
6 ^{ème} étage	591.40	0.50*0.45	0.23	0.03	vérifiée
7 ^{ème} étage	446.72	0.50*0.45	0.23	0.02	vérifiée
8 ^{ème} étage	299.76	0.45*0.40	0.18	0.02	vérifiée
9 ^{ème} étage	154.07	0.45*0.40	0.18	0.009	vérifiée

Tableau II.16 : Vérification au flambement des poteaux.

II.6. Conclusion :

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

- ✓ Poutres principales : 30*40cm².
- ✓ Poutres secondaires : 30*35cm².
- ✓ Poteaux du RDC et étage 1 : 65*60cm².
- ✓ Poteaux d'étage 2 et 3 : 60*55cm².
- ✓ Poteaux des étages 4 et 5 : 55*50cm².
- ✓ Poteaux des étages 6 et 7 : 50*45cm².
- ✓ Poteaux des étages 8 et 9 : 45*40cm².

III.1 Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directs.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : les planchers, l'escalier, l'acrotère et ainsi que l'ascenseur.

III.2 Méthodes de calculs des poutrelles

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et la surcharge d'exploitation (Q) comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes qui sont :

a) **Méthode forfaitaire** : BAEL91 (Article B.6.2, 21)

- **Conditions d'application** :

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens ($\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$).

- **Conditions d'application de la méthode forfaitaire** : il faut que :

- Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Le rapport : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
- La fissuration est peu nuisible.

- **Exposée de la méthode** :

Soit une poutre continue soumise à une charge q

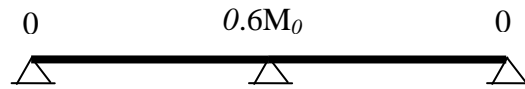
Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient traduit l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

Moment sur appuis :

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

Appuis intermédiaires :

- Poutres sur deux travées :



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

- Poutres à plus de deux travées :

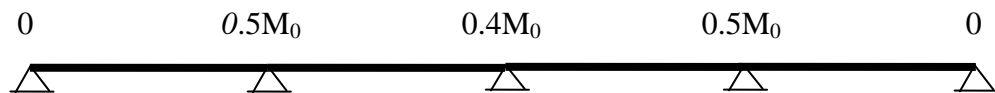


Figure III.1 : Evaluation des moments aux appuis

Ces moment sont de l'ordre de $(- 0.5 * M_0)$: Pour les appuis voisin de l'appui de rive.

$(-0,4 * M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que :

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

$$M_0 = \frac{q * l_i^2}{8}$$

Moment en Travées :

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

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 * \alpha) * M_0 \\ 1.05 * M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 * \alpha) * M_0}{2} \dots\dots \text{travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3 * \alpha) * M_0}{2} \dots\dots \text{travée intermédiaire.} \end{cases}$$

M_t : est le maximum entre (1) et (2).

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

- Évaluation des efforts tranchant :

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

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}$ (isostatique) + $(M_i - M_{i-1}) / L_i$

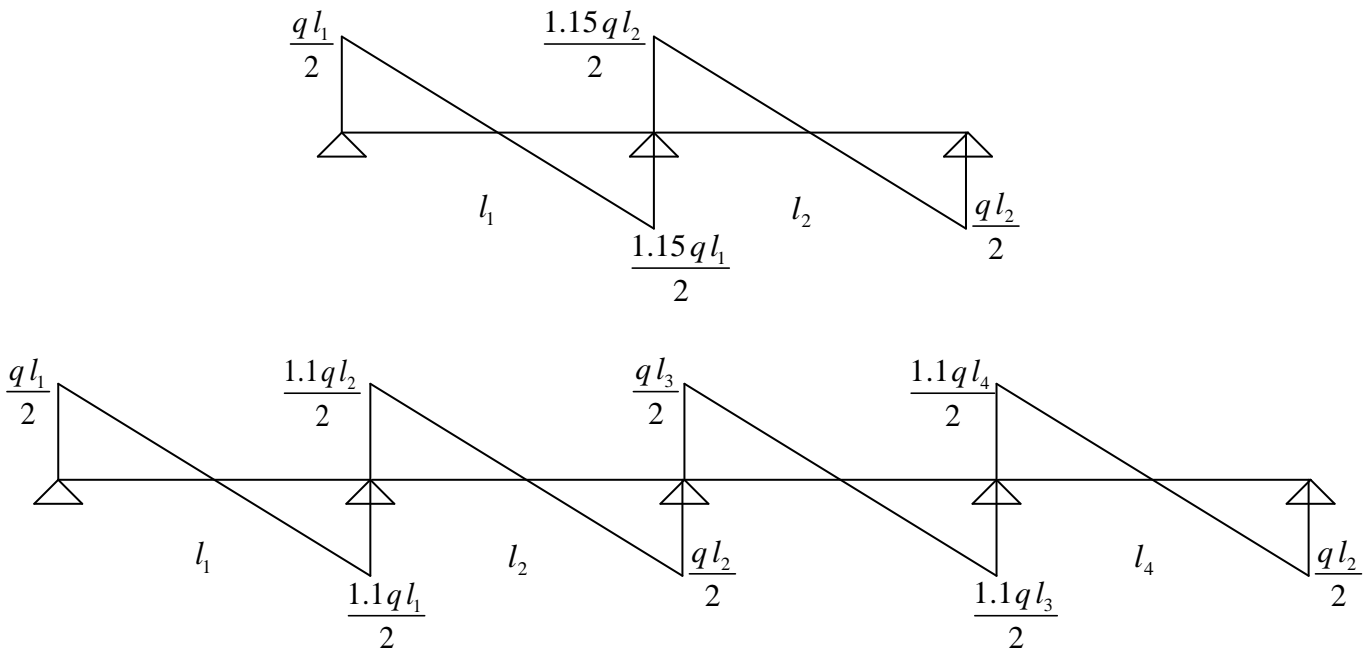


Figure III.2 : Évaluation des efforts tranchants.

b) Méthode de CAQUOT :

- Condition d'application :

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

Principe de la méthode :

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

- Moment en appuis :

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

l'_g et l'_d : longueurs fictives

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

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

- Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g * \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d * \left(\frac{x}{l}\right) = \frac{P_U}{2} * x * (l - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d * \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q_l}$$

$$M_{max} = M(x_0)$$

- L'effort tranchant :

$$V = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{P_U * l}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

c) Méthode de CAQUOT minorée :

Elle s'applique aux poutres continues, des planchers à surcharge modérée avec une des trois conditions de la méthode forfaitaire non vérifiée. Dans ce cas les moments sur appuis sont calculés

de la même manière que la méthode de Caquot en remplaçant la charge permanente G par : $G' = \frac{2}{3} G$.

La détermination des moments max en travée se fait avec la charge permanente G .

III.3 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T, elles portent les entrevous, ces derniers servent de coffrage perdu pour la dalle de compression, elles sont calculées en flexion simple en respectant le critère d'inertie constante.

➤ **Données nécessaires :**

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

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

$$b = 38\text{cm}$$

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

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

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

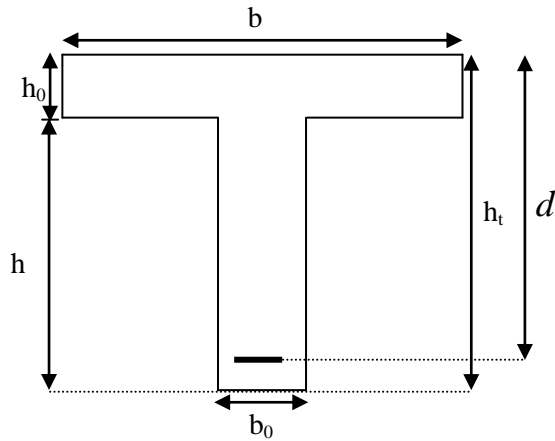


Figure III. 3 : Dimensions de la poutrelle

➤ **La disposition des poutrelles**

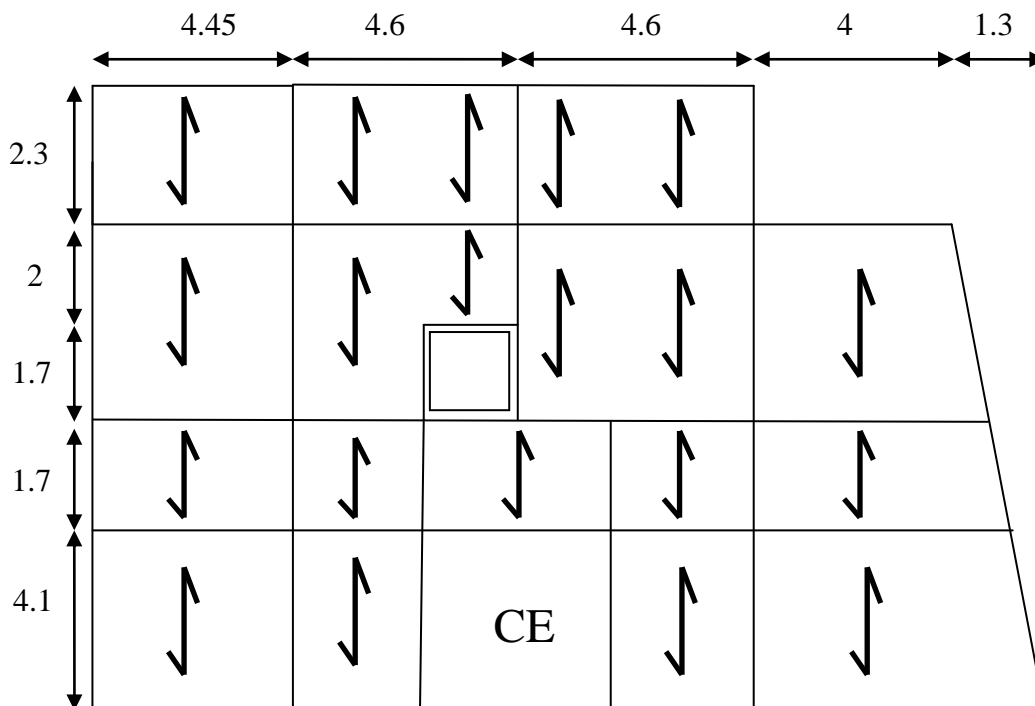


Figure III.4 : Schéma de disposition des poutrelles

Les différents types de poutrelles sont résumés dans le tableau suivant :

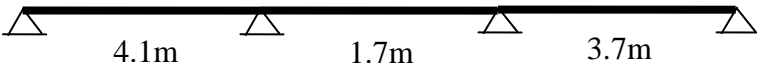
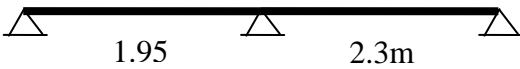
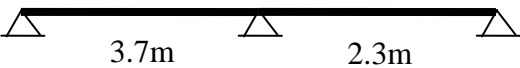
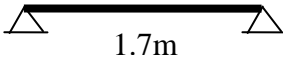
Type	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type	

Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles

III.3.Vérification des conditions de BAEL :

1^{ère} condition :

$$Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

→ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.4 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1 \leq \min(2 * 6.4; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{vérifiée.}$$

→ Plancher étage courant :

$$G = 5.15 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 * 5.15; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{vérifiée.}$$

→ RDC :

$$G = 5.15 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 4 \leq \min(2 * 5.15; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{vérifiée.}$$

2^{ème} condition :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

Type 1 : $0.8 \leq \frac{4.1}{1.7} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$

$$\text{Type 2 : } 0.8 \leq \frac{2.3}{1.95} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Type 3 : } 0.8 \leq \frac{3.7}{2.3} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

3^{ème} condition :

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

4^{ème} condition :

La fissuration est peu nuisible.

Dans notre cas, on utilise la méthode forfaitaire pour le type 2 et la méthode de Caquot minorée pour les types 1 et 3.

Pour le type 4 (une seule travée), c'est une poutrelle isostatique, donc pour la détermination des sollicitations internes on utilise la méthode de la RDM.

III.3.2 Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

- à L'ELU : $Q_U = 1.35 * G + 1.5 * Q$ et $P_U = b * Q_U$
- à L'ELS : $Q_S = G + Q$ et $P_S = b * Q_S$

Avec : $b = 0.38$ m

Nature	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	L'ELU		L'ELS	
			Q _U	P _U	Q _S	P _S
Terrasse inaccessible	6.40	1	10.14	3.85	7.40	2.81
Étage courant	5.15	1.5	9.20	3.5	6.65	2.53
RDC	5.15	4	12.95	4.92	9.15	3.48

Tableau III.2 : Les différentes charges des planchers

III.3.3 Calcul des sollicitations

- Exemple de calcul des sollicitations dans les poutrelles en utilisant la méthode forfaitaire.

Pour illustrer la méthode forfaitaire, on prend comme exemple la poutrelle type 2 du plancher appartenant à l'étage courant, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés dans des tableaux

$$G = 5.15 \text{ KN/m}^2$$

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

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

$$P_s = 2.53 \text{ KN/m}^2$$

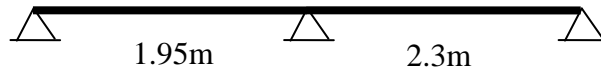


Figure III.5 : Schéma de la poutrelle type 2 du plancher étage courant

Calcul à l'ELU :

➤ **Les moments isostatiques :**

$$M_0 = \frac{P_u * l^2}{8}$$

$$M_{01} = (P_u * l^2) / 8 = [3.5 * (1.95)^2] / 8 = 1.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = (P_u * l^2) / 8 = [3.5 * (2.3)^2] / 8 = 2.31 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments aux appuis :**

$$M_1 = M_3 = 0.15 * M_0 = 0.15 * 2.31 = 0.35 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -0.6 * M_0 = -0.6 * 2.31 = -1.39 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments en travée :**

$$\alpha = Q / (G + Q) = 1.5 / (5.15 + 1.5) = 0.23$$

$$(1 + 0.3 \alpha) / 2 = 0.53$$

$$(1.2 + 0.3 \alpha) / 2 = 0.63$$

Travée (1) : Travée de rive, les vérifications à faire sont les suivantes :

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

$$(2) \quad M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 * \alpha) * M_0}{2}$$

$$(1) \Rightarrow M_t + \frac{1.39 + 0}{2} \geq \max \begin{cases} (1.06 * M_0 \\ 1.05 * M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq 1.06 \text{ KN.m}$$

$$(2) \Rightarrow M_t \geq 0.63 M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.67 \text{ KN.m}$$

Donc $M_t \geq 1.06 \text{ KN.m}$; on prend $M_t = 1.06 \text{ KN.m}$

Travée (2): Travée de rive, les vérifications à faire sont les suivantes:

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 * \alpha) * M_0 \\ 1,05 * M_0 \end{cases}$$

$$(2) \quad M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 * \alpha) * M_0}{2}$$

$$(1) \Rightarrow M_t + \frac{1,39 + 0}{2} \geq \max \begin{cases} (1,06 * M_0 \\ 1,05 * M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq 1,75 \text{ KN.m}$$

$$(2) \Rightarrow M_t \geq 0,63 M_0 \Rightarrow M_t \geq 1,45 \text{ KN.m}$$

Donc $M_t \geq 1,75 \text{ KN.m}$; on prend $M_t = 1,75 \text{ KN.m}$

➤ **Les efforts tranchants:**

Travée (1) :

$$V_A = Pu * l_1 / 2 = 3,5 * 1,95 / 2 = 3,41 \text{ KN.}$$

$$V_B = -1,15 * Pu * l_1 / 2 = -(1,15 * 3,5 * 1,95) / 2 = -3,92 \text{ KN}$$

Travée (2) :

$$V_B = 1,15 * Pu * l_2 / 2 = (1,15 * 3,5 * 2,3) / 2 = 4,63 \text{ KN.}$$

$$V_C = -Pu * l_2 / 2 = -(3,5 * 2,3) / 2 = -4,02 \text{ KN.}$$

Travée	l (m)	Pu (KN.m)	M_0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
1	1,95	3,5	1,66	0	1,39	1,06	3,41	3,92
2	2,3	3,5	2,31	1,39	0	1,75	4,63	4,02

Tableau III.3 : Sollicitations dans la poutrelle du type 2 du plancher de l'étage courant à l'ELU.

Calcul à l'ELS :

Travée	l (m)	P_s (KN.m)	M_0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
1	1,95	4,32	1,2	0	1	0,78	2,46	2,83
2	2,3	4,32	1,67	1	0	1,28	3,34	2,91

Tableau III.4 : Sollicitations dans la poutrelle du type 2 du plancher de l'étage courant à l'ELS

Exemple de calcul des sollicitations dans les poutrelles en utilisant la méthode de Caquot minorée

➤ **Le calcul de la poutrelle du type 3 du plancher appartenant à l'étage courant :**

$$G = 5.15 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2.$$

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

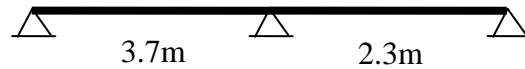


Figure III.6 : Schéma de la poutrelle type 3 du plancher étage courant.

$$G' = \frac{2}{3} G = 3.43 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 * 3.43 + 1.5 * 1.5) * 0.38 = 2.61 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (3.43 + 1.5) * 0.38 = 1.87 \text{ KN/ml}$$

- Moment en appuis :

$$M_A = M_C = 0$$

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

$$M_{Bu} = - \frac{2.61 * (3.7^3 + 2.3^3)}{8.5 * (3.7 + 2.3)} = - 3.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{Bs} = - \frac{1.87 * (3.7^3 + 2.3^3)}{8.5 * (3.7 + 2.3)} = - 2.3 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :(reprendre la totalité G)

Travée AB :

ELU:

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

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

$$M(x) = q \frac{x}{2} (l - x) + M_d \frac{x}{l}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{M_d}{l} + q \frac{l}{2} - qx = 0$$

$$\Rightarrow x_0 = \frac{l}{2} + \frac{M_d}{lq}$$

$$x_0 = \frac{3.7}{2} - \frac{3.21}{3.7 * 3.5} = 1.60 \text{ m}$$

$$M_{AB} = M(x_0) = \frac{3.5 * 1.60}{2} (3.7 - 1.60) - \frac{3.21 * 1.60}{3.7} = 4.49 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$x_0 = 1.60 \text{ m}$$

$$M_{AB} = 3.25 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

ELU:

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

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

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

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{-M_g}{l} + q \frac{l}{2} - qx = 0$$

$$\Rightarrow x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g}{lq}$$

$$x_0 = 1.55 \text{ m}$$

$$M_{BC} = 0.99 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$x_0 = 1.55 \text{ m}$$

$$M_{BC} = 0.72 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant

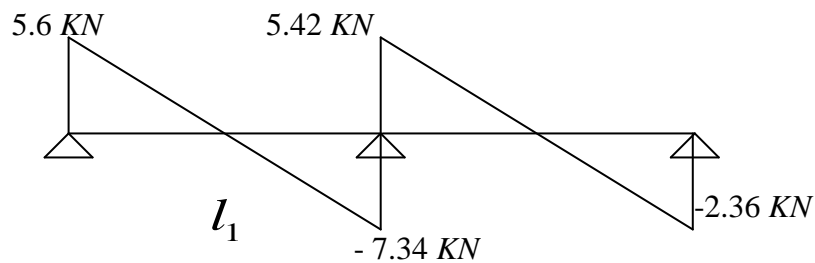
$$V_i = V_0 - \frac{M_g - M_d}{l_i}$$

Travée 1

$$\begin{cases} V_A = P_U \frac{l_1}{2} - \frac{M_A - M_B}{l_1} = 5.6 \text{ KN} \\ V_B = -P_U \frac{l_1}{2} - \frac{M_A - M_B}{l_1} = -7.34 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 2

$$\begin{cases} V_B = P_U \frac{l_2}{2} - \frac{M_B - M_C}{l_2} = 5.42 \text{ KN} \\ V_C = -P_U \frac{l_2}{2} - \frac{M_B - M_C}{l_2} = -2.63 \text{ KN} \end{cases}$$

**Figure III.7** : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Les résultats des sollicitations sont résumés dans les tableaux suivants :

Plancher à usage commercial (RDC)					
Type 1					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	-5.17	9.11	11.10	6.44	-3.65
Type 2					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	-1.95	2.71	6.51	1.91	-1.38
Type 3					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	-4.98	6.12	10.45	4.33	-3.48
Type 4					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	-0.27	2.01	4.18	1.42	-0.19

Tableau III.5 : Les résultats de calcul pour les poutrelles du plancher RDC

Plancher à usage d'habitation (étage courant)					
Type 1					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	-4.03	5.47	8.15	3.97	-2.89
Type 2					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	-1.39	1.78	4.62	1.28	-1
Type 3					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	-3.22	4.48	7.34	3.25	-2.31
Type 4					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	-0.19	1.35	2.98	0.97	-0.14

Tableau III.6 : Les résultats de calcul pour les poutrelles du plancher d'étage courant

Plancher terrasse inaccessible					
Type 1					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	-4.25	6.11	-8.93	4.47	-3.08
Type 2					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	-1.53	1.91	5.1	1.39	-1.12
Type 3					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	-3.39	5	-8.05	3.66	-2.47
Type 4					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	-0.21	1.46	3.27	1.07	-0.15

Tableau III.7 : Les résultats de calcul pour les poutrelles du plancher terrasse inaccessible.

III.3.4 Ferrailage des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple.

- Plancher étage Courant : (Type 1)

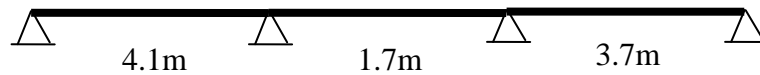


Figure III.8 : Schéma de la poutrelle type 1 du plancher étage courant

Calcul à l'ELU

En travée : On ferraille toutes les travées de la même manière avec $M_t^{\max} = 5.47 \text{ KN.m}$

En appui: On ferraille toutes les travées de la même manière avec $M_a^{\max} = -4.03 \text{ KN.m}$

Sauf pour les appuis de rive qu'on ferraille avec : $M_a = -0.15 \text{ Max}(M_{01}, M_{03}) = -0.15 M_{01}$
 $M_a = -1.1 \text{ KN.m}$.

Avec : $V_{\max} = 8.15 \text{ KN}$

ELS :

$$M_{\max}^t = 3.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}^a = -2.89 \text{ KN.m}$$

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

a) Armatures longitudinales

➤ Ferrailage en travée

Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b * h_0 * f_{bu} * \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.38 * 0.04 * 15 * \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 0.036 \text{ MN.m}$$

$$M_{tu} = 0.036 \text{ MN.m}$$

$$M_t^{\max} = 5.47 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

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

- **Calcul des armatures**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} * d^2 * b} = \frac{5.47 * 10^3}{15 * 0.38 * 0.18^2} = 0.030 < 0.186$$

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

Calcul de A :

$$A = \frac{M_t}{Z * f_{st}}$$

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

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{(1 - 2 * 0.030)}) = 0.038$$

$$Z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 0.18 * (1 - 0.4 * 0.038) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{5.47 * 10^{-3}}{348 * 0.177} = 0.89 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t = 0.89 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.38 * 0.18 * 2.1}{400} = 0.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_s \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ **Ferraillage en appuis**

Appui de rive

$$M_a^{rive} = -1.1 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.1 * 10^3}{0.10 * 0.18^2 * 15} = 0.023$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.023}) = 0.029$$

$$z = 0.18 * (1 - 0.4 * 0.029) = 0.178 \text{ m}$$

$$A_{nive} = \frac{M_a^{nive}}{z * f_{st}} = \frac{1.1 * 10^{-3}}{0.178 * 348} = 0.18 * 10^{-4} m$$

$$A_{min} = \frac{0.23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.1 * 0.18 * 2.1}{400} = 0.21 cm^2$$

Donc on ferraille avec A_{min}

On choisit : $A = 1HA8 = 0.50 cm^2$

Appui intermédiaire

$$M_a^{int} = -4.03 Kn.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{int}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{4.03 * 10^{-3}}{0.10 * 0.18^2 * 15} = 0.083$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.083}) = 0.108$$

$$z = 0.18 * (1 - 0.4 * 0.108) = 0.172 m$$

$$A_{nive} = \frac{M_a^{int}}{z * f_{st}} = \frac{4.03 * 10^{-3}}{0.172 * 348} = 0.67 * 10^{-4} m^2$$

$$A_{min} = \frac{0.23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.1 * 0.18 * 2.1}{400} = 0.21 cm^2$$

On choisit : $A = 1HA10 = 0.79 cm^2$

b) Armatures transversales

- vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 8.15 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{8.15 * 10^{-3}}{0.10 * 0.18} = 0.45 MPa$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa\right) = 3.33 MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_{bu} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- Choix des armatures transversales

On choisit un étrier Φ_5

$$A_t = 2\phi_5 = 0.39 cm^2.$$

- **L'espace**

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

$$S_t \leq A_t * \frac{0.8 * f_e * (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b * (\tau_u - 0.3 * f_{tj} * K)} \quad \text{CBA(Article A.5.1.2.3)}$$

$$\begin{cases} \text{flexion simple} \\ \text{fissuration peu nuisible} \\ \text{pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \Rightarrow K = 1$$

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

$$S_t \leq 0.39 * 10^{-4} * \frac{0.8 * 400}{0.38 * (0.45 - 0.3 * 2.1)} = -0.18m$$

$$S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.39 * 10^{-4} * 400}{0.4 * 0.10} = 0.39m$$

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

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

Au niveau de l'appui intermédiaire

$$A_L \geq (V_U + \frac{M_U^a}{0.9 * d}) * \frac{\gamma_s}{f_e} = (8.15 * 10^3 - \frac{4.03 * 10^6}{0.9 * 180}) * \frac{1.15}{400} = -48.09m^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_U est négligeable devant M_U (pas d'influence sur les A_L)

Au niveau de l'appui de rive

On a $M_u = 0$.

$$A_L \geq \frac{\gamma_s * V_u}{f_e} \Rightarrow A_L \geq \frac{1.15}{400} * 8.15 * 10^3 = 0.23cm^2$$

$$A_t \geq 0.23cm^2$$

Or $A_t = 0.50 + 1.51 = 2.01cm^2 \geq 0.23cm^2 \dots \dots$ vérifiée.

- **Vérification de la jonction table nervure au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_U * (\frac{b-b_0}{2})}{0.9 * d * b * h_0} = \frac{8.15 * 10^{-3} * ((0.38 - 0.10) / 2)}{0.9 * 0.18 * 0.38 * 0.04} = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.46 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \dots$ Vérifiée

- **Vérifications à l'ELS :**

- a) **État limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- b) **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 * f_{c28} = 15MPa$$

En travée :

$$M_t^{\max} = 3.97 \text{ KN.m}$$

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

$$H = \frac{0.38 * 0.04^2}{2} - 15 * 1.51 * 10^{-4} * (0.18 - 0.04) = -1.31 * 10^{-5} m^3$$

$H < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par nervure.

\Rightarrow calcul d'une section en T.

Position de l'axe neutre (y)

$$b_0 * y^2 + [2 * (b - b_0) * h_0 + 30 * A] * y - [(b - b_0) * h_0^2 + 30 * d * A] = 0$$

$$10 * y^2 + [2 * (38 - 10) * 4 + 30 * 1.51] * y - [(38 - 10) * 4^2 + 30 * 18 * 1.51] = 0$$

$$10 * y^2 + 269.3 * y - 12634 = 0 \Rightarrow y = 4.07 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{38 * 4.07^3}{3} + (38 - 10) * \frac{4^3}{12} + (38 - 10) * 4 * (4.07 - \frac{4}{2})^2 + 15 * 1.51 * (18 - 4.07)^2$$

$$I = 587834 cm^4$$

- **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{3.97 * 10^{-3} * 0.04}{587834 * 10^{-8}} = 2.7 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2.7 MPa \leq \overline{\sigma_b} = 15 MPa \dots \text{vérifiée}$$

Aux appuis :

$$H = 1.38 * 10^{-4} m^3$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression.

\Rightarrow Calcul d'une section rectangulaire $b \cdot h$.

$$y = 0.031 \text{ m}$$

$$I = 3.01 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.98 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

c) État limite de déformation :

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

✓ Évaluation de la flèche :

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

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

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{410} = 0.049 < \frac{1}{16} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{non vérifié}$$

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

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

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

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

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

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

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

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm}$$

Exemple de calcul :

$$y = 4.07 \text{ cm}$$

$$I = 587834 \text{ cm}^4$$

$$E_I = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 1.51 \text{ cm}^2$$

Calcul de I_0 :

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

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

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b * h + 15 * A_s \Rightarrow B = 38 * 20 + 15 * 1.51 = 782.65 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{782.65} * \left(\frac{38 * 20^2}{2} + 15 * 1.51 * 18 \right) \Rightarrow V_1 = 10.23 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 10.23 \Rightarrow V_2 = 9.77 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{38}{3} * (10.23^3 + 9.77^3) + 15 * 1.51 * (9.77 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 285113 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 * d} = \frac{1.51}{10 * 18} = 0.0083$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) * \rho} \Rightarrow \lambda_i = 4.53$$

$$\lambda_v = 0.4 * \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.81$$

$$q_{jser} = 0.38 * G' \Rightarrow q_{jser} = 0.38 * 2.80 = 1.06 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.38 * G \Rightarrow q_{gser} = 0.38 * 5.15 = 1.96 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.38 * (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.38 * (5.15 + 1.5) \Rightarrow q_{pser} = 2.53 \text{ KN / m}$$

q_g : Charge permanente qui revient à la poutrelle

q_j : Charge permanente sans revêtement.

q_p : Charge permanente et surcharge d'exploitation

$$M_{jser} = 0.75 * \frac{q_{jser} * l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 * \frac{1.06 * 4.10^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 1.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 * \frac{q_{gser} * l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 * \frac{1.96 * 4.10^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 3.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 * \frac{q_{pser} * l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 * \frac{2.53 * 4.10^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 3.99 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } \sigma_s : \sigma_s = 15 * \frac{M_{ser} * (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{Sg} = 15 * \frac{M_{serg} * (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{Sg} = 15 * \frac{3.09 * (0.18 - 0.04)}{5878.34} * 10^5 = 110.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Sj} = 15 * \frac{M_{serj} * (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{Sj} = 15 * \frac{1.67 * (0.18 - 0.04)}{5878.34} * 10^5 = 59.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Sp} = 15 * \frac{M_{serp} * (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{Sp} = 15 * \frac{3.99 * (0.18 - 0.04)}{5878.34} * 10^5 = 142.54 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } \mu : \mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0083 * 110.39 + 2.1} = 0.36$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0083 * 59.66 + 2.1} = 0.1$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0083 * 142.54 + 2.1} = 0.46$$

$$\text{Calcul des inerties : } I_f = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda * \mu}$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 * 28511.3}{1 + 4.53 * 0.1} = 21584.6 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 * 28511.3}{1 + 4.53 * 0.36} = 11921.25 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 * 28511.3}{1 + 4.53 * 0.46} = 10170.06 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 * 28511.3}{1 + 1.81 * 0.36} = 18989.12 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j * L^2}{10 * E_i * I_{f_{ij}}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{1.67 * 4.10^2}{10 * 321642 * 215846} * 10^7 = 0.04 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g * L^2}{10 * E_i * I_{f_{ig}}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{3.09 * 4.10^2}{10 * 321642 * 1192125} * 10^7 = 0.13 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g * L^2}{10 * E_v * I_{f_{vg}}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{3.09 * 4.10^2}{10 * 107214 * 1898912} * 10^7 = 0.25 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p * L^2}{10 * E_i * I_{f_{ip}}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{3.99 * 4.10^2}{10 * 321642 * 1017006} * 10^7 = 0.20 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.25 + 0.20 - 0.13 - 0.04 = 0.28 \text{ cm}$$

$$\Delta f < f_{adm} = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Le résumé du ferrailage de toutes les poutrelles est dans les tableaux suivants :

❖ **Plancher à usage commerciale (RDC)**

Poutrelle type (1)						
<i>Calcul des armatures.</i>						
Élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$
Travée	9.11	0.049	0.063	0.175	1.49	3 T8 = 1.51
Appui inter	5.17	0.106	0.141	0.170	0.87	2T8 = 1.01
Appui de rive	1.55	0.032	0.041	0.177	0.25	1T8 = 0.5
<i>Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée).</i>						
$A_{min} (cm^2)$	Appui de rive		Appui intermédiaire			
	$A_{adopté} (cm^2)$	Observation	$A_{adopté} (cm^2)$	Observation		
0.21	1T8 = 0.5	Vérifié	2T8 = 1.01	Vérifié		
$A_{min} (cm^2)$	En travée					
	$A_{adopté} (cm^2)$		Observation			

0.82	3 T8 = 1.51				Vérifiée	
<i>Vérification des contraintes.</i>						
Élément	$M_{ser} (KN.m)$	$A (cm^2)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	Observation
Travée	6.44	1.51	0.041	5250	5.03	Vérifiée
Appui	-3.65	1.01	0.034	3730	3.33	Vérifiée
Poutrelle type (2)						
<i>Calcul des armatures.</i>						
Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$
Travée	2.71	0.015	0.018	0.179	0.44	3 T8 = 1.51
Appui inter	1.95	0.040	0.051	0.176	0.32	1T8 = 0.5
Appui de rive	0.49	0.010	0.013	0.179	0.08	1T8 = 0.5
<i>Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée).</i>						
$A_{min} (cm^2)$	Appui de rive		Appui intermédiaire			
	$A_{adopté} (cm^2)$	Observation	$A_{adopté} (cm^2)$	Observation		
0.21	1T8 = 0.5	Vérifié	1T8 = 0.5	Vérifié		
$A_{min} (cm^2)$	En travée					
	$A_{adopté} (cm^2)$		Observation			
0.82	3T8 = 1.51		Vérifié			
<i>Vérification des contraintes.</i>						
Élément	$M_{ser} (KN.m)$	$A (cm^2)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	Observation
Travée	1.91	1.51	0.041	5250	1.49	Vérifiée
Appui	-1.38	0.5	0.025	2000	1.72	Vérifiée
Poutrelle type (3)						

<i>Calcul des armatures.</i>						
Élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	6.12	0.033	0.042	0.177	0.99	3 T8 = 1.51
Appui int	4.98	0.102	0.135	0.170	0.84	2T8 = 1.01
Appui de rive	1.27	0.026	0.033	0.178	0.21	1T8 = 0.5
<i>Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée).</i>						
A_{min} (cm ²)	Appui de rive		Appui intermédiaire			
	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation		
0.21	1T8 = 0.5	Vérifié	2T8 = 1.01	Vérifié		
A_{min} (cm ²)	En travée					
	$A_{adopté}$ (cm ²)			Observation		
0.82	3 T8 = 1.51			Vérifié		
<i>Vérification des contraintes.</i>						
Élément	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée	4.33	1.51	0.041	5250	3.38	Vérifiée
Appui	-3.48	1.01	0.034	3730	3.17	Vérifiée

Poutrelle type (4)						
<i>Calcul des armatures.</i>						
Élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	2.01	0.010	0.014	0.179	0.32	3 T8 = 1.51
Appui de rive	0.27	0.006	0.007	0.179	0.04	1T8 = 0.5

Tableau III 51: Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée).						
$A_{min} (cm^2)$	Appui de rive		$A_{min} (cm^2)$	En travée		
	$A_{adopté} (cm^2)$	Observation		$A_{adopté} (cm^2)$	Observation	
0.21	1T8 = 0.5	Vérifié	0.82	3 T8 = 1.51	Vérifié	
<i>Vérification des contraintes.</i>						
Élément	$M_{ser} (KN.m)$	$A (cm^2)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	Observation
Travée	1.42	1.51	0.041	5250	1.11	Vérifiée
Appui	-0.19	0.5	0.025	2000	0.24	Vérifiée

Tableau III.8 : Calcul des armatures et vérification de la condition de non fragilité et des contraintes des différents types de poutrelles du plancher à usage commercial (RDC)

❖ **Plancher à usage d'habitation :**

Poutrelle type (1)						
<i>Calcul des armatures.</i>						
Élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$
Travée	5.47	0.030	0.038	0.177	0.89	3 T8 = 1.51
Appui inter	4.03	0.083	0.108	0.172	0.67	2T8 = 1.01
Appui de rive	1.1	0.023	0.029	0.178	0.18	1T8 = 0.5
<i>Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée).</i>						
$A_{min} (cm^2)$	Appui de rive		Appui intermédiaire			
	$A_{adopté} (cm^2)$	Observation	$A_{adopté} (cm^2)$	Observation		
0.21	1T8 = 0.5	Vérifié	2T8 = 1.01	Vérifié		

$A_{min} (cm^2)$	En travée					
	$A_{adopté} (cm^2)$			Observation		
0.82	3 T8 = 1.51			Vérifiée		
<i>Vérification des contraintes.</i>						
Élément	$M_{ser} (KN.m)$	$A (cm^2)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	Observation
Travée	3.97	1.51	0.041	5250	3.1	Vérifiée
Appui	-2.89	1.01	0.034	3730	2.63	Vérifiée
Poutrelle type (2)						
<i>Calcul des armatures.</i>						
Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$
Travée	1.78	0.010	0.012	0.179	0.29	3 T8 = 1.51
Appui inter	1.39	0.029	0.036	0.177	0.23	1T8 = 0.5
Appui de rive	0.35	0.007	0.009	0.179	0.06	1T8 = 0.5
<i>Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée).</i>						
$A_{min} (cm^2)$	Appui de rive			Appui intermédiaire		
	$A_{adopté} (cm^2)$	Observation	$A_{adopté} (cm^2)$	Observation		
0.21	1T8 = 0.5	Vérifié	1T8 = 0.5	Vérifié		
$A_{min} (cm^2)$	En travée					
	$A_{adopté} (cm^2)$			Observation		
0.82	3T8 = 1.51			Vérifié		
<i>Vérification des contraintes.</i>						
Élément	$M_{ser} (KN.m)$	$A (cm^2)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	Observation
Travée	1.28	1.51	0.041	5250	1	Vérifiée

Appui	-1	0.5	0.025	2000	1.25	Vérifiée
Poutrelle type (3)						
<i>Calcul des armatures.</i>						
Élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$
Travée	4.48	0.024	0.031	0.178	0.72	3 T8 = 1.51
Appui int	3.22	0.066	0.086	0.174	0.53	2T8 = 1.01
Appui de rive	0.90	0.019	0.023	0.178	0.15	1T8 = 0.5
<i>Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée).</i>						
$A_{min} (cm^2)$	Appui de rive		Appui intermédiaire			
	$A_{adopté} (cm^2)$	Observation	$A_{adopté} (cm^2)$	Observation		
0.21	1T8 = 0.5	Vérifié	2T8 = 1.01	Vérifié		
$A_{min} (cm^2)$	En travée					
	$A_{adopté} (cm^2)$	Observation				
0.82	3 T8 = 1.51	Vérifié				
<i>Vérification des contraintes.</i>						
Elément	$M_{ser} (KN.m)$	$A (cm^2)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	Observation
Travée	3.25	1.51	0.041	5250	2.54	Vérifiée
Appui	-2.31	1.01	0.034	3730	2.10	Vérifiée

Poutrelle type (4)						
<i>Calcul des armatures.</i>						
Élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$
Travée	1.35	0.007	0.009	0.179	0.22	3 T8 = 1.51

Appui de rive	0.19	0.004	0.005	0.180	0.03	1T8 = 0.5
Tableau III 51: Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée).						
$A_{min} (cm^2)$	Appui de rive		$A_{min} (cm^2)$	En travée		
	$A_{adopté} (cm^2)$	Observation		$A_{adopté} (cm^2)$	Observation	
0.21	1T8 = 0.5	Vérifié	0.82	3 T8 = 1.51	Vérifié	
<i>Vérification des contraintes.</i>						
Élément	$M_{ser} (KN.m)$	$A (cm^2)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	Observation
Travée	0.97	1.51	0.041	5250	0.76	Vérifiée
Appui	-0.14	0.5	0.025	2000	0.17	Vérifiée

Tableau III.9 : Calcul des armatures et vérification de la condition de non fragilité et des contraintes des différents types de poutrelles du plancher à usage d'habitation

❖ **Plancher terrasse inaccessible :**

Poutrelle type (1)						
<i>Calcul des armatures.</i>						
Élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$
Travée	6.11	0.033	0.042	0.177	0.99	3T8 = 1.51
Appui inter	4.25	0.087	0.114	0.171	0.71	2T8 = 1.01
Appui de rive	1.21	0.025	0.031	0.178	0.2	1T8 = 0.5
<i>Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée).</i>						
$A_{min} (cm^2)$	Appui de rive		Appui intermédiaire			
	$A_{adopté} (cm^2)$	Observation	$A_{adopté} (cm^2)$	Observation		

0.21	1T8 = 0.5	Vérifié	2T8 = 1.01	Vérifié		
$A_{min} (cm^2)$	En travée					
	$A_{adopté} (cm^2)$		Observation			
0.82	3 T8 = 1.51	Vérifiée				
<i>Vérification des contraintes.</i>						
Élément	$M_{ser} (KN.m)$	$A (cm^2)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	Observation
Travée	4.45	1.51	0.041	5250	3.47	Vérifiée
Appui	-3.08	1.01	0.034	3730	2.81	Vérifiée
Poutrelle type (2)						
<i>Calcul des armatures.</i>						
Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	$Z (m)$	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$
Travée	1.91	0.010	0.013	0.179	0.31	3T8 = 1.51
Appui inter	1.53	0.031	0.040	0.177	0.25	1T8 = 0.5
Appui de rive	0.38	0.008	0.010	0.179	0.06	1T8 = 0.5
<i>Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée).</i>						
$A_{min} (cm^2)$	Appui de rive		Appui intermédiaire			
	$A_{adopté} (cm^2)$	Observation	$A_{adopté} (cm^2)$	Observation		
0.21	1T8 = 0.5	Vérifié	1T8 = 0.5	Vérifié		
$A_{min} (cm^2)$	En travée					
	$A_{adopté} (cm^2)$		Observation			
0.82	3T8 = 1.51		Vérifié			
<i>Vérification des contraintes.</i>						

Élément	$M_{ser} (KN.m)$	$A (cm^2)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	Observation
Travée	1.39	1.51	0.041	5250	1.18	Vérifiée
Appui	-1.12	0.5	0.025	2000	0.62	Vérifiée

Poutrelle type (3)

Calcul des armatures.

Élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$
Travée	5	0.027	0.034	0.177	0.81	3 T8 = 1.51
Appui int	3.39	0.070	0.090	0.173	0.56	2T8 = 1.01
Appui de rive	0.99	0.020	0.026	0.178	0.16	1T8 = 0.5

Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée).

$A_{min} (cm^2)$	Appui de rive		Appui intermédiaire	
	$A_{adopté} (cm^2)$	Observation	$A_{adopté} (cm^2)$	Observation
0.21	1T8 = 0.5	Vérifié	2T8 = 1.01	Vérifié
$A_{min} (cm^2)$	En travée			
	$A_{adopté} (cm^2)$		Observation	
0.82	3 T8 = 1.51		Vérifié	

Vérification des contraintes.

Elément	$M_{ser} (KN.m)$	$A (cm^2)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	Observation
Travée	3.66	1.51	0.041	5250	2.86	Vérifiée
Appui	-2.47	1.01	0.034	3730	2.25	Vérifiée

Poutrelle type (4)

Calcul des armatures.

Élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	1.46	0.008	0.001	0.179	0.23	3 T8 = 1.51
Appui de rive	0.21	0.004	0.005	0.180	0.03	1T8 = 0.5
Tableau III 51: Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée).						
A_{min} (cm ²)	Appui de rive		A_{min} (cm ²)	En travée		
	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation		$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation	
0.21	1T8 = 0.5	Vérifié	0.82	3 T8 = 1.51	Vérifié	
<i>Vérification des contraintes.</i>						
Élément	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée	1.07	1.51	0.041	5250	0.83	Vérifiée
Appui	-0.15	0.5	0.025	2000	0.19	Vérifiée

Tableau III.10 : Calcul des armatures et vérification de la condition de non fragilité et des contraintes des différents types de poutrelles du plancher terrasse inaccessible

♦ **Vérification de l'effort tranchant :**

D'après le CBA93 (Art A. 5. 1. 1) la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible de cisaillement.

✓ **En travée :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Et} \quad \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33MPa$$

Tous les résultats de calcul sont représentés par le tableau suivant :

Type	Plancher	V_U (KN)	τ_U (MPa)	Observation
1 ^{er} type	Terrasse inaccessible	8.93	0.49	Vérifié
	Etage courant	8.15	0.46	Vérifié
	RDC	11.10	0.62	Vérifié
2 ^{eme} type	Terrasse inaccessible	5.1	0.28	Vérifié
	Etage courant	4.62	0.26	Vérifié
	RDC	6.51	0.36	Vérifié
3 ^{eme} type	Terrasse inaccessible	8.05	0.45	Vérifié
	Etage courant	7.34	0.41	Vérifié
	RDC	10.45	0.58	Vérifié
4 ^{eme} type	Terrasse inaccessible	3.27	0.18	Vérifié
	Etage courant	2.98	0.17	Vérifié
	RDC	4.18	0.23	Vérifié

Tableau III.11: Vérification de l'effort tranchant de la travée.

✓ **En appuis :**

▪ **Appui intermédiaire :**

On doit vérifier les armatures longitudinales au cisaillement.

$$A_{L,adapté} \geq A_l = (V_U + \frac{M_U^a}{0.9 * d}) * \frac{1.15}{f_e}$$

Type	Plancher	V_U (KN)	$A_{l,adapté}$ (cm ²)	M_U^a (KN.m)	A_l (cm ²)	Observation
1 ^{er} type	Terrasse inaccessible	8.93	2T8=1.01	-4.25	0.50	Vérifiée
	Etage courant	8.15	2T8=1.01	-4.03	0.48	Vérifiée
	RDC	11.10	2T8=1.01	-5.17	0.59	Vérifiée
2 ^{eme} type	Terrasse inaccessible	5.1	1T8=0.5	-1.53	0.12	Vérifiée
	Etage courant	4.62	1T8=0.5	-1.39	0.11	Vérifiée
	RDC	6.51	1T8=0.5	-1.95	0.16	Vérifiée
3 ^{eme} type	Terrasse inaccessible	8.05	2T8=1.01	-3.39	0.37	Vérifiée
	Etage courant	7.34	2T8=1.01	-3.22	0.36	Vérifiée

	RDC	10.45	2T8=1.01	-4.98	0.58	Vérifiée
--	-----	-------	----------	-------	------	----------

Tableau III.12 : Vérification de l'effort tranchant pour l'appui intermédiaire

▪ Appui de rive :

On doit vérifier les armatures longitudinales au cisaillement

$$A_{L,adapté} \geq A_l = V_U * \frac{1.15}{f_e}$$

Type	Plancher	$V_U (KN)$	$A_{l,adapté} (cm^2)$	$A_l (cm^2)$	Observation
1 ^{er} type	Terrasse inaccessible	8.93	1T8=0.5	0.26	Vérifié
	Etage courant	8.15	1T8=0.5	0.23	Vérifié
	RDC	11.10	1T8=0.5	0.32	Vérifié
2 ^{eme} type	Terrasse inaccessible	5.1	1T8=0.5	0.15	Vérifié
	Etage courant	4.62	1T8=0.5	0.13	Vérifié
	RDC	6.51	1T8=0.5	0.19	Vérifié
3 ^{eme} type	Terrasse inaccessible	8.05	1T8=0.5	0.23	Vérifié
	Etage courant	7.34	1T8=0.5	0.21	Vérifié
	RDC	10.45	1T8=0.5	0.30	Vérifié
4 ^{eme} type	Terrasse inaccessible	3.27	1T8=0.5	0.09	Vérifié
	Etage courant	2.98	1T8=0.5	0.08	Vérifié
	RDC	4.18	1T8=0.5	0.12	Vérifié

Tableau III.13 : Vérification de l'effort tranchant dans l'appui de rive

♦ Etat limite de déformations :

Tous les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Type	Plancher	f_{adm}	f_{ji}	f_{gi}	f_{gv}	f_{Pi}	Δf	Observation
1 ^{er} type	Terrasse inaccessible	0.82	0.31	0.44	0.74	0.54	0.52	Vérifiée
	Etage courant	0.82	0.04	0.13	0.25	0.20	0.28	Vérifiée
	RDC	0.82	0.13	0.32	0.56	0.70	0.81	Vérifiée
2 ^{eme} type	Terrasse inaccessible	0.46	0.012	0.021	0.046	0.029	0.041	Vérifiée
	Etage courant	0.46	0.001	0.013	0.033	0.023	0.04	Vérifiée

	RDC	0.46	0.001	0.01	0.03	0.04	0.059	Vérifiée
3 ^{eme} type	Terrasse inaccessible	0.74	0.19	0.27	0.47	0.33	0.33	Vérifiée
	Etage courant	0.74	0.071	0.2	0.35	0.29	0.37	Vérifiée
	RDC	0.74	0.07	0.19	0.35	0.44	0.52	Vérifiée
4 ^{eme} type	Terrasse inaccessible	0.34	0.0006	0.002	0.009	0.004	0.009	Vérifiée
	Etage courant	0.34	-0.0009	0.0008	0.006	0.003	0.009	Vérifié
	RDC	0.34	-0.0009	0.0008	0.006	0.007	0.013	Vérifiée

Tableau III.14: Vérifications de l'utilité de la flèche

◆ **Vérification de la bielle de béton :**

Selon le CBA93 (Art A. 5. 1. 3), l'effort de cisaillement doit être inférieur à la contrainte de cisaillement :

$$V_U < 0.267 * a * b * f_{c28}$$

$$a = \min(0.9d, b-4 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_U < 0.267 * a * b * f_{c28} = 0.267 * 0.162 * 0.38 * 25 = 410.91 \text{ KN}$$

Tous les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Type	Plancher	V_U (KN)	Observation
1 ^{er} type	Terrasse inaccessible	8.93	Vérifiée
	Etage courant	8.15	Vérifiée
	RDC	11.10	Vérifiée
2 ^{eme} type	Terrasse inaccessible	5.1	Vérifiée
	Etage courant	4.62	Vérifiée
	RDC	6.51	Vérifiée
3 ^{eme} type	Terrasse inaccessible	8.05	Vérifiée
	Etage courant	7.34	Vérifiée
	RDC	10.45	Vérifiée
4 ^{eme} type	Terrasse inaccessible	3.27	Vérifiée
	Etage courant	2.98	Vérifiée
	RDC	4.18	Vérifiée

Tableau III.15 : Vérification de la bielle de béton.

◆ **Vérification du cisaillement à la jonction table nervure :**

✓ **Liaison table nervure :**

Selon le CBA93 (Art A. 5. 1. 1), la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible de cisaillement :

$$\text{Tel que : } \tau_U = \frac{b - b_0}{2} * \frac{V_U}{0.9 * h_0 * b * d} \leq \bar{\tau}_U = 3.33 \text{MPa}$$

Type	Plancher	V_U (KN)	τ_U (MPa)	Observation
1 ^{er} type	Terrasse inaccessible	8.93	0.51	Vérifiée
	Etage courant	8.15	0.46	Vérifiée
	RDC	11.10	0.64	Vérifiée
2 ^{eme} type	Terrasse inaccessible	5.1	0.29	Vérifiée
	Etage courant	4.62	0.26	Vérifiée
	RDC	6.51	0.37	Vérifiée
3 ^{eme} type	Terrasse inaccessible	8.05	0.46	Vérifiée
	Etage courant	7.34	0.42	Vérifiée
	RDC	10.45	0.59	Vérifiée
4 ^{eme} type	Terrasse inaccessible	3.27	0.18	Vérifiée
	Etage courant	2.98	0.17	Vérifiée
	RDC	4.18	0.24	Vérifiée

Tableau III.16 : Vérification du cisaillement à la jonction table nervure

- **Longueur d'ancrage :**

Selon le CBA93 (Art A. 6. 1. 2 2), $L_S = 40 * \phi$ (longueur de scellement) et

$$L_C = 0.4 * L_S$$

◆ Pour les $\Phi 8 \rightarrow L_S = 32 \text{cm} \Rightarrow L_C = 12.8 \text{cm}$

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t,\min}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10\right)$$

$$\rightarrow \phi_t \leq 5.71 \text{mm}$$

On adopte : $\phi_t = 5 \text{mm} \rightarrow A_t = 2\phi 5 = 0.39 \text{cm}^2$.

Espacement des armatures transversales :

Selon le CBA93 (Art A. 5. 1. 2. 2) :

$$\bullet S_t \leq \min(0.9 * d; 40cm) = \min(16.2cm; 40cm) = 16.2cm.$$

$$\bullet S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = \frac{0.39 * 10^{-4} * 400}{0.4 * 0.1} = 39cm.$$

$$\bullet S_t \leq \frac{0.8 * A_t * f_e}{b_0 * (\tau_U - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.8 * 0.39 * 10^{-4} * 400}{0.1 * (0.64 - 0.3 * 2.1)} = 12.48cm$$

Parmi les espacements calculés au-dessus on prend le plus petit :

D'où : $S_t = 10cm$.

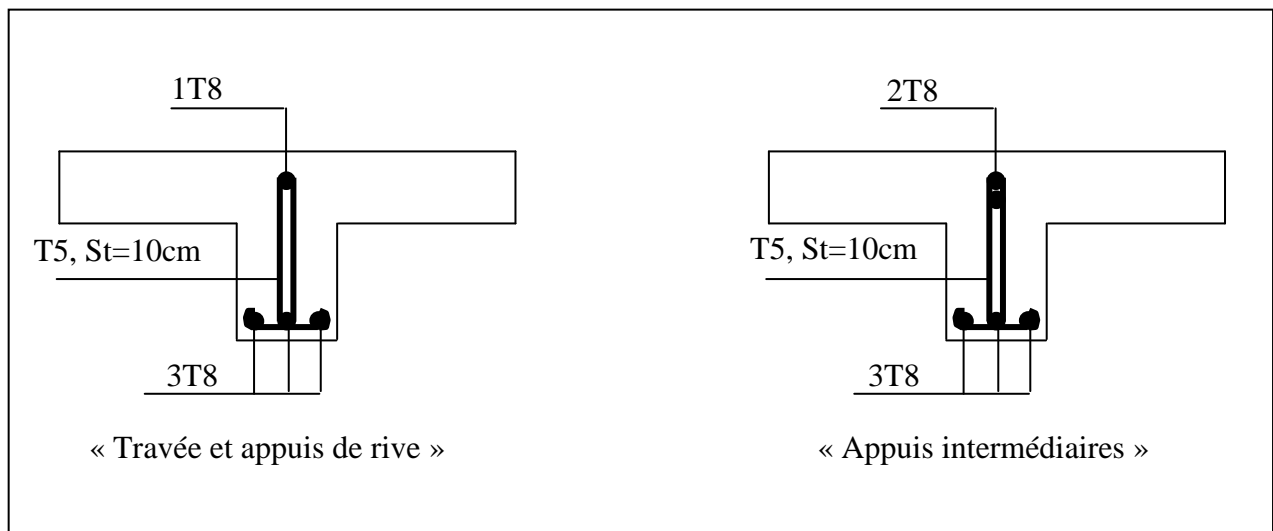
III.3.5 Schémas de ferrailage des poutrelles :**a) Plancher terrasse, étage courant et RDC :**▪ **Type 1:**

Figure III.9 : Schéma de ferrailage des poutrelles type 1

- Types 2 et 3 :

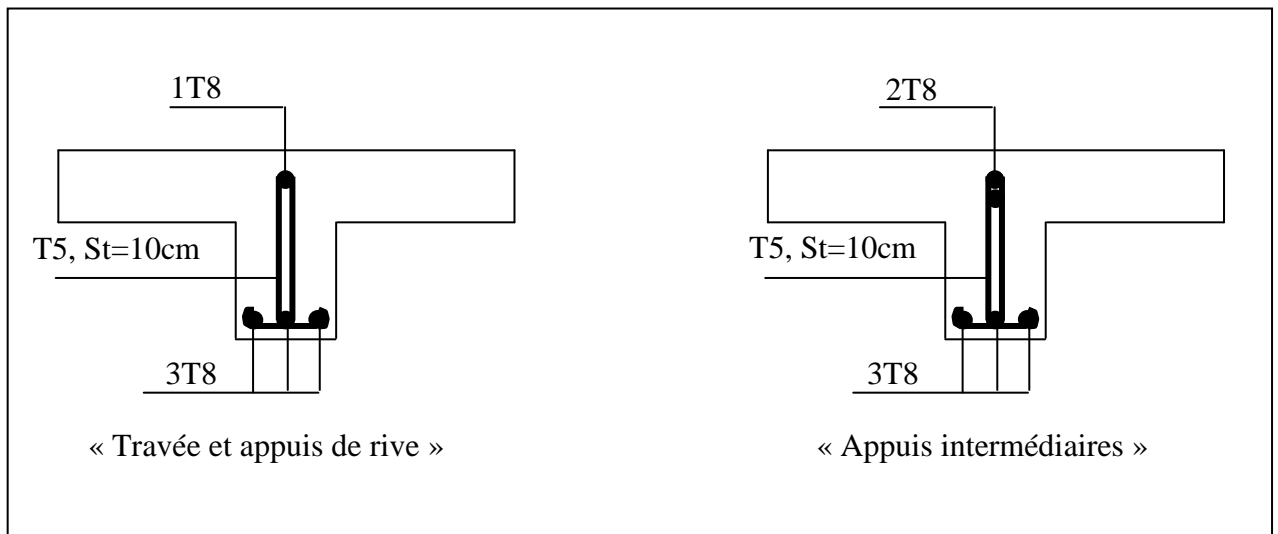


Figure III.10 : Schéma de ferrailage des poutrelles types 2 et 3

- Type 4 :

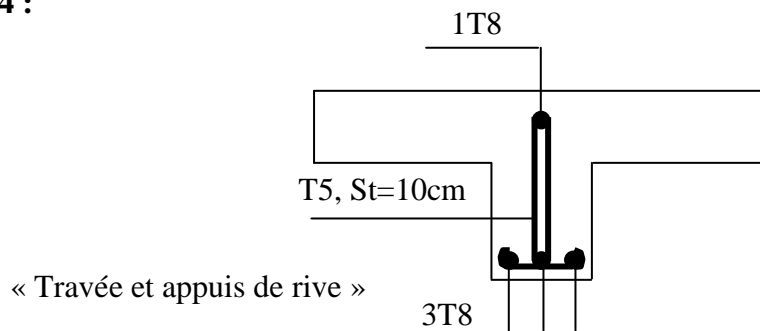


Figure III.11 : Schéma de ferrailage des poutrelles type 4

III.4 Ferrailage de la dalle de compression

- ◆ Armatures perpendiculaires à la nervure

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

$$A_{\perp} = \frac{4 * b}{f_e} = \frac{4 * 0.38}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_{\perp} = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

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

◆ **Armatures parallèles à la nervure :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.43 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_{//} = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

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

Schéma de ferrailage de la dalle de compression

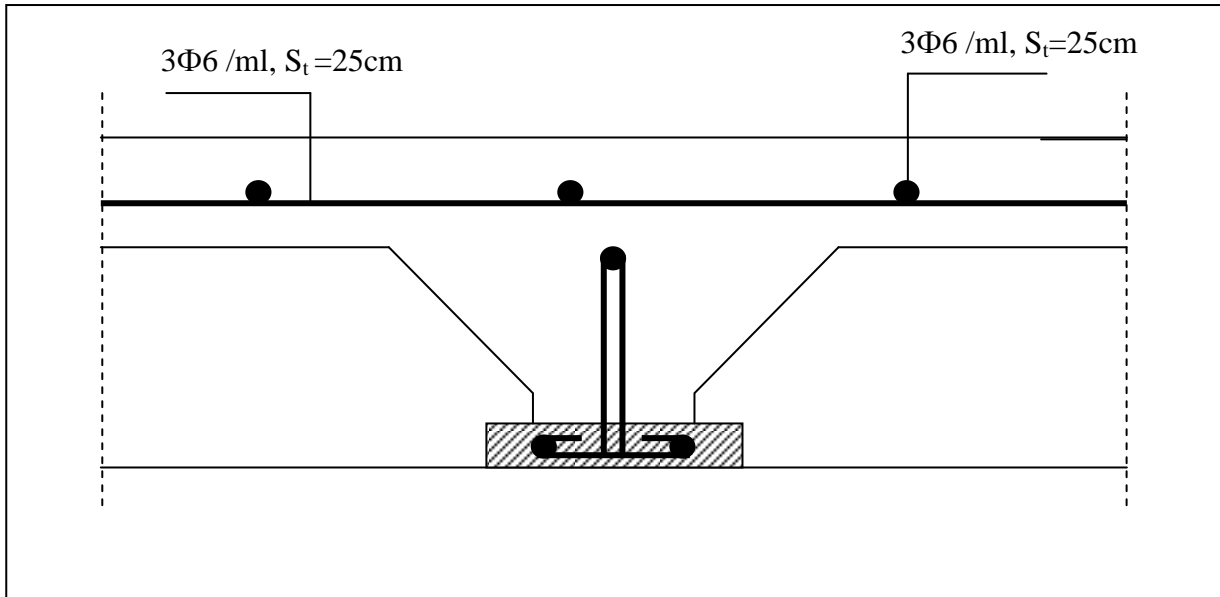


Figure III.12 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.5 Étude des dalles pleines

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

l_x : la plus petite dimension du panneau.

l_y : la plus grande dimension du panneau.

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

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

Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

◆ **Dalle sur deux appuis**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.20}{2.95} = 0.41 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux Sens.}$$

1) Calcul des sollicitations à l'ELU

On a : $G = 5.16 \text{ KN/m}^2$

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

$q_u = 12.22 \text{ KN/m}^2$

$q_s = 8.66 \text{ KN/m}^2$

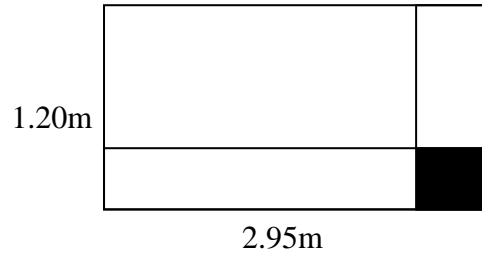


Figure III.13 : Schéma de la dalle sur deux appuis

$$\rho = 0.41 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1088 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x * q_u * l_x^2 = 0.1088 * 12.22 * (1.20)^2 \Rightarrow M_0^x = 1.914 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y * M_0^x = 0.2500 * 1.914 \Rightarrow M_0^y = 0.478 \text{ KNm} \end{cases}$$

-En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 * M_0^x = 1.627 \text{ KNm} \\ M_t^y = 0.85 * M_0^y = 0.406 \text{ KNm} \end{cases}$

-En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.5 * M_0^x = -0.957 \text{ KNm}$

2) Ferrailages :

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

On a : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 14 \text{ cm}$, $d = 12 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq 14 \text{ mm} ;$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + c \right) \Rightarrow d_x = 14 - \left(\frac{1.4}{2} + 2 \right) = 11.3 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c \right) \Rightarrow d_y = 14 - \left(\frac{1.4}{2} + 1.4 + 2 \right) = 9.9 \text{ cm}$$

Tous les résultats de calcul de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens		$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z (m)$	A_{cal} (cm^2/ml)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)
travée	x-x	1.627	0.009	0.011	0.112	0.42	4HA8=2.01
	y-y	0.406	0.003	0.004	0.099	0.12	4HA8=2.01
Appui	y-y	0.957	0.005	0.007	0.113	0.24	4HA8=2.01
	x-x						

Tableau III.17 : Ferrailage de dalle sur 2 appuis

- **Espacement des armatures**

Sens x-x: $S_{t_y} \leq \min(3 * e, 33cm) = 33cm$; on adopte $S_{t_y} = 25cm$.

Sens y-y : $S_{t_x} \leq \min(4 * e, 45cm) = 45cm$; on adopte $S_{t_x} = 25cm$.

3) Vérifications à l'E.L.U

a) la condition de non fragilité

$$e \geq 14cm \text{ et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 * \frac{(3 - \rho)}{2} * b * e \\ A_x^{min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{min}^x = 0.0008 * \frac{3 - 0.41}{2} * 100 * 14 = 1.45cm^2 \\ A_{min}^y = 0.0008 * 100 * 14 = 1.12cm^2 \end{cases}$$

b) l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\text{Sens x-x : } V_x = \frac{q_u * l_x}{3} = 4.89KN$$

$$\text{Sens y-y : } V_y = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 6.08KN$$

$$\tau_u = 0.05 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.25 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$$

4) Vérifications à l'ELS

a) Etat limite de compression de béton

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

• La contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = 15 * \frac{M}{I} * (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; \max(0.5 * f_e; 110 * \sqrt{\eta * f_{tj}})\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1110 \\ \mu_y = 0.2924 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tser}^x = 1.177 \text{ KN.m} \\ M_{tser}^y = 0.344 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{aser}^y = M_{aser}^x = 0.692 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Sens		Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	observation
En travée	x-x	1.177	2850	2.33	0.96	55.57	vérifiée
	y-y	0.344	2140	2.16	0.35	18.66	vérifiée

Tableau III.18 : vérification des contraintes

b) État limite de déformation

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

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

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.2} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{0.14}{1.2} \geq \frac{0.85 * M_0}{20 * M_0} \\ \frac{2.01}{100 * 11.3} \leq \frac{4.2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.117 \geq 0.0625 \dots \text{vérifiée} \\ 0.117 \geq 0.0425 \dots \text{vérifiée} \\ 1.78 * 10^{-3} \leq 10.5 * 10^{-3} \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification n'est pas nécessaire dans le sens x-x.

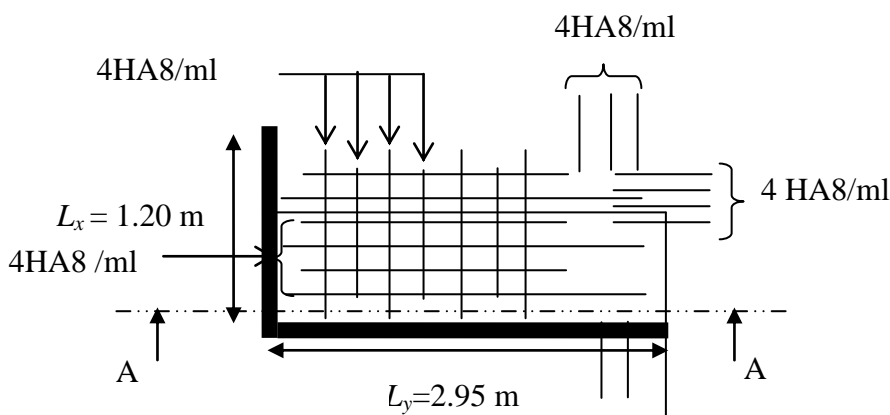
Sens y-y

$$\frac{h}{l} = 0.047 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{non vérifiée}$$

La vérification est nécessaire dans le sens y-y

On trouve : $f_{cal} = 1.85\text{mm} \leq f_{adm} = 5.9\text{mm}$

5) Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis :



Coupe A-A

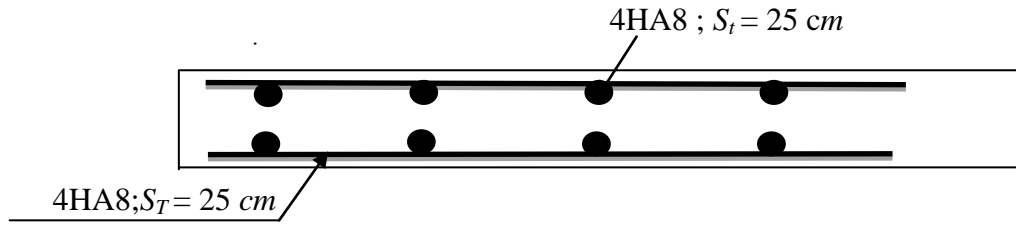


Figure III.14 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.

III.6 Étude des escaliers

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant les poutres comme des appuis sur lesquels il se repose.

L'étude de cet élément secondaire consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux (RDM) ou forfaitaire en prenant en considération le nombre de points d'appuis.

III.6.1 étude de l'escalier type 1 (Étage courant) :

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

$$G_p = 5.1 \text{ KN/m}^2$$

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

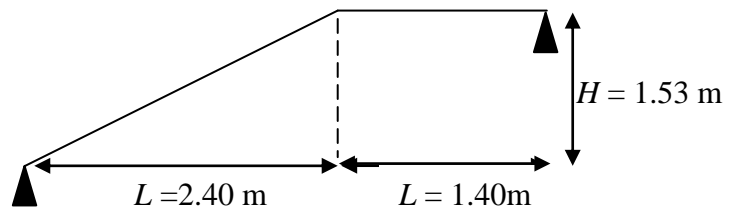


Figure III.15 : Schéma statique de l'escalier type 1

À l'ELU : $q = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$

À l'ELS : $q = G + Q$

	$q_{volée} \text{ (KN/m)}$	$q_{palier} \text{ (KN/m)}$
ELU	14.55	10.63
ELS	10.5	7.6

Tableau III.19 : Calcul des charges de l'escalier type 1

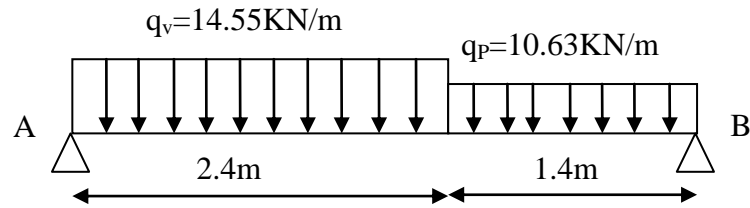


Figure III.16 : Schéma statique de l'escalier type 1 à l'ELU

1) Calcul des sollicitations

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 14.55 * 2.4 + 10.63 * 1.4$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 49.80 \text{ KN}.$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow (14.55 * 2.4 * \frac{2.4}{2}) + (10.63 * 1.4) (\frac{1.4}{2} + 2.4) = R_B (2.4 + 1.4)$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{80.04}{3.8} = 21.06 \text{ KN}$$

$$R_A = 49.80 - R_B$$

$$R_A = 28.74 \text{ KN}$$

◆ Moment fléchissant

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents.

✓ $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$M(x) = 28.74 * x - 14.55 * \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -7.28 * x^2 + 28.74 * x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.4) = 27.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

$$M(x) = -5.32 * x^2 + 21.06 * x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.4) = 19.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le moment maximum est dans le premier tronçon

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -14.55 * x + 28.74 = 0$$

$$\Rightarrow x_0 = 1.97m$$

$$M_{\max} = 28.36KN.m$$

$$M_t = 0.75 * M_0 = 0.75 * 28.36 = 21.27 KN.m$$

$$M_a = -0.5 * M_0 = -0.5 * 28.36 = -14.18 KN.m$$

2) Le Ferrailage de l'escalier type 1

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

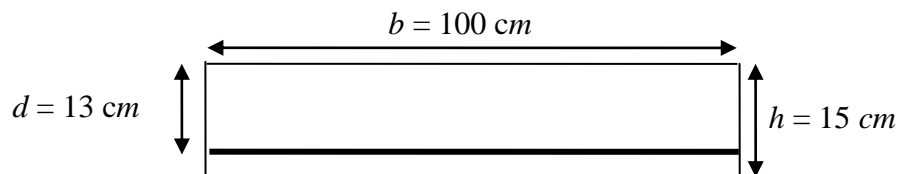


Figure III.17 : Schéma d'une bande de 1 ml d'un escalier

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-après :

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z (m)$	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{adp}(cm^2/ml)$
En travée	21.27	0.089	0.116	0.124	4.93	5T12 = 5.65
En appui	14.18	0.059	0.076	0.126	3.23	5T10 = 3.93

Tableau III.20 : Résultat de ferrailage de l'escalier type1

• Armatures de répartition

Selon l'article E. 8. 2. 41 du BAEL91 lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés, les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2$$

On choisit : 4HA8 = 2.01 cm²

• Espacement des barres :

Armatures principales : $S_r = 20 \text{ cm} \leq (3 * e; 33)cm = 33 \text{ cm}$

Armatures secondaires : $S_r = 25 \text{ cm} \leq (4 * e; 45)cm = 45 \text{ cm}$

3) Vérifications à l'ELU :**a) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 1 * 0.13 * 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$ Vérifiée

En appuis : $A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$ Vérifiée

b) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b * d}$$

$$V_u = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow V_u = 28.74 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b * d} = \frac{28.74 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

c) L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui

D'après le **BAEL91** / article 5. 13. 2 on a deux types :

➤ L'influence sur le béton

On vérifie que :

$$V_{\max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}$$

$$a = 0.9 * d = 0.9 * 0.13 = 0.117$$

$$0.267 * a * b * f_{c28} = 0.267 * 0.117 * 1 * 25 = 0.781 \text{ MN}$$

$$V_{\max} = 0.0287 \text{ MN} \leq 0.781 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ L'influence sur les armatures longitudinales

$$A_l = A_{Sup} + A_{Inf} = 5.65 + 3.93 = 9.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{On vérifie que : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * V_{\max}^a = \frac{1.15}{400} * 28.74 * 10^{-3} = 0.83 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 9.58cm^2 \geq 0.83cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e.$$

4) V\acute{e}rifications \`a l'ELS :

$$M^{max}(x = 1.83 \text{ m}) = 17.55 \text{ KN.m}$$

$$V^{max}(x = 0) = 19.2 \text{ KN}$$

$$M_t = 0.75 * M_0 = 0.75 * 17.55 = 13.16 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 * M_0 = -0.5 * 17.55 = -8.77 \text{ KN.m}$$

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont \`a l'abri des intemp\`eries, donc les v\`erifications \`a faire sont :

a) V\acute{e}rification de l'\`etat limite de compression du b\`eton

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

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

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

Les r\`esultats de calcul des contraintes sont r\`esum\`es dans le tableau suivant :

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$I(\text{cm}^4)$	$y(\text{cm})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En appui	8.77	9000	3.92	3.82	15	v\`erifi\`ee
En trav\`ee	13.16	6740	3.37	7.22	15	v\`erifi\`ee

Tableau III.21 : V\`erification des contraintes.

b) V\acute{e}rification de l'\`etat limite de d\`eformation

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la v\`erification de la fl\`eche devient n\`ecessaire :

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

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

Donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit :

$$f_{gv} = 3.39\text{mm} ; f_{ji} = 0.67\text{mm} ; f_{pi} = 2.86\text{mm} ; f_{gi} = 1.38\text{mm} ;$$

La flèche totale :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 4.19 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{l}{500} = 7.6\text{mm} \dots \text{vérifiée}$$

5) Schéma de ferrailage de l'escalier type 1 (Étage courant)

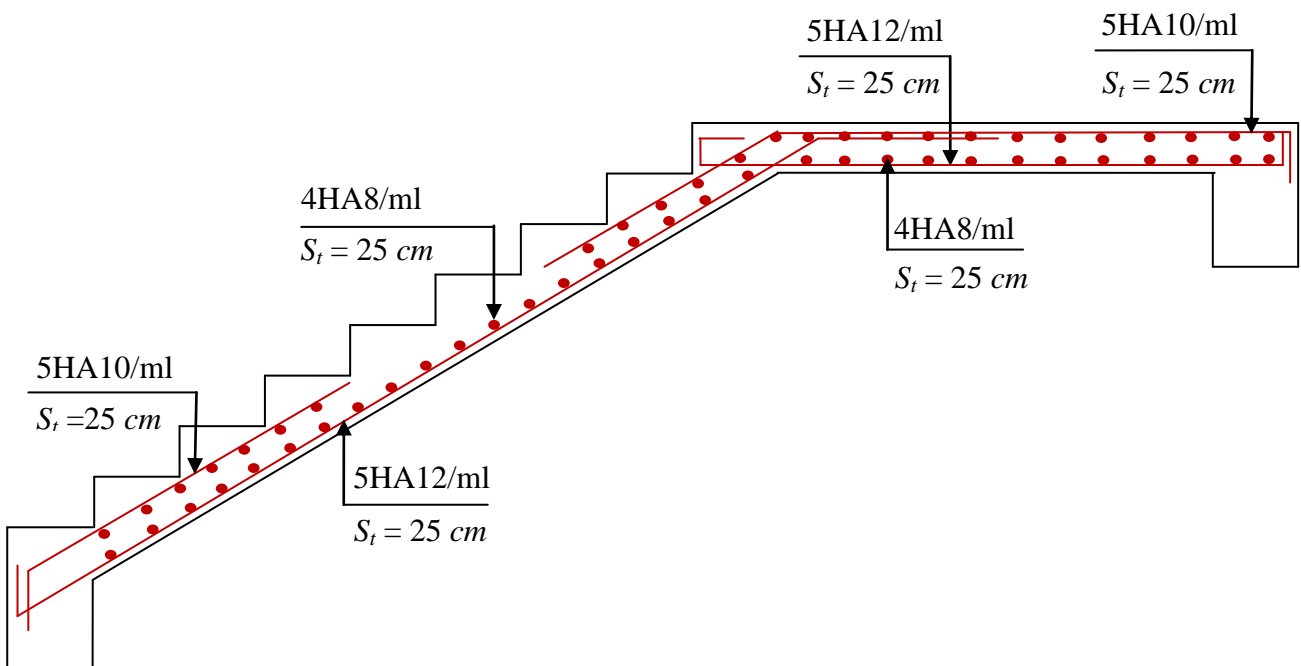


Figure III.18 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1

III.6.2 Escalier type 2 (RDC):

$$G_v = 8.08 \text{ KN/m}^2$$

$$G_p = 5.1 \text{ KN/m}^2$$

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

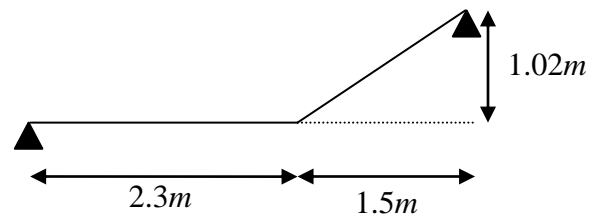


Figure III.19 : Schéma statique de l'escalier type 2

	$q_{volée}(KN/m)$	$q_{palier}(KN/m)$
ELU	14.67	10.63
ELS	10.58	7.6

Tableau III.22 : Calcul des charges de l’escalier type 2

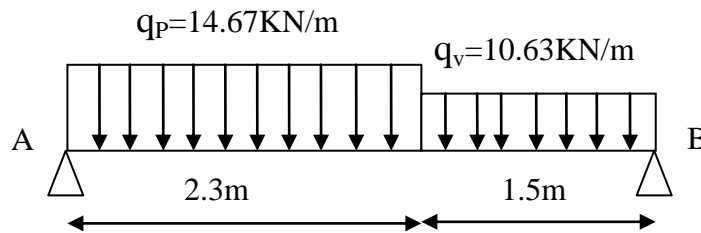


Figure III. 20 : Schéma statique de l’escalier type 2 à l’ELU.

1) Calcul des sollicitations

$R_A = 21.39 \text{ KN}$

$R_B = 25.06 \text{ KN}$

$M^{\max} (x = 2.01 \text{ m}) = 21.52 \text{ KN.m}$

$V^{\max} (x = 0) = 25.06 \text{ KN}$

$M_t = 0.75 * M_0 = 0.75 * 21.52 = 16.14 \text{ KN.m}$

$M_a = -0.5 * M_0 = -0.5 * 21.52 = -10.76 \text{ KN.m}$

2) Le Ferrailage de l’escalier type 2 :

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

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-après :

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z (m)$	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{adp}(cm^2/ml)$
En travée	16.14	0.067	0.087	0.125	3.70	5T10 = 3.93
En appui	10.76	0.045	0.057	0.127	2.43	5T10 = 3.93

Tableau III.23 : Résultat de ferrailage de l’escalier type 2

- **Armatures de répartition**

Selon l'article **E. 8. 2. 41 du BAEL91** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés, les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On choisit : 4HA8 = 2.01 cm²

- **Espacement des barres :**

Armatures principales : $S_r = 20 \text{ cm} \leq (3 * e; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$

Armatures secondaires : $S_r = 25 \text{ cm} \leq (4 * e; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$

3) Vérifications à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 1 * 0.13 * 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_r = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée

En appuis : $A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Vrififiée

b) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b * d}$$

$$V_u = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow V_u = 25.06 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b * d} = \frac{25.06 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.19 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_{bu} = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

c) L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui

D'après le BAEL91 / article 5. 13. 2 on a deux types :

➤ **L'influence sur le béton**

On vérifie que :

$$V_{max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}$$

$$a = 0.9 * d = 0.9 * 0.13 = 0.117$$

$$0.267 * a * b * f_{c28} = 0.267 * 0.117 * 1 * 25 = 0.7810 MN$$

$$V_{max} = 0.02506 MN \leq 0.7810 MN \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **L'influence sur les armatures longitudinales**

$$A_l = A_{Sup} + A_{Inf} = 3.93 + 3.93 = 7.86 \text{ cm}^2$$

On vérifie que : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * V_{max}^a = \frac{1.15}{400} * 25.06 * 10^{-3} = 0.72 \text{ cm}^2$

$$A_l = 7.86 \text{ cm}^2 \geq 0.72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

4) Vérification à l'ELS :

$$M^{max} (x = 2.01 \text{ m}) = 15.44 \text{ KN.m}$$

$$V^{max} (x = 0) = 18.03 \text{ KN}$$

$$M_t = 0.75 * M_0 = 0.75 * 15.44 = 11.58 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 * M_0 = -0.5 * 15.44 = -7.72 \text{ KN.m}$$

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

a) Vérification de l'état limite de compression du béton

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

Calcul de y : $\frac{b}{2} * y^2 + 15 * (A + A') * y - 15 * (A * d + A' * d') = 0$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$I(\text{cm}^4)$	$y(\text{cm})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En appui	7.72	9000	3.37	2.89	15	vérifiée
En travée	11.58	6740	3.37	5.79	15	vérifiée

Tableau III.24 : Vérification des contraintes

b) Vérification de l'état limite de déformation

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

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

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

Donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit : $f_{gv} = 3.46\text{mm}$; $f_{ji} = 0.67\text{mm}$; $f_{pi} = 2.91\text{mm}$; $f_{gi} = 1.43\text{mm}$;

La flèche totale :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 4.27 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{l}{500} = 7.6\text{mm} \dots \text{vérifiée}$$

5) Schéma de ferrailage de l'escalier type 2 (RDC)

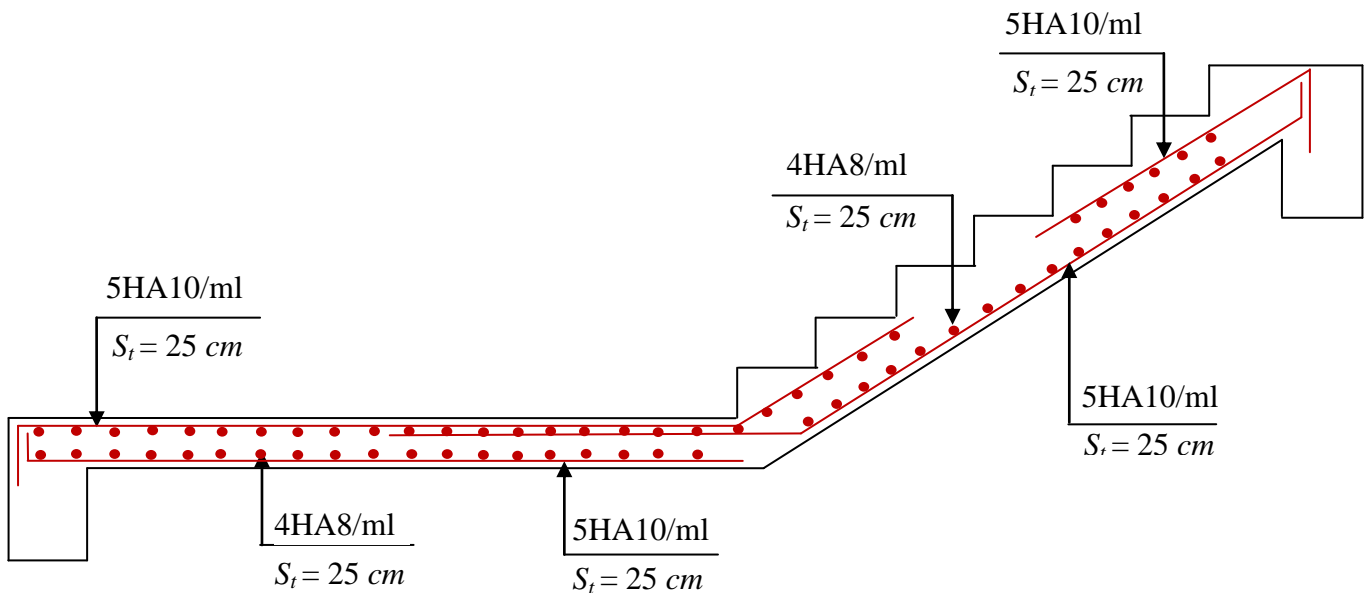


Figure III.21 : Schéma de ferrailage de l'escalier type2 (RDC)

III.7 Étude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

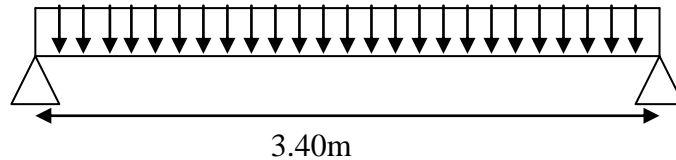


Figure III.22 : Schéma statique de la poutre palière

1) Dimensionnement

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4cm \end{array} \right. \quad (RPAVII.7.5)$$

Condition de la flèche :

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

$$\frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22.67cm \leq h \leq 34cm$$

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

• Les charges sur la poutre

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = (0.30 * 0.30) * 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

Poids de la volée

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

Poids de palier

$$G_p = 5.1 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 2.55 + 8 + 5.1 = 15.65 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 1.35 * 15.65 + 1.5 * 2.5 = 24.88 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 15.65 + 2.5 = 18.15 \text{ KN/m}^2$$

✓ **A L'ELU**

$$M_u^t = \frac{P_u * l^2}{24} = 11.98KN.m$$

$$M_u^a = -\frac{P_u * l^2}{12} = -23.97KN.m$$

$$V_u = \frac{P_u * l}{2} = 42.30KN$$

✓ **A L'ELS**

$$M_s^t = \frac{P_s * l^2}{24} = 8.74KN.m$$

$$M_u^a = -\frac{P_s * l^2}{12} = -17.48KN.m$$

$$V_s = \frac{P_s * l}{2} = 30.85KN$$

2) Ferrailage de la poutre palière en flexion simple

$b = 30 \text{ cm}, h = 30 \text{ cm}, d = 28 \text{ cm}, f_{c28} = 25 \text{ Mpa}, f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}, f_{st} = 400 \text{ MPa}$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	11.98	0.036	0.046	0.275	1.25	2HA10 = 1.57
En appui	23.97	0.072	0.093	0.269	2.55	3HA12 = 3.39

Tableau III.25 : Calcul des armatures principales de la poutre palière

3) Vérifications à l'ELU

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.3 * 0.28 * 2.1}{400} = 1.01 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.01 \text{ cm}^2$ Vérifiée

En appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.01 \text{ cm}^2$ Vérifiée

b) L'effort tranchant

$$V_u = 42.30 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{42.30 * 10^{-3}}{0.30 * 0.28} = 0.50 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

c) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A \geq (V_u + \frac{M_U}{0.9 * d}) * \frac{\gamma_s}{f_e} = (42.30 * 10^{-3} - \frac{23.97 * 10^{-3}}{0.9 * 0.28}) * \frac{1.15}{400} = -1.52 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.57 + 3.39 = 4.96 \text{ cm}^2 > -1.52 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifiée}$$

• Calcul de l'espacement S_t

$$S_t \leq \min(0.9 * d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25.20 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

• Calcul des armatures transversales à la flexion simple

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_i^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 10 \text{ mm}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 * b * S_t}{f_e} = \frac{0.4 * 0.30 * 0.15}{400}$$

$$A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq b * S_t * \frac{(\tau_u - 0.3 * f_{tj})}{0.8 * f_e} = \frac{0.30 * 0.15 * (0.50 - 0.3 * 2.1)}{0.8 * 400}$$

$$A_t \geq -0.18 \text{ cm}^2$$

On adopte un cadre de 2HA8 = 1.01 cm² avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

4) Calcul de la section d'armature à la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par le palier et la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier

$$M^{\text{torsion}} = 14.18 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

- U : périmètre de la section,
- Ω : aire du contour tracé à mi-hauteur,
- e : épaisseur de la paroi,
- A_l : section d'acier.

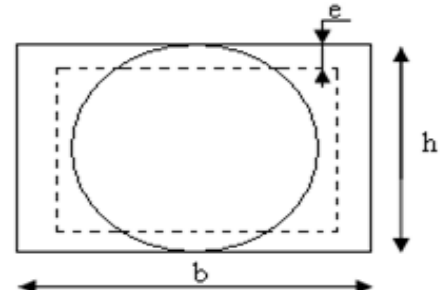


Figure III. 23 : Section creuse équivalente

$$\Omega = (b - e) * (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

$$\Omega = (0.30 - 0.05) * (0.30 - 0.05) = 0.0625\text{m}^2$$

$$U = 2 * [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 * [(0.30 - 0.05) + (0.30 - 0.05)] = 1\text{m}$$

$$A_{torsion} = \frac{M_{Tu} * U * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{14.18 * 10^{-3} * 1 * 1.15}{2 * 0.0625 * 400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{torsion} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{tor}^{adop} = 2\text{HA14} + 1\text{HA10} = 3.87 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la de contraintes de cisaillement dû à la torsion**

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega * e} = \frac{14.18 * 10^{-3}}{2 * 0.0625 * 0.05} = 2.27 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{utor} = 2.27\text{MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{ MPa}$$

• **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :BAEL91/99 (articleI.III)**

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = \sqrt{(0.50)^2 + (2.27)^2} = 2.32 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Calcul des armatures transversales :**

➤ **Flexion simple**

$$A_t = 1.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Torsion :** $A_t = \frac{M_{tu} * S_t * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = 0.49 \text{ cm}^2$

$$A_t^{\min} = 0.003 * S_t * b = 0.003 * 15 * 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = 1.01 + 1.35 = 2.36 \text{ cm}^2$$

On choisit : 4HA10 = 3.14 cm² (cadre Φ10 et étrier Φ10)

5) La section d'armatures finale

✓ En travée

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1.57 + \frac{3.87}{2} \Rightarrow A^t = 3.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{adop}^t = 2\text{HA14} + 1\text{HA12} = 3.87 \text{ cm}^2$$

✓ En appui

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3.39 + \frac{3.87}{2} \Rightarrow A^a = 5.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{adop}^a = 2\text{HA16} + 1\text{HA14} = 5.56 \text{ cm}^2$$

6) Vérifications à l'ELS

a) État limite de compression du béton

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

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

	$M_{ser}(KN.m)$	$I(cm^4)$	$y(cm)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En appui	8.74	5.89	13600	3.78	15	vérifiée
En travée	17.48	8.19	25400	5.64	15	vérifiée

Tableau III.26 : Vérification des contraintes du béton à l'E.L.S

b) Vérification de l'état limite de déformation

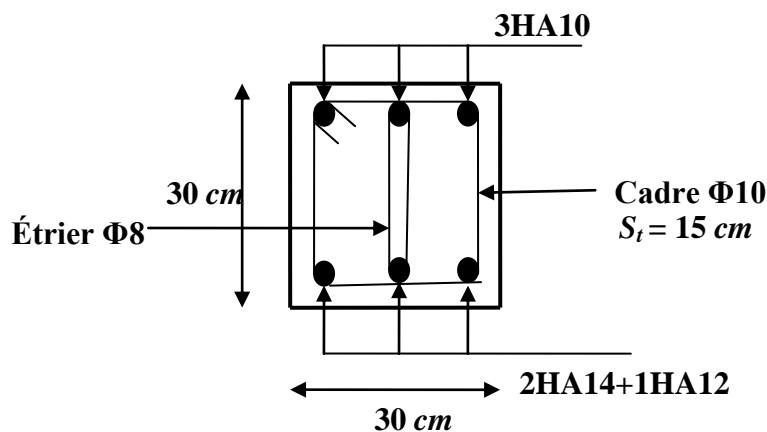
Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0.30}{3.4} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{0.30}{3.4} \geq \frac{11.98}{10 * 35.95} \\ \frac{1.57}{0.30 * 0.28} \leq \frac{4.2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.0882 \geq 0.0625 \dots \text{vérifiée} \\ 0.0882 \geq 0.0333 \dots \text{vérifiée} \\ 0.0018 \leq 0.0105 \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

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

7) Le schéma de ferrailage de la poutre palière



En travée

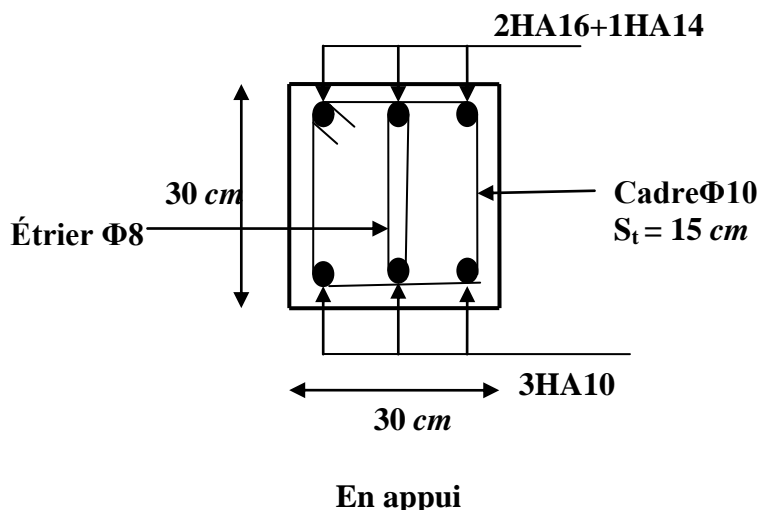


Figure III.24: Le schéma de ferrailage de la poutre palière

III.8 Etude de l'acrotère

1) Définition

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

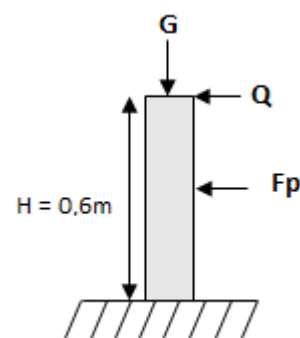


Figure. III.25 : Les sollicitations sur l'acrotère

2) Hypothèses de calcul

L'acrotère est sollicité en flexion composée

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

3) Évaluation des charges et surcharge

Après le pré dimensionnement on a :

La surface : $S = 685cm^2 = 0.0685m^2$

Poids propre : $G_t = 2.133KN/ml$

La charge due à la main courante : $Q = 1 KN$

La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule

$$F_p = 4 * A * C_p * G_t \dots \dots (\text{Article 6.2.3})RPA99/2003$$

Tel que

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 pour la zone et le groupe d'usages appropriés. [Tab (4.1)]

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 [TAB. (6.1)].

G_t : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas :

$$\begin{cases} - \text{Groupe d'usage 2} \Rightarrow A = 0.15 \\ - \text{Zone II}_a \text{ (Bejaia)} \Rightarrow C_p = 0.8 \end{cases}$$

$$F_p = 4 * A * C_p * G_t = 4 * 0.15 * 0.8 * 2.133 \Rightarrow F_p = 1.024KN$$

4) Calcul des sollicitations

a) Calcul du centre de gravité $G(X_g, Y_g)$: $X_g = \frac{\sum A_i * X_i}{\sum A_i}$ et $Y_g = \frac{\sum A_i * Y_i}{\sum A_i}$

$$X_g = \frac{0.6 * 0.1 * (0.1/2) + 0.07 * 0.1 * (0.1 + 0.1/2) + (0.1 * 0.03) * 0.5 * (0.1 + 0.1/3)}{0.0685} = 0.062m$$

$$Y_g = \frac{0.6 * 0.1 * (0.6/2) + 0.07 * 0.1 * (0.5 + 0.07/2) + (0.1 * 0.03) * 0.5 * (0.57 + 0.03/3)}{0.0685} = 0.330m$$

L'acrotère est soumise à :

$$N_G = 2.133 KN$$

$$MQ = Q * h \Rightarrow M_Q = 1 * 0.60 \Rightarrow M_Q = 0.60KN.m$$

$$M_{FP} = F_p * Y_g \Rightarrow M_{FP} = 1.024 * 0.330 \Rightarrow M_{FP} = 0.340KN.m$$

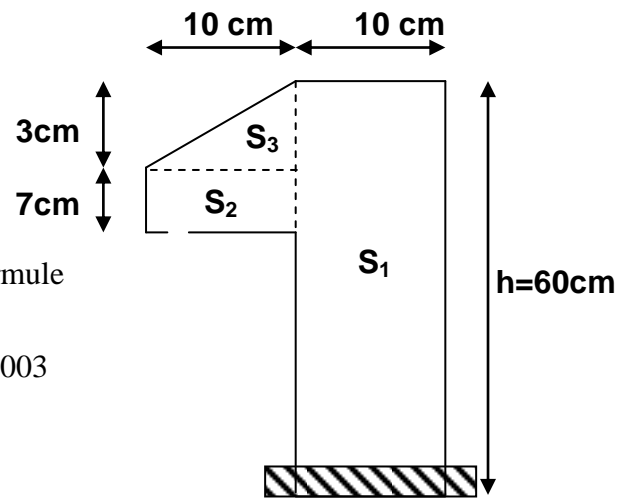


Figure III. 26 : Acrotère

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G+Q+E	1.35*G + 1.5*Q	G+Q
N (KN)	2.133	2.879	2.133
M (KN.m)	0.94	0.9	0.6

Tableau III.27 : Combinaison d'action de l'acrotère

b) Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$\text{On a } e_1 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.94}{2.133} = 0.44m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1m$$

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

partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

Tel que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2\text{cm}; h / 250) = \max(2\text{cm}; 60/250) \Rightarrow e_a = 2\text{cm}.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad (\text{Article A.4.3.5})$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

$$l_f : \text{Longueur de flambement ; } l_f = 2 * h = 1.2m$$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10 cm

$$\text{Donc: } \begin{cases} e_2 = 0.00864m \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.469m \end{cases}$$

5) Ferrailage

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composé sont

$$N_u = 2.133 \text{ KN} ; M_u = N_u * e = 2.133 * 0.469 \Rightarrow M_u = 1 \text{ KN.m};$$

On a : $h = 10 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$

$$M_{uA} = M_u + N_u * \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1 + 2.133 * \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.064 \text{ KN.m}$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.064 * 10^{-3}}{1 * 0.08^2 * 15} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.01108 < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.0139$$

$$Z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.07956 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{uA}}{Z * f_{st}} = \frac{1.064 * 10^{-3}}{348 * 0.07956} = 0.38 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38 * 10^{-4} - \frac{2.133 * 10^{-3}}{348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

6) Vérifications à l'E.L.U

a) La condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 1 * 0.08 * 2.1}{400} = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.32 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

On choisit : 4HA8 = 2.01 cm² / ml

• Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• Espacement

Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$. On choisit : $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartitions : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$. On choisit : $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0.1 * f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2.5; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.024 + 1 \Rightarrow V_u = 2.024 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.024 * 10^{-3}}{1 * 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.0253 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifié (pas de risque de cisaillement)}$$

c) Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} < 0.6 * \psi_s^2 * f_{t28}$$

$$\tau_{se} = V_u / (0.9d * \Sigma \mu_i) \quad (\text{Article. A.6.1. 3) BAEL}$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n * \pi * \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 * 3.14 * 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$T_{se} = 2.024 * 10^{-3} / (0.9 * 0.08 * 0.10048) \rightarrow \tau_{se} = 0.279 \text{ MPa}$$

$$0.6 * \psi_s^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad (\text{Article. A.6.1, 21) BAEL}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\tau_{se} < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

7) Vérifications à l'ELS

$$d = 0.08 \text{ m}, N_{ser} = 2.133 \text{ KN}, M_{ser} = Q * h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$\eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

➤ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{\mu_t}, \quad \sigma_s = \frac{15 * N_{ser} * (d - y)}{\mu_t}$$

$$\mu_t = \frac{b * y^2}{2} - 15 * A * (d - y)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 150 * \sqrt{\eta * f_{ij}}\right) = 201.6 \text{ MPa}.$$

• Position de l'axe neutre

$$c = d - e_A$$

Tel que e_A : distance du centre de pression c à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.133} = 0,28m$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0,016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0,05 - 0,28 = -0,231m = -23,1cm$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$p = -3 \cdot c^2 + 90 \cdot A \cdot (d - c) / b$$

$$P = -3 \cdot (-0.231)^2 + 90 \cdot 2.01 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{0.08 + 0.231}{1} \Rightarrow P = -0.158m^2$$

$$q = -2 \cdot c^3 - 90 \cdot A \cdot \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$q = -2 \cdot (0.231)^3 - 90 \cdot 2.01 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{(0.08 - 0.231)^2}{1} \Rightarrow q = -0.025m^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (-0.025)^2 + \frac{4 \times (-0.158)^3}{27} = 4,06 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta > 0 \rightarrow t = 0.5 \times (\sqrt{\Delta} - q) = 0.5 \times (6,376 \cdot 10^{-3} + 0.025) = 0.0156$$

$$\rightarrow z = t^{\frac{1}{3}} = (0.0156)^{\frac{1}{3}} = 0.25m$$

$$\rightarrow y_c = z - \frac{p}{3 \times z} = 0.25 - \frac{-0.158}{3 \times (0.25)} = 0.46m$$

$y = 0.46 - 0.231 = 0.229m$ (distance entre l'axe neutre et la fibre supérieur de la section)

$$\Rightarrow y = 0.229 m$$

$$\mu_t = \frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \cdot 0.229^2}{2} - 15 \cdot 2.01 \cdot 10^{-4} \cdot (0.08 - 0.229) = 2.66 \cdot 10^{-2} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \cdot 10^{-3} \cdot 0.229}{2.66 \cdot 10^{-2}} = 0.005 MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201.6 MPa$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{2.133 \cdot 10^{-3}}{2.66 \cdot 10^{-2}} \cdot (0.08 - 0.229) = -0.179 MPa \leq \overline{\sigma}_s = 201.6 MPa$$

8) Schéma de ferrailage

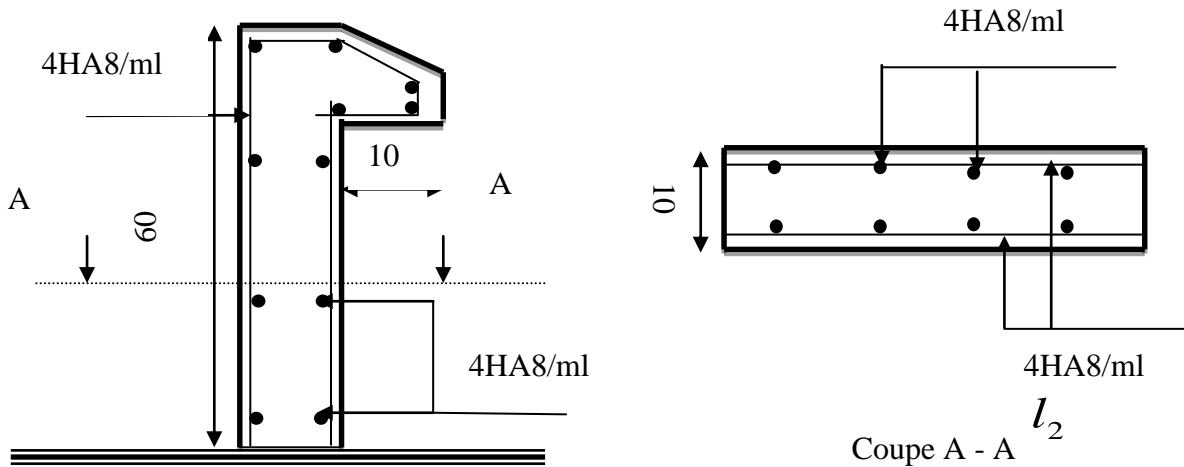


Figure III.27 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.9 Etude de l'ascenseur

III.9.1 Définition

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur=170 cm
- l : Largeur de l'ascenseur= 140cm
- H : Hauteur de l'ascenseur=220 cm
- F_c : Charge due à la cuvette =145KN
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN
- La charge nominale est de 630kg
- La vitesse $V = 1m/s$

(Annexe)

III.9.2 Etude de la dalle de l'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 $l_x = 1.40m$ et $l_y = 1.70m$ donc une surface $S = 1.7 \times 1.4 = 2.38m^2$

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{1.70}{20} = 0.085m \text{ Soit } e = 15cm$$

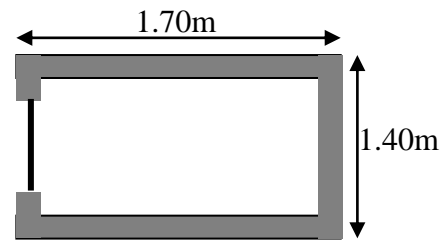


Figure III.28 : Cage d'ascenseur.

- **Evaluation des charges et surcharges :**

$$G_1 = 25 * 0.15 = 3.75KN/m^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 * 0.05 = 1.1KN/m^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=5cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 4.85KN/m^2$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{2.38} = 60.92KN/m^2 \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{totale} = G' + G'' = 65.77KN/m^2$$

$$Q = 1KN/m^2$$

III.9.3 Cas d'une charge répartie :

1) Calcul des sollicitations :

- **A P'ELU**

$$q_u = 1.35 * G_{totale} + 1.5 * Q = 90.28KN/m^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.82 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases} \quad \text{Annexe}$$

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x * q_u * l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.53KNm$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y * M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.02KNm$$

- ✓ **Calcul des moments réels :**

- En travée : Sens x-x : $M_t^x = 0.85 * M_0^x = 8.1KNm$

$$\text{Sens y-y : } M_t^y = 0.85 * M_0^y = 5.11KNm$$

➤ En appui : $M_a^x = M_a^y$

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 * M_0^x = -2.85 \text{KNm}$$

2) Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 13\text{cm}$ et $d_y = 12\text{cm}$

Les résultats de calcul de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2/\text{ml})$
travée	x-x	8.1	0.033	0.041	0.127	1.83	5HA8=2.51
	y-y	5.11	0.024	0.030	0.118	1.23	5HA8=2.51
appui	y-y	2.85	0.011	0.014	0.129	0.63	5HA8=2.51
	x-x						

Tableau III.28 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur

3) Vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

- En travée

On calcule A_{min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 * \frac{3-\rho}{2} * b * h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 * b * h_0 \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 15\text{cm}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$\rho = 0.82$$

$$\begin{cases} A_{min}^x = 1.3\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{min}^y = 1.2\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$$A_t^x = 5\text{HA8} = 2.5 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{min}^x = 1.3\text{cm}^2 / \text{ml} \dots \text{vérifiée.}$$

$$A_t^y = 5\text{HA8} = 2.5 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{min}^y = 1.2\text{cm}^2 / \text{ml} \dots \text{vérifiée.}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots \text{vérifiée.}$$

• **En appui**

$$A_t^x = 5HA8 = 2.5 \text{ km}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \text{vérifiée.}$$

$$A_t^y = 5HA8 = 2.5 \text{ km}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \text{vérifiée.}$$

b) Calcul des espacements

$$\text{Sens x-x: } S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \quad \text{on adopte } S_t = 25\text{cm}$$

$$\text{Sens y-y: } S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm} \quad \text{on adopte } S_t = 25\text{cm}$$

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 * f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\rho = 0.82 > 0.4 \Rightarrow \text{Flexion simple dans les deux sens :}$$

$$V_x = q_u * \frac{l_x}{3} = 42.13 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u * \frac{l_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 44.81 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{44.81 * 10^{-3}}{1 * 0.12} = 0.37 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \quad \dots \text{vérifiée.}$$

4) Vérifications à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 65.77 + 1 = 66.77 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$\rho = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0607 \\ \mu_y = 0.7381 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x * q_{ser} * l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.94 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y * M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.86 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens x-x : } M_t^x = 0.85 * M_0^x = 6.74 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y : } M_t^y = 0.85 * M_0^y = 4.98 \text{ KNm}$$

• **Etat limite de compression du béton**

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

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

	$M_{ser}(KN.m)$	$I(cm^4)$	$y (cm)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En appui	6.74	4650	2.77	4.02	15	vérifiée
En travée	4.98	3910	2.65	3.37	15	vérifiée

Tableau III.29 : Vérification des contraintes.

III.9.4 Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 * b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u * v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 * b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u * v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y.

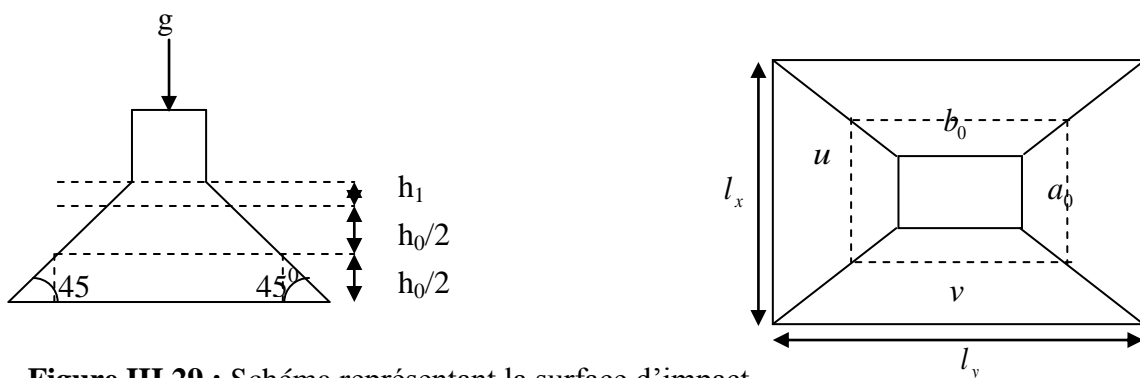


Figure III.29 : Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 * \xi * h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 * \xi * h_1. \end{cases} \text{BAEL91.}$$

$$\text{On a une vitesse } V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 * 1 * 4 = 103cm. \\ v = 80 + 15 + 2 * 1 * 4 = 103cm. \end{cases}$$

1) Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = P_u * (M_1 + \nu * M_2). \\ M_y = P_u * (M_2 + \nu * M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 0.74 \quad \text{et } \rho = 0.82$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.61 \quad \text{et } \rho = 0.82$$

En se réfère à l'annexe on trouve $M_1 = 0.065$ et $M_2 = 0.051$

◆ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u * M_1 \\ M_{y1} = P_u * M_2 \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3KN$

$$P_u = 1.35 * g = 1.35 * 72.3 = 97.60KN$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 6.34KNm \\ M_{y1} = 4.97KNm \end{cases}$$

◆ Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q$$

$$G = 25 * 0.15 + 22 * 0.04 = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 * 4.85 + 1.5 * 1 = 8.05KN$$

$$M_{x2} = \mu_x * q_u * l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.85KNm$$

$$M_{y2} = \mu_y * M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.54KNm$$

μ_x et μ_y sont données par l'annexe 2

$$\rho = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases}$$

2) Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.38 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.56 \text{KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

- **En travée** Sens x-x : $M_t^x = 0.85 * M_0^x = 8.82 \text{KNm}$

$$\text{Sens y-y : } M_t^y = 0.85 * M_0^y = 5.58 \text{KNm}$$

- **En appui :**

$$M_a^x = M_a^y$$

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 * M_0^x = -3.11 \text{KNm}$$

3) Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 13 \text{cm}$ et $d_y = 12 \text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	x-x	8.82	0.037	0.047	0.127	1.99	4HA10=3.14
	y-y	5.58	0.027	0.035	0.118	1.35	4HA10=3.14
Appui	y-y	3.11	0.013	0.016	0.129	0.69	4HA10=3.14
	x-x						

Tableau III.30 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur

4) Vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

- **En travée**

$$A_t^x = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.3 \text{cm}^2 / \text{ml} \dots \text{vérifiée.}$$

$$A_t^y = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.2 \text{cm}^2 / \text{ml} \dots \text{vérifiée.}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots \text{vérifiée.}$$

- **En appui**

$$A_t^x = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \text{vérifiée.}$$

$$A_t^y = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \text{vérifiée.}$$

b) Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 * U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91(Article H. III.10)}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 * (u + v) = 2 * (103 + 103)$$

$$U_c = 412 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 97.60 \text{ KN}; \gamma_b = 1.5$$

$$Q_u = 97.6 \text{ KN} \leq 0.045 * U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 463.5 \text{ KN} \dots \text{vérifiée.}$$

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 * f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 * v} = 31.59 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$$

d) Espacement des barres :

$$\text{Sens x-x: } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2e; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y: } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

5) Calcul à l'ELS :

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} * (M_1 + \nu * M_2) = 5.43 \text{KNm} \\ M_{y1} = q_{ser} * (M_2 + \nu * M_1) = 4.62 \text{KNm} \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 4.85 + 1 = 5.85 \text{KN}$$

$$\nu = 0.2$$

$$\rho = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0607 \\ \mu_y = 0.7381 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x * q_{ser} * l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.70 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y * M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.51 \text{KNm}$$

6) Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.13 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.13 \text{KNm} \end{cases}$$

- **En travée** Sens x-x : $M_t^x = 0.85 * M_0^x = 5.21 \text{KNm}$

$$\text{Sens y-y : } M_t^y = 0.85 * M_0^y = 4.36 \text{KNm}$$

- **En appui**

$$M_a^x = M_a^y$$

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 * M_0^x = -1.84 \text{KNm}$$

7) Vérifications à l'ELS

a) État limite de compression du béton :

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

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

	$M_{ser}(KN.m)$	$I(cm^4)$	$y (cm)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En appui	5.21	5610	3.06	2.84	15	vérifiée
En travée	4.36	4710	2.92	2.70	15	vérifiée

Tableau III.31 : Vérification des contraintes

b) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

c) Vérification de la flèche

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

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

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.4} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{0.15}{1.4} \geq \frac{5.21}{10 * 6.13} \\ \frac{3.14}{100 * 13} \leq \frac{4.2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.1071 \geq 0.0625 \dots \text{vérifiée} \\ 0.1071 \geq 0.0850 \dots \text{vérifiée} \\ 0.0024 \leq 0.0105 \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

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

Sens y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.7} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{0.15}{1.7} \geq \frac{5.58}{10 * 6.56} \\ \frac{3.14}{100 * 12} \leq \frac{4.2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.0882 \geq 0.0625 \dots \text{vérifiée} \\ 0.0882 \geq 0.0850 \dots \text{vérifiée} \\ 0.0026 \leq 0.0105 \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

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

8) Schéma de ferrailage :

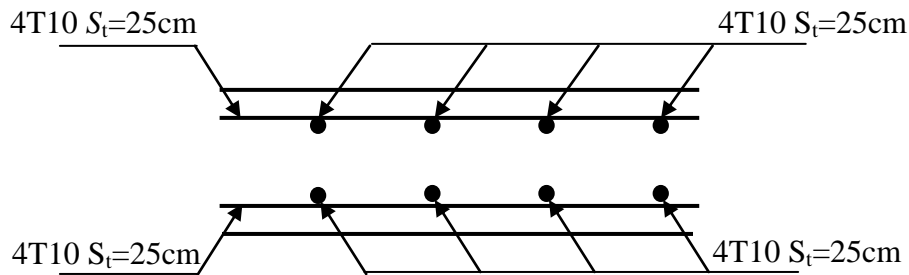


Figure III.30 : Vue en coupe du ferrailage de la dalle de l'ascenseur

III.10 Etude des poutres de chaînages

1) Définition

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaires à la structure, elles servent de porte à faux.

2) Dimensionnement

On a : $L_{\max} = 4.6 \text{ m}$

◆ Conditions de la flèche RPA (Art 9.3.3)

$$1) \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 30.66 \text{ cm} \leq h \leq 46 \text{ cm}$$

$$2) h \geq 15 \text{ cm}$$

$$3) b \geq \frac{2h}{3} = 20 \text{ cm} \quad (30 \text{ cm est l'épaisseur de mur})$$

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

3) Calcul des sollicitations

- Poids propre : $P_p = 25 * 0.30 * 0.35 = 2.62 \text{ KN/m}$
- Poids du Plancher en corps creux : $P_c = 8 \text{ KN/m}$

$$P_u = 1.35 * (2.62 + 8) = 14.34 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 2.62 + 8 = 10.62 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{P_u * l^2}{8} = 37.93 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 * M_u = 0.75 * 37.93 = 28.45 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 * M_u = -0.5 * 37.93 = -18.96 \text{ KN.m}$$

4) Ferrailage :

◆ **Armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 * h = 0.31 \text{ m}$$

	<i>M</i> (KN.m)	μ_{bu}	<i>A</i>	<i>Z</i> (m)	<i>A</i> _{cal} (cm ² /ml)	<i>A</i> _{adp} (cm ² /ml)
En travée	28.45	0.069	0.090	0.299	2.74	3T12 = 3.39
En appui	18.96	0.046	0.059	0.303	1.8	3T10 = 2.36

Tableau III.32: Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

5) Vérifications à l'E.L.U

a) l'Effort tranchant

$$V_u = P_u * \frac{l}{2} = 32.98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.35 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.13 * f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Vérifiée.

b) Calcul des armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 10 \text{ mm}$$

Soit cadres T8 plus étriers T8

$$A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

c) L'espace :

1) $S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 27.9\text{cm}$

2) $S_t \leq A_t * \frac{0.8 * f_e}{b_0 * (\tau_u - 0.3 * f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 0$ (CBA Art A.5.1.2.3)

3) $S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} \Rightarrow S_t \leq 67\text{ cm}$

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

6) Vérifications à l'E.L.S

a) Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$M_s = 28.09\text{KN.m}$

$M_t = 0.75 * M_s = 0.75 * 28.09 = 21.07\text{KN.m}$

$M_a = -0.5 * M_u = -0.5 * 28.09 = -14.04\text{KN.m}$

Calcul de y : $\frac{b}{2} * y^2 + 15 * (A + A') * y - 15 * (A * d + A' * d') = 0$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	21.07	31900	8.69	5.74	15	vérifiée
En appui	14.04	23800	7.45	4.39	15	vérifiée

Tableau III.33 : Vérification des contraintes

b) Evaluation de la flèche

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0761 \geq 0.0625 \dots\dots\dots$ *vérifiée*

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 * M_0} \Rightarrow 0.0761 \geq 0.0750 \dots\dots\dots$ *vérifiée*

$\frac{A}{b_0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.003 \leq 0.01 \dots\dots\dots$ *vérifiée*

D'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

7) Schéma de ferrailage

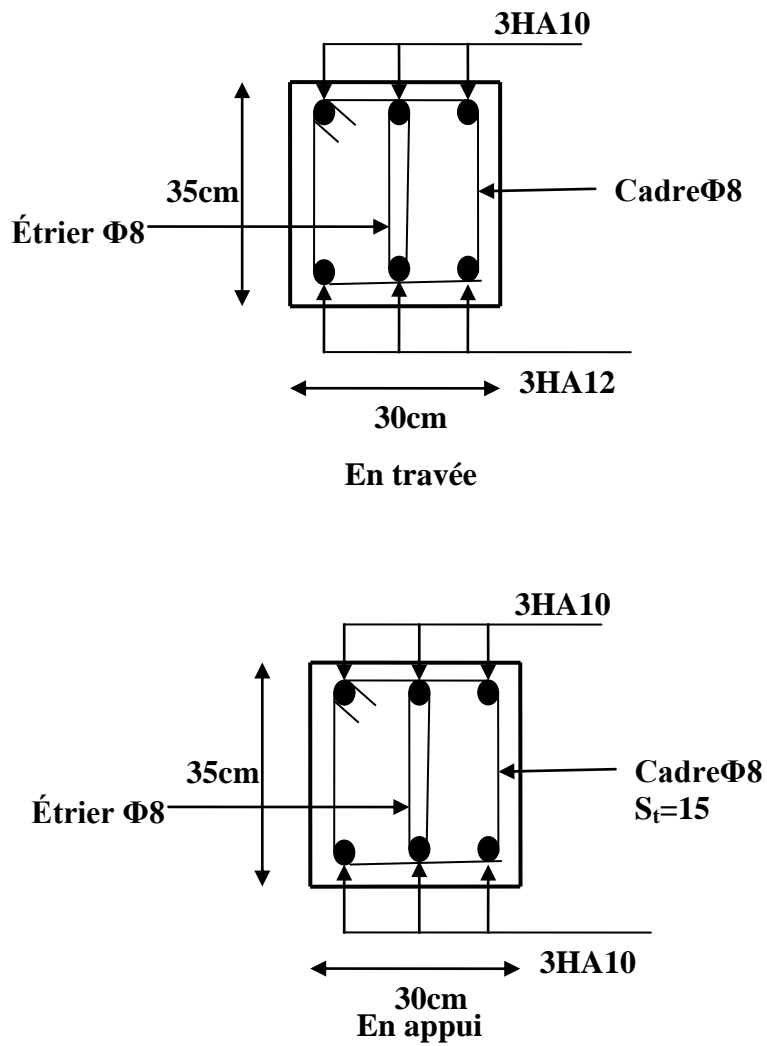


Figure III.31 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

IV.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante. Il peut causer d'importants dégâts ou la ruine des constructions selon son intensité.

Alors les constructions se comportent comme une console, encadrées à la base lors des sollicitations sismique, qui s'applique comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations.

Selon le RPA99/ version 2003 (Art 3. 4. A. 1. a), tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou quatorze m (14m) de hauteur dans la zone IIa, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à l'article (3. 4. A. 1. a) du RPA99/ version 2003, la structure sera mixte (voiles+portiques), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique.

IV.2 Méthodes de calcul

Les règles parasismiques (RPA99) présentent deux méthodes de calcul des sollicitations :

- 1) La méthode statique équivalente.
- 2) La méthode dynamique.

D'autres méthodes de calcul plus élaborées peuvent éventuellement être utilisées sous réserve de justifications scientifique appropriées.

IV.2.1 Méthode statique équivalente :

a) Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b) Conditions d'application :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plans et en élévation avec une hauteur au plus 65 m en zone I et IIa et 30 cm en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le RPA99 (Article 4. 1. 2).

c) Calcul de la force sismique totale :

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

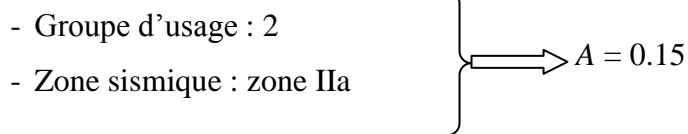
$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone

Dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

Dans notre cas :



- R : Coefficient de comportement global de la structure

Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA99 page 28, en fonction du système de contreventement (contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$).

- Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La qualité de contrôle de la structure.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : Est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q « est satisfaite ou non ».

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (RPA99).

Critère q	Observé	P_q/xx	Observé	P_q/yy
1-Condition minimale 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.	Oui	0	Oui	0
5-Contrôle de qualité des matériaux.	Oui	0	Oui	0
6-Contrôle de qualité d'exécution.	Oui	0	Oui	0

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q .

Donc : $Q_x = 1.15$; $Q_y = 1.15$

- W : Poids total de la structure : $W = \sum_{i=1}^n W_i$; Avec : $W_i = W_{Gi} + W_{Qi} * \beta$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle 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, il est donné par le tableau 4-5 (RPA99).

$\beta = 0.2 \rightarrow$ Usage d'habitation

$\beta = 0.6 \rightarrow$ Usage commerciale

$W = 25531.53$ KN (tiré par le SAP)

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen fonction de la catégorie du site, du facteur de correction, d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T .

d) Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon le RPA99 (Art. 4. 2. 4), la période empirique peut être calculée de deux manières :

$$1) T = C_T * (h_N)^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N .

$$\Rightarrow h_N = 32.22m$$

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

$$\Rightarrow C_T = 0.05 \quad (\text{Tableau 4-6 du RPA99})$$

$$2) T = 0.09 * \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

Où :

L : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré, on prend la plus petite des deux valeurs de T .

$$* T = 0.05 * (32.22)^{\frac{3}{4}} = 0.68s$$

$$* \begin{cases} L_x = 18.95m \Rightarrow T_x = 0.67s \\ L_y = 11.80m \Rightarrow T_y = 0.84s \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_x = 1.3 \times \min(0.67; 0.68) = 0.87s \\ T_y = 1.3 \times \min(0.84; 0.68) = 0.88s \end{cases}$$

▪ **Valeur de T_1 et T_2 :**

T_1 et T_2 : période caractéristique associées à la catégorie du site « RPA99 » (tableau 4-7).

Sol meuble → site 3 :
$$\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$$

$$T_2 < T_x < 3.0s \Rightarrow D_x = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3}$$

$$T_2 < T_y < 3.0s \Rightarrow D_y = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3}$$

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$ → Facteur de correction d'amortissement.

Avec : ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type des remplissages « RPA99 (Tableau 4-2) ».

Construction auto stable → $\xi = 7\%$

Contreventement par voiles → $\xi = 10\%$

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne → $\xi = 8.5\%$

D'où : $\eta = 0.82$

Donc :
$$\begin{cases} D_x = 1.69s \\ D_y = 1.67s \end{cases}$$

D'où :
$$\begin{cases} V_x = \frac{A * D_x * Q_x * W}{R} = \frac{0.15 * 1.69 * 1.15}{5} * 25531.5 \\ V_y = \frac{A * D_y * Q_y * W}{R} = \frac{0.15 * 1.67 * 1.15}{5} * 25531.53 \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_x = 148862.KN \\ V_y = 1471.KN \end{cases}$$

IV.2.2 Méthodes d'analyses dynamiques :

IV.2.2.1 Méthode d'analyses modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

a) Principe :

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 * A * \left(1 + \frac{T}{T_1} * \left(2.5 * \eta * \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 * \eta * (1.25 * A) * \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * (1.25 * A) * \left(\frac{Q}{R} \right) * \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 * \eta * (1.25 * A) * \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} * \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} * \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Article .4.2.3)RPA99}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

b) hypothèses :

- 1- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- 2- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- 3- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- 4- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.

IV.2.2.2 Méthode d'analyses par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.3 Description du logiciel SAP2000

Notre structure sera modélisée avec le logiciel SAP2000 version 11. Ce logiciel permet l'analyse dynamique de la structure par simple introduction de certaines caractéristiques et données liées à la structure (géométrie, matériaux et chargement).

Une fois ces différents paramètres déterminés, on procède à la disposition des voiles de telle sorte à avoir un bon comportement de la structure vis-à-vis de la charge sismique (faire coïncider le centre de torsion avec le centre masse), tout en vérifiant les différentes exigences du RPA99/version2003 (période de vibration, interaction voiles portiques, taux de participation massique, effet P- Δ et effort normal réduit)

IV.4 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

IV.4.1 Première disposition :

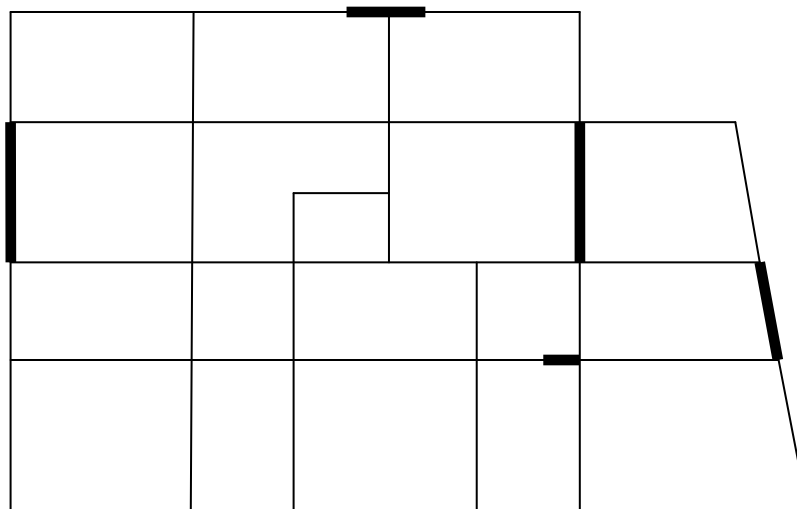


Figure IV.1 : 1^{ère} Disposition des voiles.

a) Modes, périodes de vibration et taux de participation des masses :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0.812854	0.75389	0.00001051	0.00015	0.75389	0.00001051	0.00015
2	0.707733	0.0000999	0.66597	0.0000206	0.75399	0.66598	0.00017
3	0.602892	0.00982	0.02153	4.219E-09	0.7638	0.68751	0.00017
4	0.26277	0.12198	0.00011	0.00002003	0.88578	0.68761	0.00019
5	0.1898	0.00094	0.16301	0.00005247	0.88673	0.85063	0.00024
6	0.15859	0.00265	0.01892	0.000005218	0.88938	0.86955	0.00025
7	0.139653	0.04804	0.00005118	0.00001172	0.93742	0.8696	0.00026
8	0.104871	0.000001474	0.00003911	0.00942	0.93742	0.86964	0.00968
9	0.104761	2.92E-08	0.00002232	0.00554	0.93742	0.86966	0.01522
10	0.104429	9.519E-07	0.00018	0.00019	0.93743	0.86984	0.01541
11	0.104232	0.000001582	0.0003	0.00003356	0.93743	0.87014	0.01544
12	0.104082	0.000001126	0.00012	1.364E-07	0.93743	0.87026	0.01544
13	0.103929	0.000002688	1.056E-07	0.00103	0.93743	0.87026	0.01647
14	0.103728	0.000005324	0.00078	0.00032	0.93744	0.87104	0.01679
15	0.103424	0.0000301	0.00001666	0.0172	0.93747	0.87106	0.03399
16	0.102474	0.000008107	0.00019	0.00078	0.93747	0.87125	0.03477
17	0.099612	0.000004023	0.00007801	0.00005447	0.93748	0.87133	0.03482
18	0.099166	0.00001769	0.00045	0.00019	0.9375	0.87178	0.03501
19	0.098955	0.000004912	0.00032	0.00016	0.9375	0.8721	0.03518
20	0.098723	8.295E-09	0.00007841	0.00005989	0.9375	0.87217	0.03524
21	0.098597	0.00001406	7.399E-07	0.00022	0.93751	0.87217	0.03546
22	0.098022	0.00004107	0.00068	0.00002402	0.93756	0.87286	0.03548
23	0.09602	0.000002891	1.834E-07	0.00075	0.93756	0.87286	0.03623
24	0.088812	0.0059	0.0185	0.00015	0.94346	0.89136	0.03638

25	0.088683	0.00663	0.0081	0.000007952	0.95009	0.89945	0.03639
26	0.088273	0.01299	0.02	0.00055	0.96307	0.91945	0.03694
27	0.086803	0.00002204	0.00004329	0.00002015	0.9631	0.9195	0.03696
28	0.085271	0.00001243	0.00069	0.00015	0.96311	0.92019	0.03711
29	0.084397	0.00016	0.00343	0.00035	0.96327	0.92362	0.03746
30	0.083645	0.00011	0.00095	0.00058	0.96338	0.92457	0.03804

Tableau IV.2 : Période de vibration et taux de participation massique.

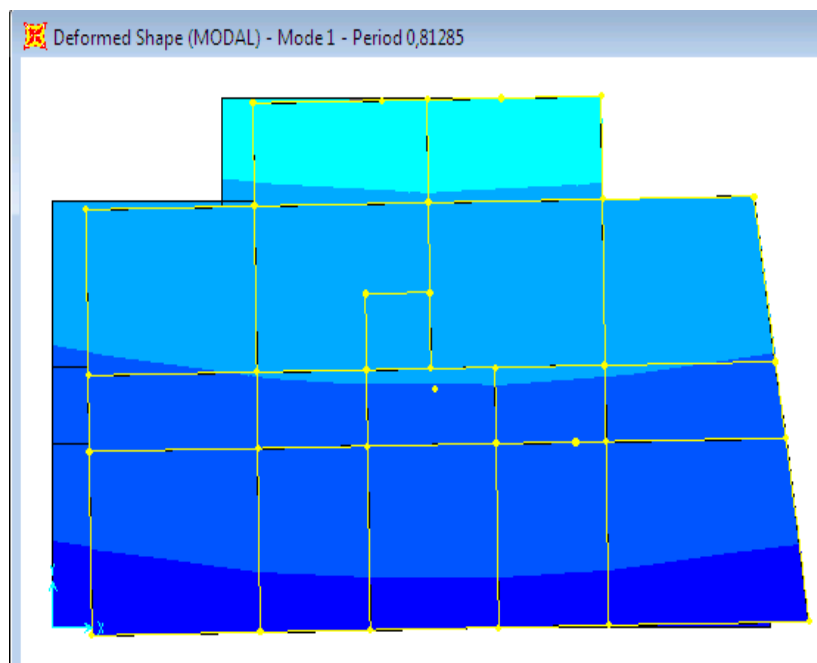


Figure IV.2 : 1^{er} mode de déformation (torsion autour de z).

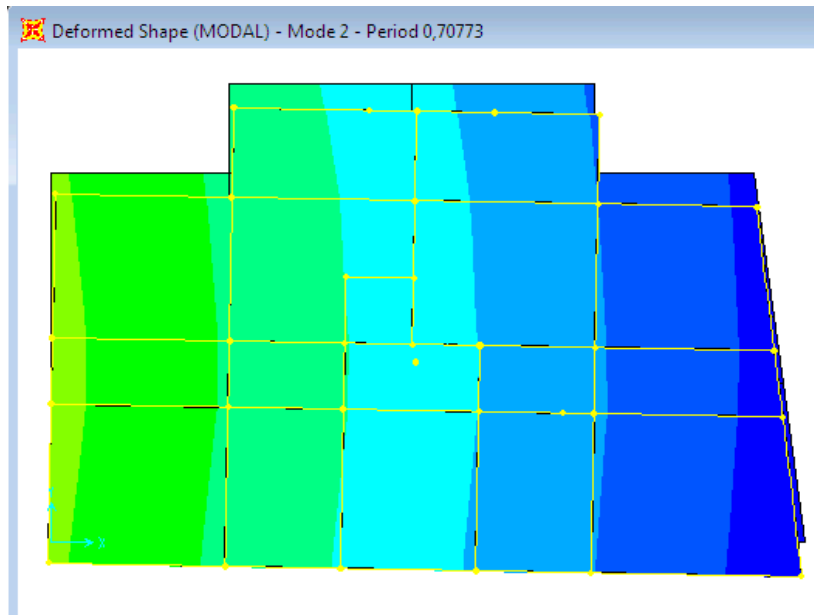


Figure IV. 3 : 2^{ème} mode de déformation (torsion autour de z).

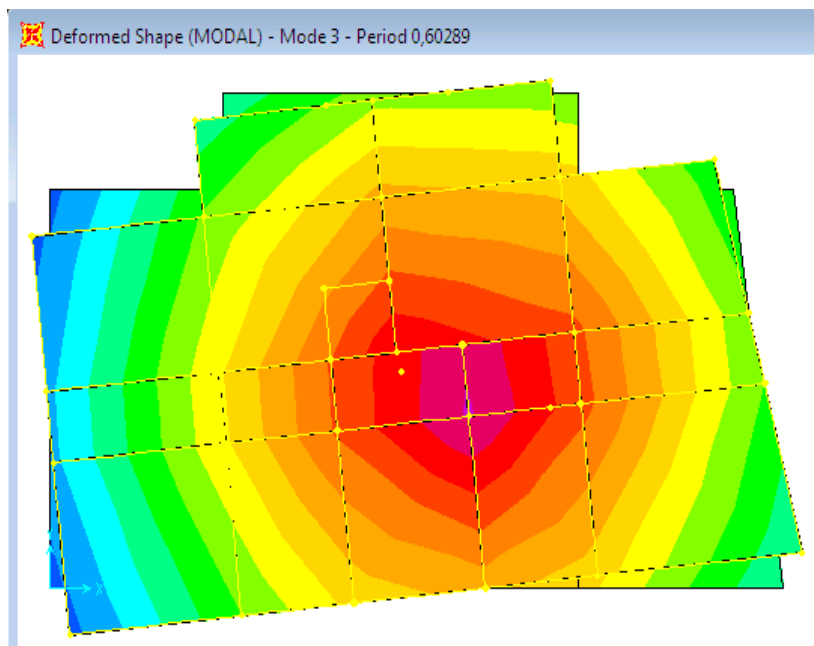


Figure IV.4 : 3^{ème} mode de déformation (torsion autour de z).

b) Analyse des résultats :

On remarque que les modes les plus prépondérants sont des modes de torsion. Donc cette disposition de voiles est à éviter, car elle engendre des efforts additionnels, favorisant la formation de rotules plastique générant, souvent des mécanismes de ruines.

On remarque que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA99 majorée de 30%.

c) Conclusion :

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les efforts de la torsion accidentelle, plusieurs autres dispositions ont été testées dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte, satisfaisant à la fois une bonne répartition des charges entre portique voiles (interaction) et les contraintes architecturales de la structure.

On a retenu la nouvelle disposition des voiles ci après :

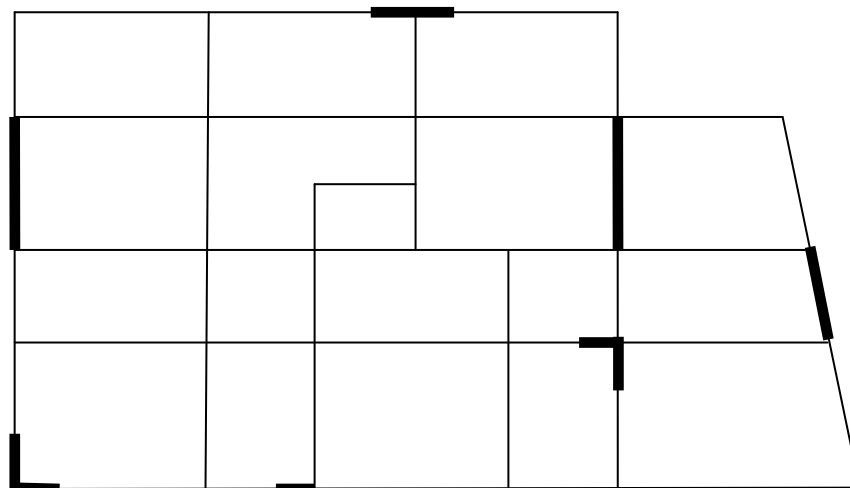
IV.4.2 Deuxième disposition :

Figure IV.5 : 2^{ème} Disposition des voiles.

a) Modes, périodes de vibration et taux de participation des mases :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0.831359	0.75805	0.00199	0.00003534	0.75805	0.00199	0.00003534
2	0.77891	0.00188	0.69798	0.00002044	0.75992	0.69997	0.00005578
3	0.658073	0.0000231	0.00067	0.000001987	0.75995	0.70064	0.00005777
4	0.262682	0.12631	0.00068	4.662E-07	0.88626	0.70133	0.00005823
5	0.21207	0.00067	0.16798	0.00004061	0.88693	0.86931	0.00009884
6	0.18118	0.00096	0.000004596	0.000005752	0.88789	0.86931	0.0001
7	0.13653	0.05029	0.00032	0.00002326	0.93818	0.86963	0.00013
8	0.109547	0.00005781	0.00013	0.02546	0.93824	0.86976	0.02559
9	0.106834	0.000001521	0.00001108	0.02222	0.93824	0.86977	0.0478
10	0.10621	4.988E-07	0.00025	0.00012	0.93824	0.87001	0.04792
11	0.105895	0.00001218	0.00337	0.00032	0.93825	0.87339	0.04825
12	0.105591	0.000001804	0.00078	0.000006117	0.93825	0.87417	0.04825
13	0.105336	3.422E-07	0.00018	0.00001325	0.93826	0.87435	0.04826
14	0.105117	0.00001014	0.00007784	0.00042	0.93827	0.87443	0.04869
15	0.10498	0.000002721	0.00063	0.00009076	0.93827	0.87506	0.04878
16	0.103444	0.00001158	0.00001768	0.00096	0.93828	0.87508	0.04974
17	0.101647	0.00000435	0.00022	0.00003547	0.93828	0.87531	0.04977
18	0.101124	0.00007955	0.00474	0.00061	0.93836	0.88004	0.05038
19	0.100799	0.00002631	0.00192	0.00026	0.93839	0.88196	0.05064
20	0.100378	0.00001687	0.00109	0.0000224	0.93841	0.88304	0.05066
21	0.100111	0.00002538	0.00092	0.0001	0.93843	0.88396	0.05077
22	0.10002	3.45E-08	0.00008477	0.00014	0.93843	0.88405	0.0509
23	0.097485	0.00009637	0.01224	0.00002732	0.93853	0.89628	0.05093
24	0.096855	0.00017	0.02702	0.00202	0.9387	0.9233	0.05295

25	0.095848	2.643E-07	4.051E-07	0.00009416	0.9387	0.9233	0.05305
26	0.094291	0.000001577	0.00004177	0.00019	0.9387	0.92335	0.05323
27	0.092681	0.000002034	0.0004	0.0007	0.9387	0.92375	0.05393
28	0.091675	3.334E-07	0.00343	0.00266	0.93871	0.92718	0.05659
29	0.090813	0.00002086	0.00116	0.00583	0.93873	0.92835	0.06242
30	0.089764	0.000002062	0.00043	0.07524	0.93873	0.92877	0.13766

Tableau IV.3 : Période de vibration et taux de participation massique.

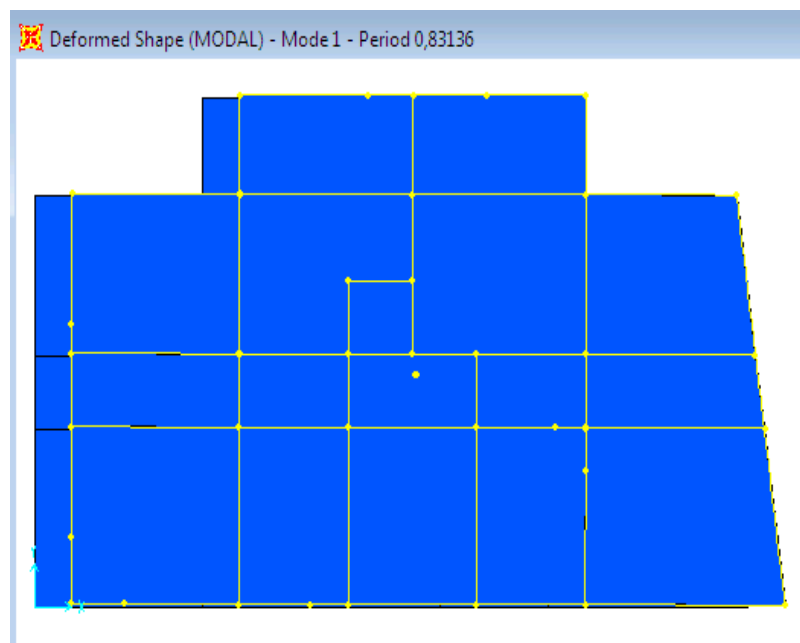


Figure IV.6 : 1^{er} mode de déformation (translation suivant x).

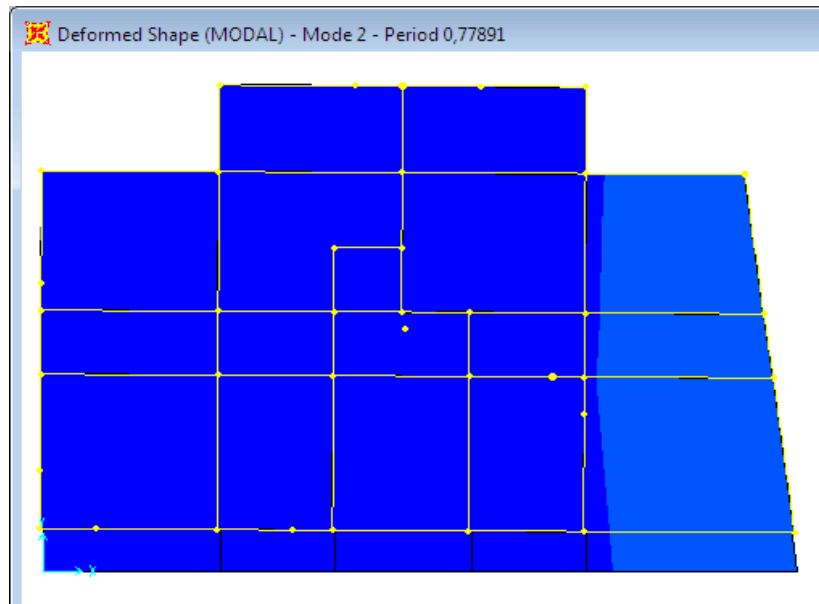


Figure IV.7 : 2^{ème} mode de déformation (translation suivant y).

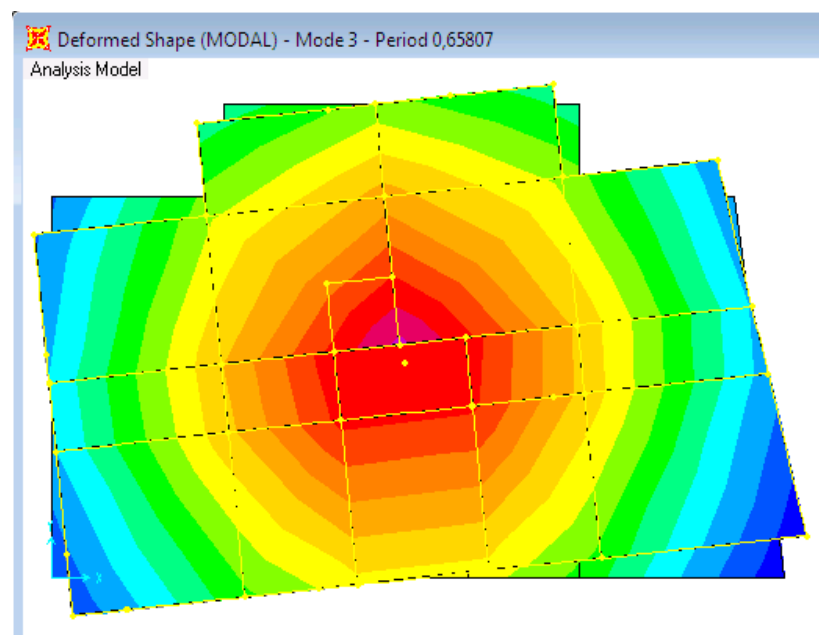


Figure IV.8 : 3^{ème} mode de déformation (torsion autour de z).

b) Analyse des résultats :

On remarque que la participation modale du premier mode suivant la direction X est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction.

On remarque aussi, que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de 30%. 24 modes de vibration suffisants pour avoir un pourcentage de participation modale supérieur à 90% dans les deux directions.

IV.5 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003

IV.5.1 Justification de l'interaction « Voiles-Portiques »

a) Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	21161.309	3548.828	85.63	14.37
Etage 1	18088.445	3154.195	85.15	14.85
Etage 2	15610.667	3071.68	83.56	16.44
Etage 3	13506.654	2764.879	83	17
Etage 4	11413.705	2448.894	82.33	17.67
Etage 5	9273.597	2078.169	81.69	18.31
Etage 6	7393.978	1728.869	81.04	18.96
Etage 7	5487.839	1310.427	80.72	19.28
Etage 8	3588.423	886.579	80.19	19.81
Etage 9	1787.237	454.647	79.72	20.28

Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charges verticales est vérifiée pour tous les niveaux sauf le dernier.

b) Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
RDC	813.51	1174.37	40.92	59.08	271.12	98.41	73.37	26.63
Etage 1	1269.97	709.5	64.16	35.84	387.04	131.23	74.68	25.32
Etage 2	1033.22	729.56	58.61	41.39	370.26	84.61	81.40	18.6
Etage 3	1052.45	568.84	64.91	35.09	418.85	78.81	84.16	15.84
Etage 4	865.53	586.91	59.59	55.47	369.22	79.80	82.23	17.77
Etage 5	846.1	439.57	65.81	34.19	406.2	76.54	84.14	15.86
Etage 6	624.71	453.25	57.95	42.05	319.25	76.56	80.66	19.34
Etage 7	559.41	296	65.40	34.6	329.90	76.02	81.27	18.73
Etage 8	353.12	242.43	59.29	40.71	245.87	54.85	81.76	18.24
Etage 9	342.9	77.25	81.61	18.39	280.95	95.58	74.62	25.38

Tableau IV.5 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charges horizontales est vérifiée pour tous les niveaux.

IV.5.2 Vérification à la sollicitation normale RPA99[Art : 7. 4.3.1]

Dans 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 :

$$V = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3 \dots \text{ [Formule : 7.2]}$$

Avec :

- ✓ N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- ✓ B_c : est l'air (section brute) de cette dernière.

Niveau	S (cm ²)	N_d (KN)	V	observation
RDC et 1 ^{er}	65*60	1683.90	0.173	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60*55	1282.83	0.155	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	55*50	880.35	0.128	vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50*45	554.58	0.098	vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	45*40	279.25	0.062	vérifiée

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit.

IV.5.3 Calcul des déplacements :

Selon le RPA99 (art 4. 4. 3), le déplacement horizontal à chaque niveau « K » de la structure est calculé par :

$$\delta_K = R * \delta_{eK} ;$$

Avec :

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de la torsion).

R : Coefficient de comportement ($R = 5$).

Le déplacement relatif du niveau « K » par rapport au « K-1 » est donnée par :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} ;$$

Avec :

$\Delta_K < 1\% * h_e \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 5. 10)}$.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux N°IV.7 et 8 Ci après :

Niveau	Sens X-X					
	h_K (cm)	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	Δ_K / h_K (%)
RDC	408	0.16	0.8	0	0.8	0.20
Etage 1	306	0.4	2	0.8	1.2	0.39
Etage 2	306	0.67	3.35	2	1.35	0.44
Etage 3	306	0.96	4.8	3.35	1.45	0.47
Etage 4	306	1.23	6.15	4.8	1.35	0.44
Etage 5	306	1.5	7.5	6.15	1.35	0.44
Etage 6	306	1.74	8.7	7.5	1.2	0.39
Etage 7	306	1.94	9.7	8.7	1	0.33
Etage 8	306	2.12	10.6	9.7	0.9	0.29
Etage 9	306	2.26	11.3	10.6	0.7	0.23

Tableau IV.7 : Résultats des déplacements Sens X-X.

Niveau	Sens Y-Y					
	h_K (cm)	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	Δ_K / h_K (%)
RDC	408	0.02	0.1	0	0.1	0.02
Etage 1	306	0.05	0.25	0.1	0.15	0.05
Etage 2	306	0.08	0.4	0.25	0.15	0.05
Etage 3	306	0.11	0.55	0.4	0.15	0.05
Etage 4	306	0.14	0.7	0.55	0.15	0.05
Etage 5	306	0.16	0.8	0.7	0.1	0.03
Etage 6	306	0.19	0.95	0.8	0.15	0.05
Etage 7	306	0.22	1.1	0.95	0.15	0.05
Etage 8	306	0.25	1.25	1.1	0.15	0.05
Etage 9	306	0.27	1.35	1.25	0.1	0.03

Tableau IV.8 : Résultats des déplacements Sens Y-Y.

Donc d'après les tableaux N°IV.7 et 8, nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont vérifiés.

IV.5.4 Vérification de l'effet P_{Δ} :

Les effets du second ordre ou effets (P_{Δ}) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K * \Delta_K}{V_K * h_K} \leq 0.10 ;$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K » ;

$$P_K = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 ».

h_K : Hauteur de l'étage « K ».

- Si $0.10 < \theta_K < 0.20$: Les effets (P_{Δ}) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur « $\frac{1}{1-\theta}$ ».
- Si $\theta_K > 0.20$: La structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux N°IV. 9 et 10 suivant :

Niveau	Sens X-X				
	h_K (cm)	P_K (KN)	Δ_K (cm)	V_K (KN)	θ (cm)
RDC	408	25531.53	0.8	1940.86	0.026
Etage 1	306	22824.20	1.2	1812.64	0.049
Etage 2	306	19857.11	1.35	1670.64	0.052
Etage 3	306	17381.58	1.45	1542.84	0.053
Etage 4	306	14726.06	1.35	1396.44	0.046
Etage 5	306	12184.13	1.35	1231.93	0.044
Etage 6	306	9642.06	1.2	1045.46	0.036
Etage 7	306	7203.23	1	831.64	0.028
Etage 8	306	4764.04	0.9	586.22	0.024
Etage 9	306	2473.79	0.7	337.25	0.017

Tableau IV.9 : Résultats de l'effet P_{Δ} sens X-X.

Niveau	Sens Y-Y				
	h_K (cm)	P_K (KN)	Δ_K (cm)	V_K (KN)	θ (cm)
RDC	408	25531.53	0.1	1698.04	0.003
Etage 1	306	22824.20	0.15	1857.74	0.006
Etage 2	306	19857.11	0.15	1740.67	0.005
Etage 3	306	17381.58	0.15	1654.86	0.005
Etage 4	306	14726.06	0.15	1510.24	0.004
Etage 5	306	12184.13	0.1	1344.16	0.002
Etage 6	306	9642.06	0.15	1158.50	0.004
Etage 7	306	7203.23	0.15	940.12	0.003
Etage 8	306	4764.04	0.15	679.24	0.003
Etage 9	306	2473.79	0.1	365.58	0.002

Tableau IV.10 : Résultats de l'effet P_{Δ} sens Y-Y.

Donc d'après les tableaux N°IV. 9 et 10, nous constatons que les effets du second ordre ou effet (P_Δ) peuvent être négligés.

IV.5.5 Vérification de la résultante de forces sismiques :

Selon l'article 4. 3. 6 du RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_r obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Résultante des forces sismiques	V_{stat}	$0.8V_{stat}$	V_{dyn}	$V_{dyn} \geq 0.8V_{stat}$
Sens X-X	1488.62	1190.9	1940.86	Vérifiée
Sens Y-Y	1471	1176.8	1698.04	Vérifiée

Tableau IV.11 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

V.1. Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

V.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- | | | |
|-------------------|----------------|---------|
| 1) $G + Q$ | 4) $0.8G - E$ | |
| 2) $1.35G + 1.5Q$ | 5) $G + Q + E$ | (RPA99) |
| 3) $0.8G + E$ | 6) $G + Q - E$ | |

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
2. ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
3. ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)

V.2.1 Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1)

a) Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% b_1 * h_1$ en zone IIa.
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - 4 % en zone courante
 - 6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2 \cdot h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

$b; h$: Dimensions de la section transversale du poteau

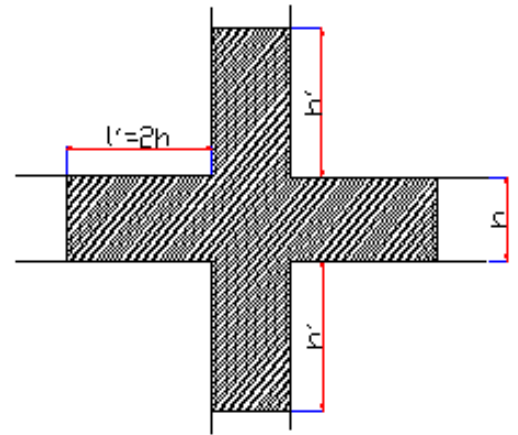


Figure V.1 : Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 1 ^{er}	65*60	31.20	156	243
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60*55	26.40	132	198
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	55*50	22.00	110	165
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50*45	18.00	90	135
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	45*40	14.40	72	108

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

b) Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale** $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa
- **Dans la zone courante** $t' \leq 15\phi_l$ en zone IIb et III

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **La quantité d'armatures transversales minimales**

$\frac{A_t}{t * b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0.3\% * (t * b_1)$ si $\lambda \geq 5$
- $A_t^{\min} = 0.8\% * (t * b_1)$ si $\lambda \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b , dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2. Sollicitations de calcul

Le tableau suivant résume les sollicitations de calcul.

	$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}}$		$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{corr}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{corr}}$	
Poteaux	M_{\max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	N_{\max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	N_{\min} (KN)	M_{corr} (KN.m)
65*60	161.51	812.74	2621.15	57.43	1339.22	52.20
60*55	132.13	431.10	1516.83	65.06	552.83	48.68
55*50	105.23	516.43	880.35	18.48	131.77	23.38
50*45	76.49	401.42	554.58	19.00	41.36	10.00
45*40	53.45	86.56	279.25	16.59	67.83	2.89

Tableau V.2 : Sollicitations de calcul.

V.2.3 Calcul de ferrailage

➤ Exemple de calcul

Soit les poteaux de RDC et 1^{er} étage :

$$b = 60 \text{ cm}; h = 65 \text{ cm}$$

$$d = 60 \text{ cm}; d' = 5 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

$$f_{bu} = 15 \text{ MPa}$$

▪ 1^{er} cas

$$N^{\max} = 2621.15 \text{ KN} \Rightarrow M^{\text{cor}} = 57.43 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{57.43}{2621.15} = 2 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32.5 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve entre les deux tracés des armatures

$$A = N_U * (d - d') - M_{UA}$$

$$B = (0.337 * h - 0.81 * d') * b * h * f_{bu}$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U * \left(d - \frac{h}{2} \right) = 778.25 \text{ KN.m}$$

$$A = 663.38 \text{ KN.m}$$

$$B = 1044.52 \text{ KN.m}$$

$A < B$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{f_{bu} * d^2 * b} = \frac{778.25 * 10^{-3}}{15 * 0.6^2 * 0.6} = 0.240 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.349 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 5.881 * 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.516 \text{m.}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z * f_{st}} = \frac{778.25 * 10^{-3}}{0.516 * 348} = 43.34 \text{cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 43.34 * 10^{-4} - \frac{2621.15 * 10^{-3}}{400} = -22.19 \text{cm}^2 < 0$$

$$A_s = 0 \text{cm}^2$$

▪ 2^{ème} cas

$$N^{min} = 1339.22 \text{KN} \Rightarrow M^{corr} = 52.20 \text{KN.m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{52.20}{1339.22} = 4 \text{cm} < \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32.5 \text{cm}$$

Le centre de pression se trouve entre les deux tracés des armatures

$$A = N_U * (d - d') - M_{UA}$$

$$B = (0.337 * h - 0.81 * d') * b * h * f_{bu}$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U * \left(d - \frac{h}{2}\right) = 420.49 \text{KN.m}$$

$$A = 316.17 \text{KN.m}$$

$$B = 1044.52 \text{KN.m}$$

$A < B$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{f_{bu} * d^2 * b} = \frac{420.49 * 10^{-3}}{15 * 0.6^2 * 0.6} = 0.130 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.175$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.558 \text{m.}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z * f_{st}} = \frac{420.49 * 10^{-3}}{0.558 * 348} = 21.65 \text{cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 21.65 * 10^{-4} - \frac{1339.22 * 10^{-3}}{400} = -11.83 \text{cm}^2 < 0$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

▪ 3^{ème} cas

$$M^{max} = 161.51 \text{ KN} \Rightarrow N^{corr} = 812.74 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{161.51}{812.74} = 19.87 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32.5 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve entre les deux tracés des armatures

$$A = N_U * (d - d') - M_{UA}$$

$$B = (0.337 * h - 0.81 * d') * b * h * f_{bu}$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U * \left(d - \frac{h}{2}\right) = 385.01 \text{ KN.m}$$

$$A = 62 \text{ KN.m}$$

$$B = 1044.52 \text{ KN.m}$$

$A < B$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{f_{bu} * d^2 * b} = \frac{385.01 * 10^{-3}}{15 * 0.6^2 * 0.6} = 0.119 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.159$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.562 \text{ m.}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z * f_{st}} = \frac{385.01 * 10^{-3}}{0.562 * 348} = 19.69 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 19.69 * 10^{-4} - \frac{812.74 * 10^{-3}}{400} = -0.63 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Niveau	Section (cm)	M(KN.m)	N(KN)	A_{sup} (cm ²)	A_{inf} (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	Aadoptée (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	65*60	161.51	812.74	0	0	31.2	4HA25+8HA16=35.72
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60*55	132.13	431.10	0	0.17	26.40	4HA20+8HA16=28.65
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	55*50	105.23	516.43	0	0	22.00	12HA16=24.13
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50*45	76.49	401.42	0	0	18.00	12HA14=18.47
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	45*40	53.45	86.56	0	1.26	14.40	12HA14=18.47

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux.

- Armatures transversales

Les sections des armatures transversales sont données dans le tableau suivant :

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage
Section (cm ²)	65*60	65*60	60*55	55*50	50*45	45*40
ϕ_i^{max} (cm)	2.5	2.5	2	1.6	1.4	1.4
ϕ_i^{min} (cm)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4	1.4
l_f (cm)	285.6	214.2	214.2	214,2	214,2	214,2
λg	4.39	3.29	3.89	4.28	4.76	5.35
Vu (KN)	86.83	86.83	83.56	69.94	59.67	51.96
l_r (cm)	100	100	80	64	56	56
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	1.88	1.88	1.96	1.79	1.68	1.08
A_t^{min} zone courante (cm ²)	4.95	4.95	4.54	4.13	3.72	1.8
A_t^{min} zone nodale (cm ²)	3.3	3.3	3.03	2.75	2.48	1.2
A_t adopté (cm ²)	7HA10=5.50	7HA10=5.50	7HA10=5.50	7HA10=5.50	7HA10=5.50	7HA10=5.50

Tableau V.4 : Armature transversales.

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

Longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} * \phi_t^{\max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.2.4 Vérifications

a) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du RDC, avec une longueur libre de $l_0 = 3.68$ m et un effort normal de 1683.90KN

$$N_u = \alpha * \left(\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + A_s * \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots si \ \lambda < 50 \\ 0.6 * \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots \dots \dots si \ \lambda > 50 \end{cases}$$

➤ **Exemple illustratif**

$l_f = 0.7 * l_0 \Rightarrow l_f = 2.576$ m (Longueur de flambement).

$l_0 = 4.08 - 0.4 = 3.68$ m (Hauteur libre du poteau).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.18$ (Rayon de giration)

D'où : $\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.576}{0.18} \Rightarrow \lambda = 14.31 \Rightarrow \alpha = 0.82$

$B_r = 0.36$ m² (Section réduite).

Donc : $N_u = 0.82 * \left(\frac{0.36 * 25}{0.9 * 1.5} + 35.72 * 10^{-4} * \frac{400}{1.15} \right) = 648546$

On a $N_u^{\max} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

Niveau	l_0 (m)	l_f (m)	i (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (KN)	N_u^{max} (SAP) (KN)
RDC	3.68	2.576	0.18	14.31	0.82	35.72	0.36	6485.46	1683.90
1 ^{er} étage	2.66	1.862	0.18	10.34	0.84	35.72	0.36	6564.55	1683.90
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	2.66	1.862	0.17	10.95	0.83	28.65	0.30	5372.70	1282.83
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	2.66	1.862	0.16	11.64	0.83	24.13	0.25	4484.52	880.35
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	2.66	1.862	0.14	13.3	0.83	18.47	0.20	3520.37	554.58
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	2.66	1.862	0.13	14.32	0.82	18.47	0.16	2884.32	279.25

Tableau V.5 : Justification de l'effort normal réduit.

Du tableau ci-dessus on constate que $N_u^{max} < N_u$

b) Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa) ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{gg}} * v\right)$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} * (v^3 + v'^3) + [15 * A * (d - v)^2] + [15 * A' * (v - d')^2]$$

$$v = \frac{\frac{b * h^2}{2} + 15 * (A * d + A' * d')}{b * h + 15 * (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 * h$$

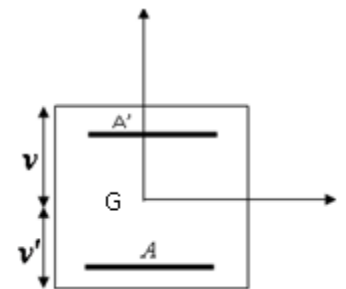


Figure V.2 : Section du poteau

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} * (v^3 + v'^3) + 15 * A * (d - v)^2$ et $v = \frac{\frac{b * h^2}{2} + 15 * A * d}{b * h + 15 * A}$

Niveau	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KNm)	σ _{bc} (MPa)	Observation
RDC et 1 ^{er}	58.5	35.72	35.64	29.36	0.0169	1226.61	34.41	3.87	vérifié
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	54	28.65	32.77	27.23	0.0121	935.58	28.54	3.61	vérifié
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	49.5	24.13	30.06	24.94	0.0085	642.21	25.42	3.23	vérifié
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	45	18.47	27.19	22.81	0.0057	404.84	24.54	2.97	vérifié
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	40.5	18.47	24.90	20.1	0.0038	204.18	36.37	3.52	vérifié

Tableau V.6 : Justification des contraintes.

c) Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Niveau	Section	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d(cm)	V _u (sap) (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
RDC	65*60	2.856	4.76	0.04	58.5	86.83	0.25	1	Vérifiée
1 ^{er} étage	65*60	2.142	3.57	0.04	58.5	86.83	0.25	1	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60*55	2.142	3.89	0.04	54	83.56	0.28	1	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	55*50	2.142	4.28	0.04	49.5	69.94	0.28	1	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50*45	2.142	4.76	0.04	45	59.67	0.29	1	Vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	45*40	2.142	5.35	0.075	40.5	51.96	0.32	1	Vérifiée

Tableau V.7 : Vérification des contraintes tangentielles.

V.2.5 Disposition constructive des poteaux

▪ Longueurs de recouvrement

Selon le RPA99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$L_r > 40 \cdot \Phi$ en zone IIa.

niveau	Φ (cm)	40 Φ (cm)	L_r adoptée (cm)
RDC et 1 ^{er}	2.5	100	105
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	2	80	85
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	1.6	64	70
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	1.4	56	60
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	1.4	56	60

Tableau V.8 : Longueur de recouvrement.

▪ Les zones nodales

La zone nodale est définie par h'

Et $h' = \max(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm)$

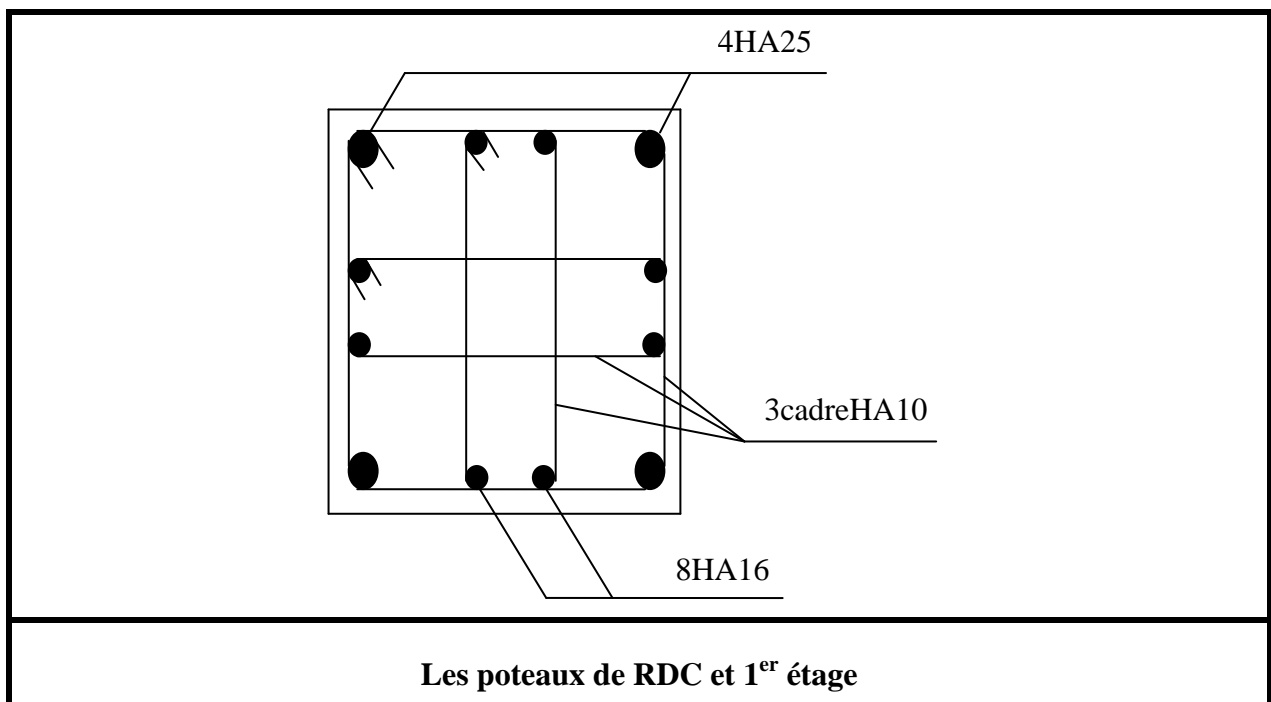
$(h_1 * b_1)$: section de poteau.

h_e : hauteur d'étage.

Niveau	h' (cm)
RDC et 1 ^{er}	65
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	60
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	60
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	60

Tableau V.9 : Hauteur des zones nodales.

V.2.6 Schéma de ferrailage des poteaux



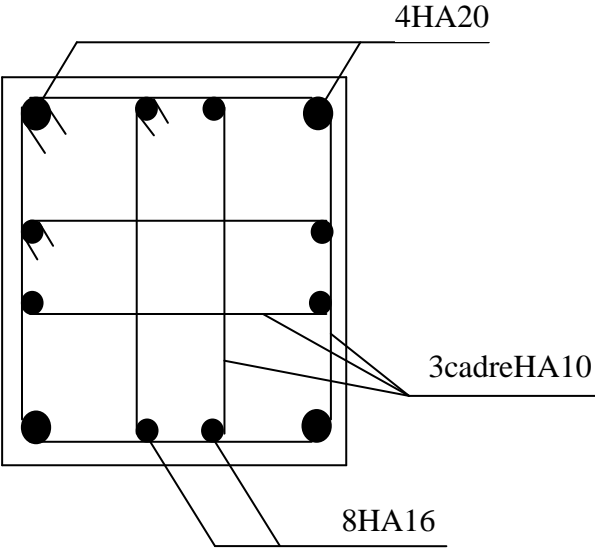
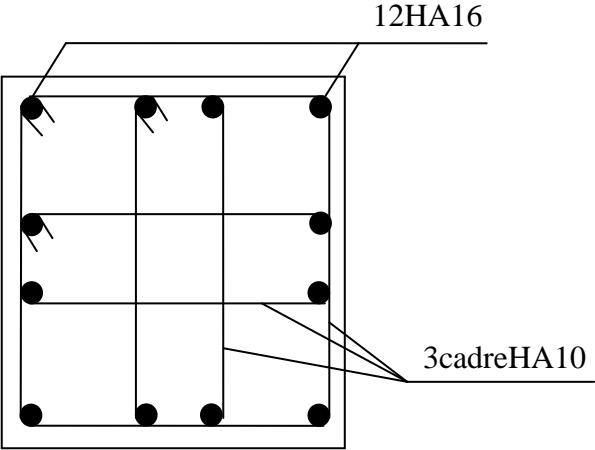
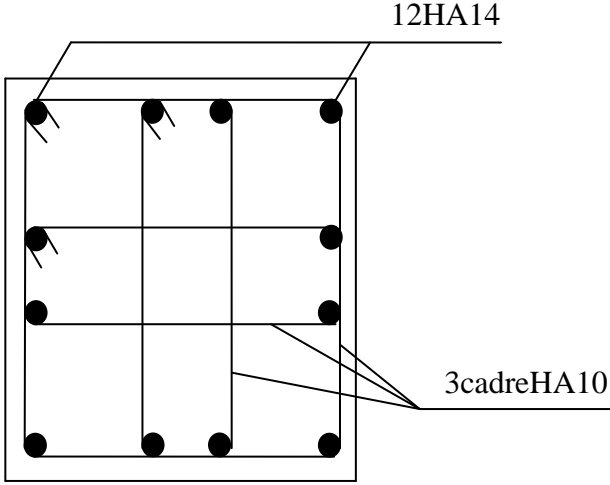

<p>Les poteaux de 2^{ème} et 3^{ème} étage</p>

<p>Les poteaux de 4^{ème} et 5^{ème} étage</p>

<p>Les poteaux de 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage</p>

Tableau V.10 : Schéma de ferrailage des poteaux

V.3 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Après détermination des sollicitations (M , V), on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'acier données par le RPA en zone IIa.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000 combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 (Article 5.2) suivantes :

- 1) $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $G + Q + E$
- 4) $0.8 \cdot G + E$
- 5) $0.8 \cdot G - E$

V.3.1 Recommandation du RPA 99

a) Les armatures longitudinales : RPA 99 (art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5 \% b \cdot h$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - $4 \% b \cdot h$ En zone courante.
 - $6 \% b \cdot h$ En zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40ϕ En zone IIa.avec ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.4, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Les armatures transversales : RPA 99 (art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 * S * b$
- L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 * \phi_l\right)$$

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.3.2 Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)}$$

V.3.3 Sollicitations de calculs

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)
RDC à 9 ^{ème} étage	153.061	156.282	249.356	90.246	104.26	140.221

Tableau V.11 : Les sollicitations les plus défavorables

V.3.4 Ferrailages des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

a) Ferrailage longitudinal

Le ferrailage longitudinal de calcul est celui obtenu par le logiciel SAP2000.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	Type de poutre	section	localisation	A _{calcul} SAP2000 (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	A _{adpté} (cm ²)
RDC et 1 ^{er} étage	Principale	30*40	Appuis	13.76	6	72	3HA20+3HA14=14,04
			Travée	13.72	6	48	3HA20+3HA14=14,04
	Secondaire	30*30	Appuis	11.89	4.5	54	6HA16=12.06
			Travée	8.77	4.5	36	6HA14=9.24
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	Principale	30*40	Appuis	15.29	6	72	3HA20+3HA16=15,45
			Travée	14.96	6	48	3HA20+3HA16=15,45
	Secondaire	30*30	Appuis	14.40	4.5	54	3HA20+3HA16=15,45
			Travée	12.33	4.5	36	3HA20+3HA14=14,04
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage	Principale	30*40	Appuis	14.64	6	72	3HA20+3HA16=15,45
			Travée	14.05	6	48	3HA20+3HA14=14,04
	Secondaire	30*30	Appuis	14.99	4.5	54	3HA20+3HA16=15,45
			Travée	12.90	4.5	36	3HA20+3HA14=14,04
6 ^{eme} , 7 ^{eme} étage	Principale	30*40	Appuis	11.81	6	72	6HA16=12.06
			Travée	10.93	6	48	6HA16=12.06
	Secondaire	30*30	Appuis	14.35	4.5	54	3HA20+3HA16=15,45
			Travée	12.20	4.5	36	3HA20+3HA14=14,04
8 ^{eme} et 9 ^{eme} étage	Principale	30*40	Appuis	8.43	6	72	6HA14=9.24
			Travée	7.77	6	48	3HA14+3HA12=8.75
	secondaire	30*30	Appuis	12.50	4.5	54	3HA20+3HA14=14,04
			Travée	10.34	4.5	36	6HA16=12.06

Tableau V.12 : Ferrailage longitudinal

▪ Longueurs de recouvrement

$$L_r > 40 * \varnothing_L$$

$$\varnothing = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 * 1.6 = 64 \text{ cm, on adopte } L_r = 70 \text{ cm}$$

$$\varnothing = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 * 1.4 = 56 \text{ cm, on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\varnothing = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 40 * 1.2 = 48 \text{ cm, on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

b) Armatures transversales

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L\right) \text{ BAEL91 (Article H.III.3)}$$

- **Poutres principales**

$$\phi_t < \min(11.43 ; 30; 12) \text{ mm, donc on prend } \phi_t < 11.42 \text{ mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi 10$

$$D'où A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

- **Poutres secondaires**

$$\phi_t < \min(8.57; 30 ; 12) \text{ mm, donc on prend } \phi_t < 8.57 \text{ mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi 8$

$$D'où A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement S_t d'armatures transversales

➤ **Selon le BAEL91 (Article H.III.3)**

S_t ≤ min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}), avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} = \min(0.9 * d; 40 \text{ cm}); \quad S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 36.45 \text{ cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.9 * A_t * f_e}{\gamma_s * b_0 * (\tau_u - 0.3 * f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 47.45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **Selon RPA99**

Zone nodale : S_t < min (h/4, 12 ϕ_{min} , 30cm) = 10cm soit ; S_t = 10cm

Zone courante : S_t < h/2 = 20cm. Soit ; S_t = 15cm

- **Vérification des sections d'armatures transversales**

$$A_t > 0.003 * S_t * b$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > 0.003 * S_t * b = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

V.3.5 Vérifications [BAEL91]

V.3.5.1 Vérifications à l'ELU

a) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.3 * 0.35 * 2.1}{400} = 1.27 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée}$$

b) Contrainte tangentielle maximale

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Fissuration peu nuisible $\bar{\tau}_{bu} = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33MPa.$

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	249.356	2.96	3.33	Vérifiée
Poutres secondaires	140.221	1.67	3.33	Vérifiée

Tableau V.13 : Vérification des contraintes tangentielles.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

-Appuis de rives : $A_l > \frac{V_u * \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (1).$

-Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * (V_u - \frac{M_a}{0.9 * d}) \dots\dots\dots (2).$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Poutres	A _L (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Principale	15.45	249.356	156.282	7.17	-7.09	Vérifiée
Secondaires	15.45	140.221	104.26	4.03	-0.54	Vérifiée

Tableau V.14 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

V.3.5.2 Vérifications à l'ELS

a) Etat limite de compression du béton

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

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Poutre	Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (m ⁴)	y (cm)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	37.28	0.00124	16.78	5.04	vérifiée
	Travées	30.66	0.00124	16.78	4.15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	58.72	0.00124	16.78	7.95	vérifiée
	Travées	28.86	0.00117	16.23	4.00	vérifiée

Tableau V.15 : Vérification de l'état limite de compression

b) Etat limite de déformation

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

	H (cm)	b (cm)	L (cm)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 * M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 * d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	530	8.75	0.075	0.063	0.008	0.010	vérifiée	vérifiée	vérifiée
PS	30	30	410	9.24	0.073	0.049	0.009	0.010	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau V.16 : Vérification de la flèche pour les poutres.

V.3.6 Schéma de ferrailage des Poutres

➤ RDC et 1^{er} étage

Poutres principales	
En appui	En travée
<p>3HA20 3HA14 Cadre+étrier HA10 3HA14</p>	<p>3HA14 Cadre+étrier HA10 3HA14 3HA20</p>
Poutres secondaires	
En appui	En travée
<p>6HA16 Cadre+étrier HA08 3HA14</p>	<p>3HA16 Cadre+étrier HA08 6HA14</p>

Tableau V.17 : Schéma de ferrailage des poutres de RDC et 1^{er} étage

➤ 2^{ème} et 3^{ème} étage

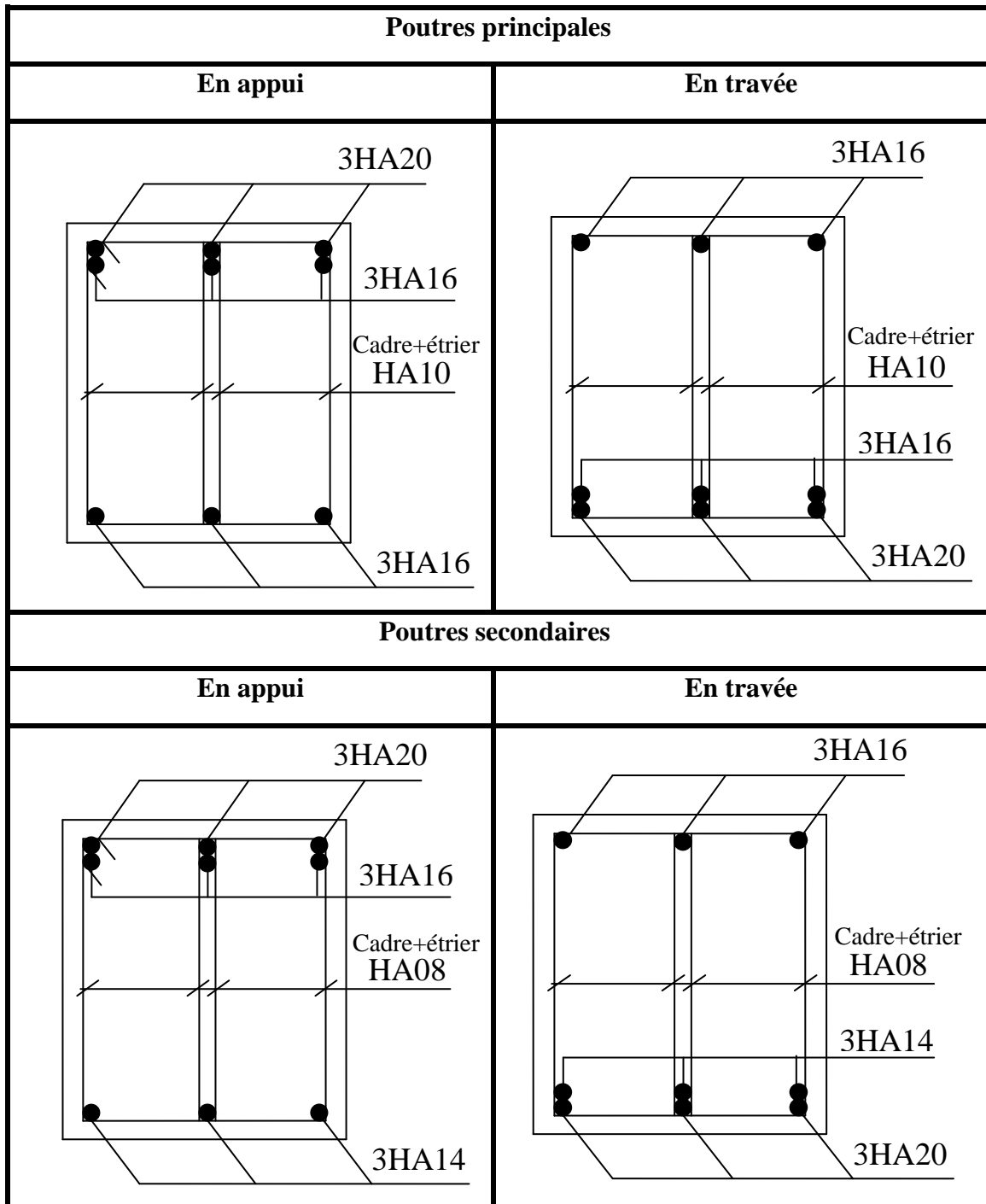


Tableau V.18 : Schéma de ferrailage des poutres de 2^{ème} et 3^{ème} étage

➤ 4^{ème} et 5^{ème} étage

Poutres principales	
En appui	En travée
<p>3HA20 3HA16 Cadre+étrier HA10 3HA14</p>	<p>3HA14 Cadre+étrier HA10 3HA14 3HA20</p>
Poutres secondaires	
En appui	En travée
<p>3HA20 3HA16 Cadre+étrier HA08 3HA14</p>	<p>3HA16 Cadre+étrier HA08 3HA14 3HA20</p>

Tableau V.19 : Schéma de ferrailage des poutres de 4^{ème} et 5^{ème} étage

➤ 6^{ème} et 7^{ème} étage

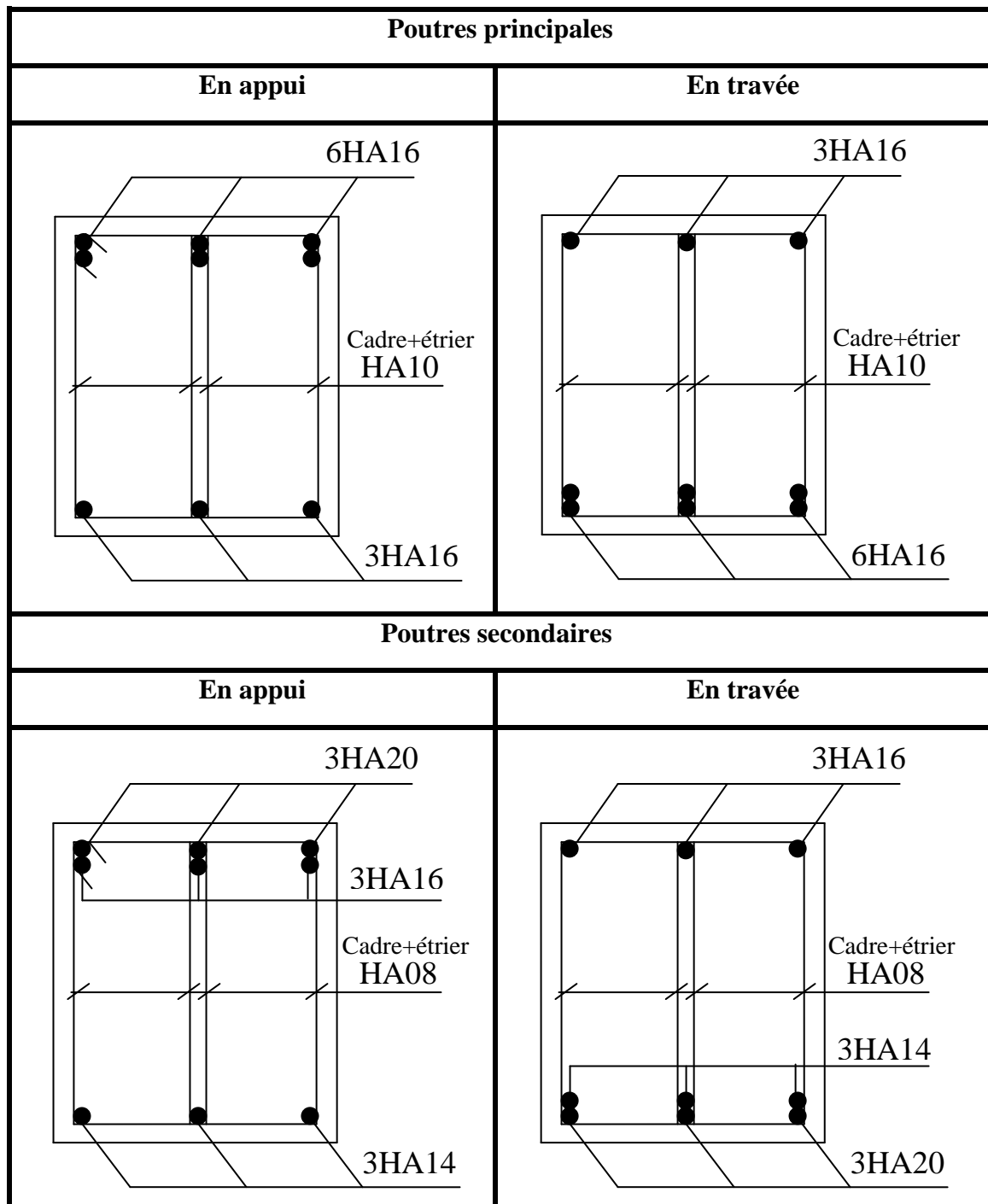


Tableau V.20 : Schéma de ferrailage des poutres de 6^{ème} et 7^{ème} étage

➤ 8^{ème} et 9^{ème} étage

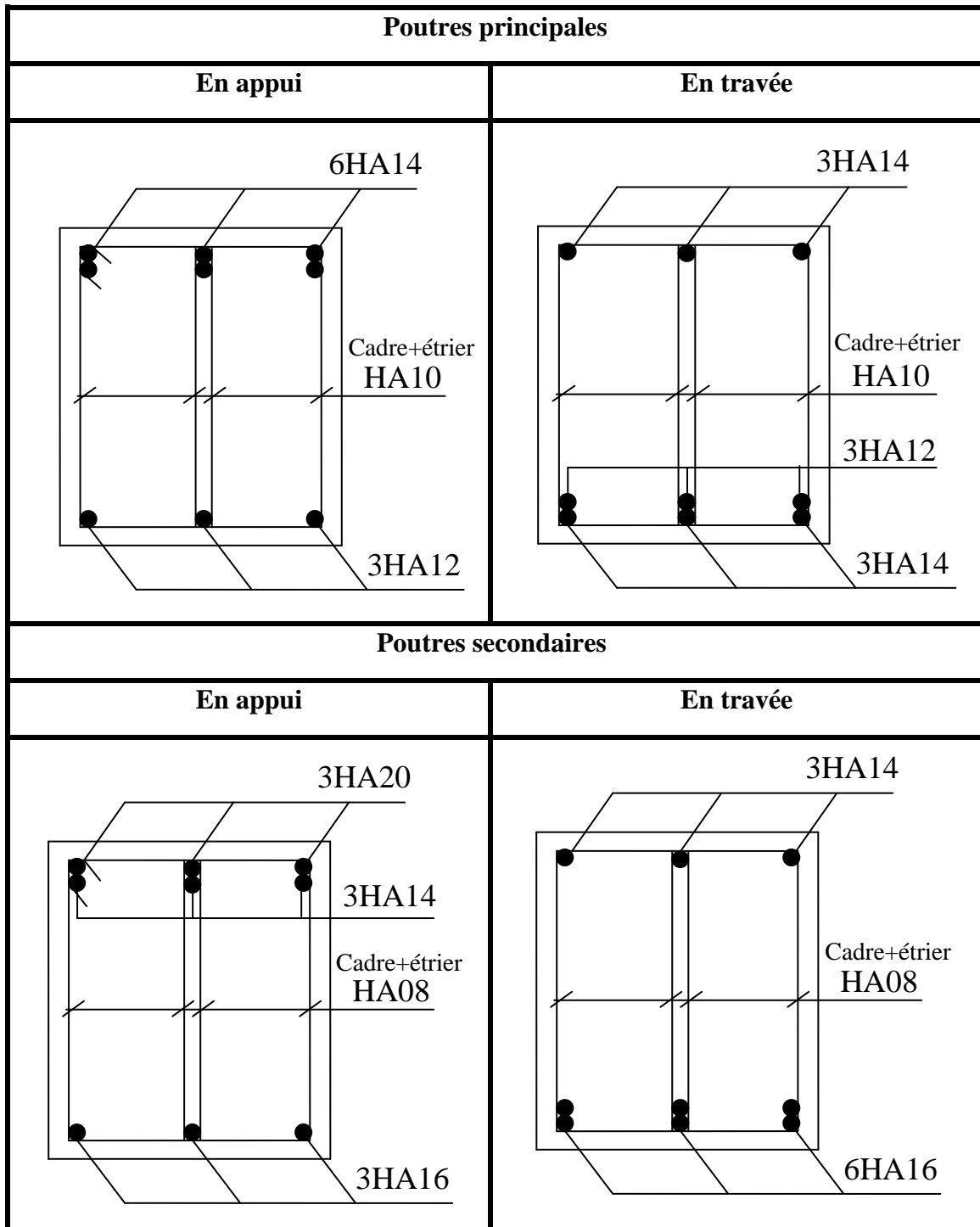


Tableau V.21 : Schéma de ferrailage des poutres de 8^{ème} et 9^{ème} étage

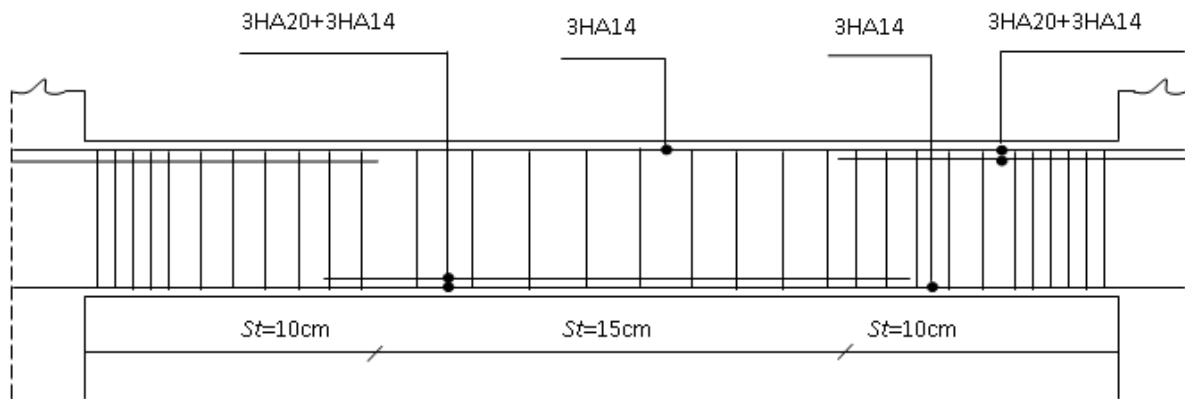


Figure V.3 : Ferrailage des poutres principales de RDC et 1^{er} étage.

V.4 Vérification des zones nodales

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœuds est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de : 1.25

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

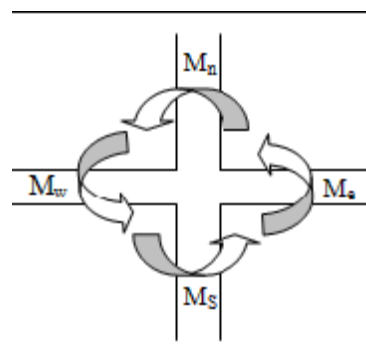


Figure V.4 : Localisation des moments dans la Zone nodale

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25(M_w + M_e) \quad \text{RPA99 (Article 7.6.2).}$$

V.4.1 Détermination des moments résistants

Le moment résistant « M_r » d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section ;
- De la quantité d'armatures dans la section ;
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z * A_s * (f_e / \gamma_s) ; Z = 0.85 * h$$

a) Poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
RDC et 1 ^{er}	65*60	0.552	35.72	685.824
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60*55	0.510	28.65	508.226
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	55*50	0.467	24.13	391.955
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50*45	0.425	18.47	273.034
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	45*40	0.382	18.47	245.410

Tableau V.22 : Les moments résistants dans les poteaux

b) Poutres

Niveau	Type	Section (cm)	Z(m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	PP	30*40	0.340	14.04	166.04
	PS	30*30	0.255	12.06	106.97
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	PP	30*40	0.340	15.45	182.71
	PS	30*30	0.255	15.45	137.03
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	PP	30*40	0.340	15.45	182.71
	PS	30*30	0.255	15.45	137.03
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	PP	30*40	0.340	12.06	142.62
	PS	30*30	0.255	15.45	137.03
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	PP	30*40	0.340	9.24	109.27
	PS	30*30	0.255	14.04	124.53

Tableau V.23 : Les moments résistants dans les poutres

V.4.2 Vérification des zones nodales

Niveau	Plan	$M_w = M_e$ (KN.m)	$M_n = M_s$ (KN.m)	$1.25(M_w + M_e)$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	Observation
RDC	PP	166.04	685.824	415.1	1371.648	Vérifiée
	PS	106.97		267.425	1371.648	Vérifiée
1 ^{er} étage	PP	166.04	685.824	415.1	1371.648	Vérifiée
	PS	106.97		267.425	1371.648	Vérifiée
2 ^{ème} étage	PP	182.71	508.226	206.775	1016.452	Vérifiée
	PS	137.03		342.575	1016.452	Vérifiée
3 ^{ème} étage	PP	182.71	508.226	206.775	1016.452	Vérifiée
	PS	137.03		342.575	1016.452	Vérifiée
4 ^{ème} étage	PP	182.71	391.955	206.775	783.91	Vérifiée
	PS	137.03		342.575	783.91	Vérifiée
5 ^{ème} étage	PP	182.71	391.955	206.775	783.91	Vérifiée
	PS	137.03		342.575	783.91	Vérifiée
6 ^{ème} étage	PP	142.62	273.034	356.55	546.068	Vérifiée
	PS	137.03		342.575	546.068	Vérifiée
7 ^{ème} étage	PP	142.62	273.034	356.55	546.068	Vérifiée
	PS	137.03		342.575	546.068	Vérifiée
8 ^{ème} étage	PP	109.27	245.410	273.175	490.82	Vérifiée
	PS	124.53		311.325	490.82	Vérifiée
9 ^{ème} étage	PP	109.27	245.410	273.175	490.82	Vérifiée
	PS	124.53		311.325	490.82	Vérifiée

Tableau V.24 : Vérification de la zone nodale dans différents étages

V-5 Etude des voiles

V.5.1 Définition

Les voiles sont des éléments verticaux tridimensionnels dont une dimension (épaisseur) est faible devant les deux autres dimensions.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans et une faible rigidité dans la direction perpendiculaire à son plan, ce qui nécessite d'être contreventé par des portiques qui vont reprendre les charges verticales.

Suivant la géométrie il y a deux types de voiles, voile simple et voile composé.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée, les sections des voiles doivent comporter d'armatures verticales et horizontales.



Figure V.5 : Voile simple

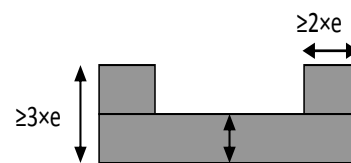


Figure V.6 : Voile composé

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

-**Voiles élancés** avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$

-**Voiles courts** avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Flexion.
- Flexion par effort tranchant.
- Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales

Le ferrailage des voiles se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E_x$

- 4) $G+Q+E_y$
- 5) $G+Q-E_x$
- 6) $G+Q-E_y$
- 7) $0.8G+E_x$
- 8) $0.8G+E_y$
- 9) $0.8G-E_x$
- 10) $0.8G-E_y$

V.5.2 Recommandation du RPA99

a) Armatures verticales

Sont destinés à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement S est inférieur à l'épaisseur du voile (e).

L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de $L/10$ dans les zones extrêmes.

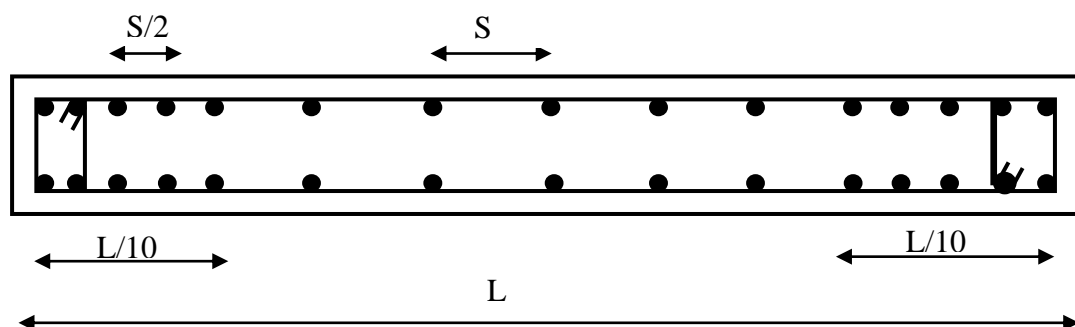


Figure V.7: Disposition des armatures verticales (vue en plan)

b) Armatures horizontales

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur $10 \varnothing$.

c) Armatures transversales

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingle par 1m^2 au moins.

d) armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture

dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 * \frac{V}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajoutée à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

- **Règles communes**

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales :

$A_{min} = 0.15\%$ Section globale du voile.

$A_{min} = 0.10\%$ Zone courante.

L'espace des barres (horizontales et verticales) $S < \min (1.5*a, 30cm)$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\varnothing < a/10$ en zone courante.

- **Longueur de recouvrement**

$L_r = 40*\varnothing$ en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20*\varnothing$ en zone comprimé sous toutes les combinaisons.

V.5.3 Disposition des voiles

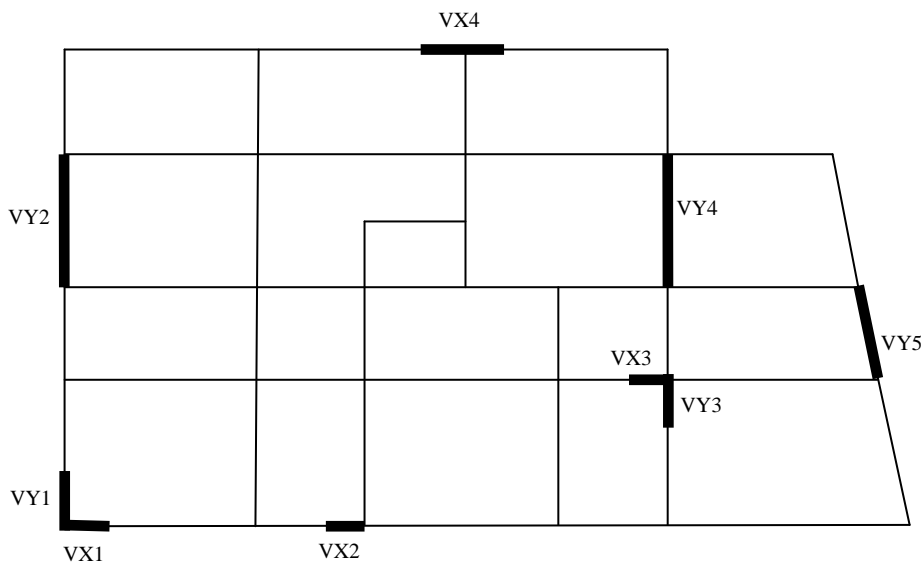


Figure V.8 : Disposition des voiles

V.5.4 Ferrailage des voiles

a) Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \cdot L$).

Selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations

Suivantes :

- $N_{\max} \longrightarrow M$ correspondant.
- $N_{\min} \longrightarrow M$ correspondant.
- $M_{\max} \longrightarrow N$ correspondant.

La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du RPA 99/V2003

b) Armatures horizontales : Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 \cdot f_{ij} \cdot k}{0.9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA 99.

- A_v^{\min}/voile : Section d'armatures minimales dans le voile complet.
- $A_v^{\min} = 0.15\% \cdot b \cdot L$.
- $A_v^{\text{calculé}}/\text{face}$: Section d'armature calculée pour une seule face du voile.
- $A_v^{\text{adopté}}/\text{face}$: Section d'armatures adoptée pour une seule face du voile.
- $N^{\text{bre}}/\text{face}$: Nombre de barres adoptées par face.
- S_t : Espacement.
- A_h^{\min}/face : section d'armatures horizontales dans le voile complet. $A_h^{\min} = 0.15\% \cdot b \cdot h$.
- $A_h^{\text{calculé}}/\text{face}$: section d'armatures horizontales calculées. ($A_{\text{adopté}}/4$).
- $A_h^{\text{adopté}}/\text{face}$: section d'armatures adoptées par un mètre linéaire.
- $N^{\text{bre}}/\text{face}$: nombre des barres adoptées par un mètre linéaire.

		Niveau	$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{corr}}$		$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{corr}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}}$	
V_{x1}	e=20cm	RDC	157.806	116.152	709.303	821.432	821.432	709.303
	e=15cm	1 à 4	131.371	31.50	519.967	31.50	248.436	155.432
		5 à 9	38.854	32.552	145.554	103.307	103.301	145.554
V_{x2}	e=20cm	RDC	19.202	373.723	103.105	60.662	373.723	19.202
	e=15cm	1 à 4	64.761	104.352	488.961	45.246	104.352	64.761
		5 à 9	34.64	102.432	386.243	13.746	102.432	34.64
V_{x3}	e=20cm	RDC	28.134	280.358	552.343	9.165	280.358	28.134
	e=15cm	1 à 4	91.214	123.036	485.534	34.41	123.036	91.214
		5 à 9	56.736	119.32	455.764	32.856	119.32	56.736
V_{x4}	e=20cm	RDC	205.534	1342.652	1103.935	435.536	1342.652	205.534
	e=15cm	1 à 4	151.532	678.234	982.543	341.674	678.234	151.532
		5 à 9	27.375	290.354	552.269	34.024	290.354	27.375
V_{y1}	e=20cm	RDC	218.321	291.128	577.742	31.867	291.128	218.321
	e=15cm	1 à 4	89.536	95.983	497.537	68.072	95.983	89.536
		5 à 9	32.573	70.913	287.674	37.742	70.913	32.573
V_{y2}	e=20cm	RDC	225.354	3016.542	1432.467	12.273	3016.542	225.354
	e=15cm	1 à 4	36.802	100.673	1531.527	15.271	1596.345	217.234
		5 à 9	131.436	512.354	809.765	40.401	512.354	131.436
V_{y3}	e=20cm	RDC	389.435	24.723	770.564	48.572	210.487	393.438
	e=15cm	1 à 4	225.663	27.365	636.431	79.234	79.234	636.431
		5 à 9	48.456	7.631	358.524	43.642	78.903	105.398
V_{y4}	e=20cm	RDC	150.546	3706.354	2423.364	97.936	3706.354	150.546
	e=15cm	1 à 4	122.534	2641.476	2116.451	102.763	2641.476	122.534
		5 à 9	73.235	65.867	1156.321	102.32	873.352	100.523
V_{y5}	e=20cm	RDC	23.563	809.364	959.565	18.431	809.364	23.563
	e=15cm	1 à 4	34.675	406.834	825.792	29.683	406.834	34.675
		5 à 9	21.341	151.465	453.986	7.274	151.465	21.341

Tableau V.25 : Récapitulation des efforts dans les voiles.

➤ Voiles parallèles à xx' :

▪ Voile V_{X1} :

Niveau	RDC	Etage 1 à 4	Etage 5 à 9
Section (m^2)	0.2*1.40	0.15*1.40	0.15*1.40
$M(KN)$	821.432	248.436	103.301
$N(KN)$	709.303	155.432	145.554
$V(KN)$	295.324	119.365	27.05
(MPa)	1.641	1.078	0.2
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}(MPa)$	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	18.80	9.04	1.58
$A_v^{min}(cm^2)$	4.2	3.15	3.15
$A_v^{adop}(cm^2)$	18.85	10.3	4.52
$N_{barres}/face$	6HA20	4HA14+2HA12	3HA12+2HA10
$S_t(cm)$	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2) \geq$	4.71	2.26	0.79
$A_h^{min}(cm^2)$	11.64	6.43	6.43
$A_h^{adop}(cm^2)$	12.32	6.79	6.79
$N_{barres}/face$	8HA14	6HA12	6HA12
$S_t(cm)$	15	20	20

Tableau V.26 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{X1} dans tous les niveaux

▪ Voile V_{X2} :

Niveau	RDC	Etage 1 à 4	Etage 5 à 9
Section (m^2)	0.2*1	0.15*1	0.15*1
$M(KN)$	373.723	104.352	102.432
$N(KN)$	13.105	488.961	386.243
$V(KN)$	141.253	59.201	69.146
$\tau(MPa)$	1.01	0.61	0.72
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}(MPa)$	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	25.12	6.78	4.52
$A_v^{min}(cm^2)$	3	2.25	2.25
$A_v^{adop}(cm^2)$	25.92	6.79	4.52
$N_{barres}/face$	4HA25+2HA20	6HA12	4HA12
$S_t(cm)$	10	10	20
$A_h^{cal}(cm^2) \geq$	6.28	0.56	0.56
$A_h^{min}(cm^2)$	11.64	6.43	6.43
$A_h^{adop}(cm^2)$	12.06	6.79	6.79
$N_{barres}/face$	6HA16	6HA12	6HA12
$S_t(cm)$	10	10	10

Tableau V.27 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{X2} dans tous les niveaux

▪ Voile V_{X3} :

Niveau	RDC	Etage 1 à 4	Etage 5 à 9
Section (m ²)	0.2*0.8	0.15*0.8	0.15*0.8
<i>M(KN)</i>	280.358	123.036	119.32
<i>N(KN)</i>	552.343	485.534	455.764
<i>V (KN)</i>	116.857	52.384	67.321
τ (MPa)	1.14	0.68	0.87
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
<i>A_v^{cal}</i> (cm ²)	12.32	4.52	4.52
<i>A_v^{min}</i> (cm ²)	2.4	1.8	1.8
<i>A_v^{adop}</i> (cm ²)	12.57	4.52	4.52
<i>Nbarres /face</i>	4HA20	4HA12	4HA12
<i>S_t</i> (cm)	15	15	15
<i>A_h^{cal}</i> (cm ²) \geq	3.14	0.06	0.39
<i>A_h^{min}</i> (cm ²)	11.64	6.43	6.43
<i>A_h^{adop}</i> (cm ²)	11.68	6.47	6.47
<i>Nbarres /face</i>	3HA20+2HA12	2HA14+3HA12	2HA14+3HA12
<i>S_t</i> (cm)	10	10	10

Tableau V.28 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{X3} dans tous les niveaux

▪ Voile V_{X4} :

Niveau	RDC	Etage 1 à 4	Etage 5 à 9
Section (m^2)	0.2*2.4	0.15*2.4	0.15*2.4
$M(KN)$	1342.652	678.234	290.354
$N(KN)$	581.735	372.627	159.231
$V(KN)$	169.06	155.064	123.347
$\tau(MPa)$	0.55	0.67	0.53
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}(MPa)$	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	21.36	9.04	4.52
$A_v^{min}(cm^2)$	7.2	5.4	5.4
$A_v^{adop}(cm^2)$	21.3	10.3	5.65
$N_{barres}/face$	6HA16+6HA14	10HA12	7HA10
$S_t(cm)$	15	20	25
$A_h^{cal}(cm^2) \geq$	5.48	2.57	1.41
$A_h^{min}(cm^2)$	11.64	6.43	6.43
$A_h^{adop}(cm^2)$	12.29	7.07	7.07
$N_{barres}/face$	6HA12+7HA10	9HA10	9HA10
$S_t(cm)$	15	20	20

Tableau V.29 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{X4} dans tous les niveaux

- Voiles parallèles à yy' :
- Voile V_{Y1} :

Niveau	RDC	Etage 1 à 4	Etage 5 à 9
Section (m^2)	0.2*1.55	0.15*1.55	0.15*1.55
$M(KN)$	291.128	95.983	70.913
$N(KN)$	577.742	497.537	287.674
$V(KN)$	583.546	43.35	39.17
$\tau(MPa)$	2.93	0.27	0.20
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}(MPa)$	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	3.16	3.17	3.20
$A_v^{min}(cm^2)$	4.5	3.49	3.49
$A_v^{adop}(cm^2)$	4.62	4.62	4.62
$N^{barres}/face$	2HA12+3HA10	2HA12+3HA10	2HA12+3HA10
$S_t(cm)$	25	25	25
$A_h^{cal}(cm^2) \geq$	1.13	1.15	1.15
$A_h^{min}(cm^2)$	11.64	6.43	6.43
$A_h^{adop}(cm^2)$	12.32	6.79	6.79
$N^{barres}/face$	8HA14	6HA12	6HA12
$S_t(cm)$	15	20	20

Tableau V.30 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{Y1} dans tous les niveaux

▪ Voile V_{Y2} :

Niveau	RDC	Etage 1 à 4	Etage 5 à 9
Section (m^2)	0.2*3.7	0.15*3.7	0.15*3.7
$M(KN)$	3016.542	1596.345	512.354
$N(KN)$	1432.467	1531.527	809.765
$V(KN)$	390.326	426.213	225.343
$\tau(MPa)$	0.78	1.19	0.63
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}(MPa)$	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	13.56	12.32	11.30
$A_v^{min}(cm^2)$	11.1	8.32	8.32
$A_v^{adop}(cm^2)$	13.57	12.88	11.5
$N_{barres}/face$	12HA12	10HA12+2HA10	6HA12+6HA10
$S_t(cm)$	25	25	25
$A_h^{cal}(cm^2) \geq$	3.39	3.08	2.82
$A_h^{min}(cm^2)$	11.64	6.43	6.43
$A_h^{adop}(cm^2)$	12.44	6.79	6.79
$N_{barres}/face$	11HA12	9HA10	9HA10
$S_t(cm)$	25	25	25

Tableau V.31 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{Y2} dans tous les niveaux

▪ Voile V_{Y3} :

Niveau	RDC	Etage 1 à 4	Etage 5 à 9
Section (m^2)	0.2*1	0.15*1	0.15*1
$M(KN)$	210.487	154.234	88.903
$N(KN)$	770.564	636.431	358.524
$V(KN)$	76.142	50.453	463.243
$\tau(MPa)$	0.59	0.52	4.8
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}(MPa)$	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	9.04	7.9	6.16
$A_v^{min}(cm^2)$	3	2.25	2.25
$A_v^{adop}(cm^2)$	10.05	8.04	6.16
$N_{barres}/face$	5HA16	4HA16	4HA14
$S_t(cm)$	15	15	15
$A_h^{cal}(cm^2) \geq$	2.51	2.01	1.54
$A_h^{min}(cm^2)$	11.64	6.43	6.43
$A_h^{adop}(cm^2)$	12.57	7.1	7.1
$N_{barres}/face$	4HA20	2HA16+2HA14	2HA16+2HA14
$S_t(cm)$	15	15	15

Tableau V.32 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{Y3} dans tous les niveaux

▪ Voile V_{Y4} :

Niveau	RDC	Etage 1 à 4	Etage 5 à 9
Section (m^2)	0.2*3.7	0.15*3.7	0.15*3.7
$M(KN)$	3706.354	2041.476	873.352
$N(KN)$	2423.364	2116.451	1156.321
$V(KN)$	761.534	808.327	463.675
$\tau(MPa)$	1.60	1.7	1.3
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}(MPa)$	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	29,31	24.12	17.85
$A_v^{min}(cm^2)$	11.1	8.32	8.32
$A_v^{adop}(cm^2)$	31.17	24.89	18.29
$N_{barres}/face$	6HA20+8HA14	4HA20+8HA14	6HA14+8HA12
$S_t(cm)$	20	25	20
$A_h^{cal}(cm^2) \geq$	7.73	6,16	4.68
$A_h^{min}(cm^2)$	11.64	6.43	6.43
$A_h^{adop}(cm^2)$	12.32	7.07	7.07
$N_{barres}/face$	8HA12+4HA10	9HA10	9HA10
$S_t(cm)$	25	25	25

Tableau V.33 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{Y4} dans tous les niveaux

▪ Voile V_{Y5} :

Niveau	RDC	Etage 1 à 4	Etage 5 à 9
Section (m^2)	0.2*1.72	0.15*1.72	0.15*1.72
$M(KN)$	809.364	406.834	151.465
$N(KN)$	959.565	825.792	453.986
$V (KN)$	260.715	169.91	89.05
$\tau(MPa)$	1.18	1.02	0.54
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}(MPa)$	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	10.03	6.54	3.42
$A_v^{min}(cm^2)$	5.16	3.87	3.87
$A_v^{adop}(cm^2)$	10.05	7.70	3.93
$N_{barres}/face$	5HA16	5HA14	5HA10
$S_t(cm)$	25	25	25
$A_h^{cal}(cm^2) \geq$	2.51	1.92	0,85
$A_h^{min}(cm^2)$	11.64	6.43	6.43
$A_h^{adop}(cm^2)$	12.32	6.79	6.79
$N_{barres}/face$	8HA14	6HA12	6HA12
$S_t(cm)$	15	20	20

Tableau V.34 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{Y5} dans tous les niveaux

V.5.5 Vérification à l'effort tranchant : RPA 99/2003 (article 7.7.2)

$$\tau_{adm} = 0.2 * f_{c28} = 5 \text{MPa.}$$

$$\tau = 1.4 * \frac{V}{b_0 * d} ; \text{ Avec } b_0: \text{ épaisseur du voile et } d : \text{ hauteur utile.}$$

τ inclus dans les tableaux précédent $\rightarrow \tau < \tau_{adm}$ donc la condition est vérifiée.

Pas de risque de cisaillement.

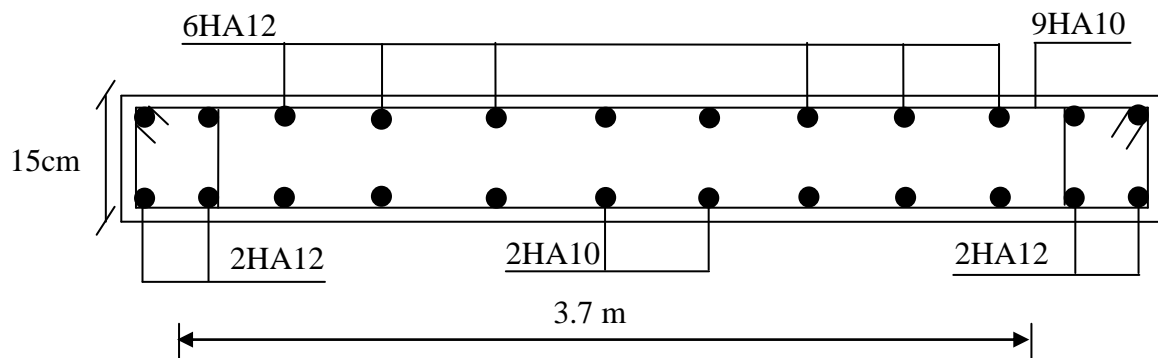
V.5.6 Exemple de schéma de ferrailage (Voile V_{Y2})

Figure V.9: Ferrailage du Voile V_{Y2} (1^{er} au 4^{ème} étage)

VI.1 Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.3 Combinaisons d'actions à considérer

D'après le RPA99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- * $G + Q + E$
- * $0.8 * G \pm E$ (Art10.1.4.1)

VI.4 Etude des fondations

VI.4.1 Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Le poteau le plus sollicité est un poteau rectangulaire de section (a*b), pour cela on opte pour une semelle rectangulaire de section (A*B).

Soit : N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre : 2621.14 KN

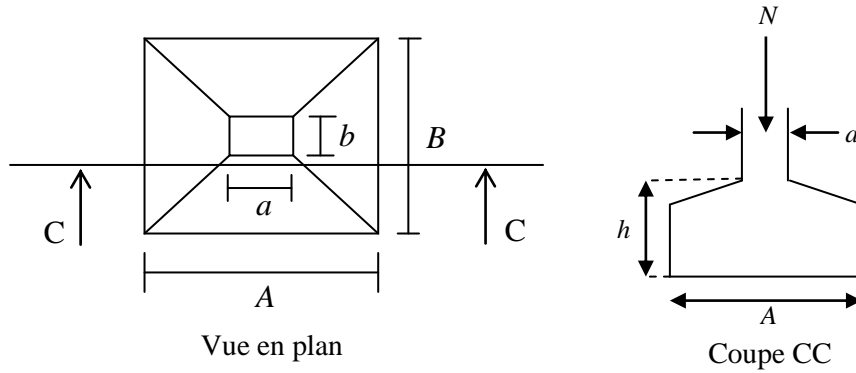


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ($a*b$), donc :

$$S = A*B$$

$$N = 2621.14 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A*B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}, \text{ on a : } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \text{ (Semelle et poteau homodhétiques) } \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b*N}{a*\overline{\sigma}_{sol}}}$$

$$\underline{AN}: B = 4.21 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI 4.2 Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L située sous un portique formé de 7 poteaux (le portique le plus sollicité).

On doit vérifier :

$$\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B*L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} * L}$$

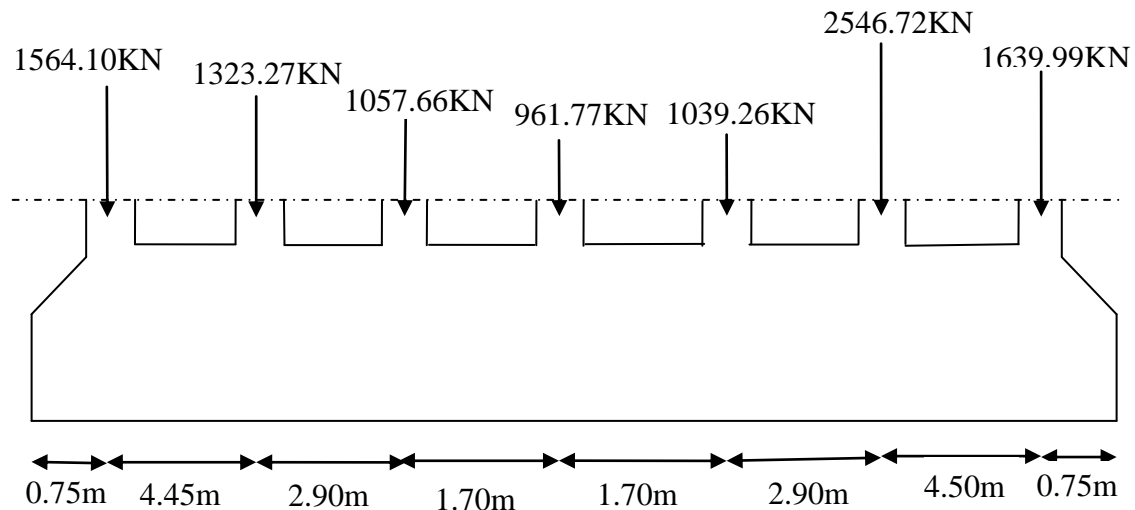


Figure VI.2 : Schéma d'une semelle filante

$$\sum N_i = 10132.77 \text{ KN}$$

$$N_s = 7 * 200 \Rightarrow N_s = 1400 \text{ KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 11532.77 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} * L} = \frac{11532.77}{160 * 19.65} = 3.67 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre axes de deux portiques, on constate qu'il va y avoir chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour cette structure, alors on va opter pour un radier général.

VI.4.3 Vérification de Radier général

1) Définition : Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

2) Pré dimensionnement

• La Condition de coffrage

$L_{max} = 5.3 \text{ m}$: la plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

▪ **Nervure**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{530}{10} \Rightarrow h_t \geq 53cm; \text{ Soit } h_t = 60cm$$

▪ **Dalle**

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{530}{20} \Rightarrow h_0 \geq 26.5cm; \text{ on prend } h_0 = 30 \text{ cm}$$

• **Vérification de condition de rigidité**

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} * L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 * 10^4 \text{MPa}$

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b * h_t^3}{12}$

K : module de résistance du sol. (On a un sol moyen donc $K = 4 * 10^4 \text{KN/m}^2/\text{m}$).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m

On a $\begin{cases} h_t = 60cm \\ I = 0.018m^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 2.76m \\ L_{\max} = 5.3m > \frac{\pi}{2} * L_e = 4.33m \dots\dots\dots\text{Non vérifiée} \end{cases}$

On redimensionne les nervures avec $h_t=80cm$:

Tel que $\begin{cases} h_t = 80cm \\ I = 0.042m^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 3.42m \\ L_{\max} = 5.3m < \frac{\pi}{2} * L_e = 5.37m \dots\dots\dots\text{Vérifiée} \end{cases}$

Donc on opte pour $h_t = 80 \text{ cm}$

• **Surface du radier**

$$\frac{N_s}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{28723.5}{160} \Rightarrow S_{rad} \geq 179.52m$$

Avec : N_s est la charge totale transmise par la superstructure tirée à partir de **SAP2000**.

La surface du bâtiment : $S_{bat} = 205.25m^2$

Donc on adopte : $S_{rad} = S_{bat} = 205.25 \text{ m}^2$ (Le radier comporte pas de débord).

3) Vérifications nécessaires

a) Vérification au poinçonnement

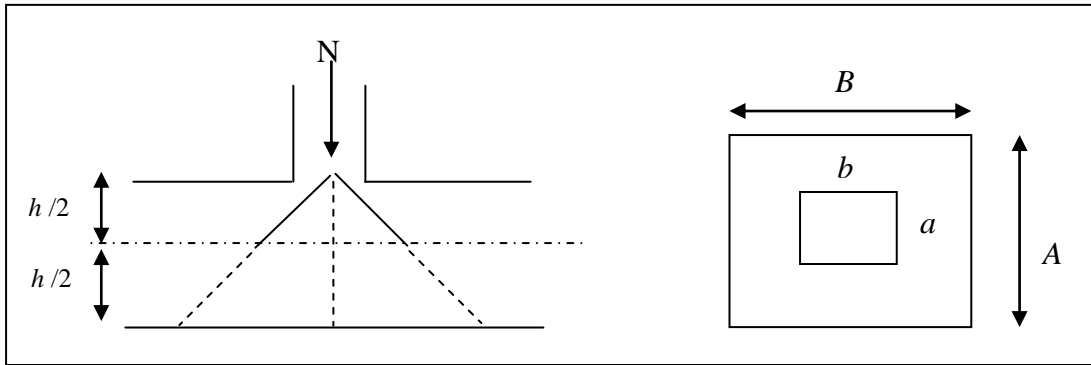


Figure VI.3 : Zone de contact poteau radier

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 * \mu_c * h_t * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec :

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

Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h_t : hauteur de nervure.

$$h_t = 80 \text{ cm.}$$

$$\mu_c = (a + b + 2 * h_t) * 2 \Rightarrow \mu_c = 2 * (0.65 + 0.6 + 2 * 0.8) \Rightarrow \mu_c = 5.7 \text{ m}$$

$$Q_u = 1682.21 \text{ KN} < 0.045 * 5.7 * 0.8 * (25 * 10^3 / 1.5) = 3420 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} (x, y)$$

A partir de programme SOCOTEC on a :

$$I_x = 3264.2107 \text{ m}^4, X_G = 8.8 \text{ m}$$

$$I_y = 6495.6509 \text{ m}^4, Y_G = 5.6 \text{ m}$$

$$N' = N + P \Rightarrow N' = 28723.5 + 25 * 0.30 * 205.25 \Rightarrow N' = 30262.87 \text{ KN}$$

Avec : $P = \gamma_b * h_0 * S = 1539.37 \text{ KN}$ c'est le poids propre de radier.

Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

- **Sens X-X** : $N' = 30262.87 \text{ KN}$ et $M_x = 8251.65 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} * y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.161 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} * y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.133 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.154 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 0.160 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Sens Y-Y** : $N' = 30262.87 \text{ KN}$ et $M_y = 6015.56 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} * x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.155 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} * x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.139 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.151 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 0.160 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

c) Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de 1m de largeur, et de 5.3 m de longueur, $d = 0.9 * h_r = 0.27 \text{ m}$

$$V_u = \frac{N_u * L_{\max}}{2 * S} * b = \frac{3936374 * 5.3}{2 * 205.25} * 1 = 508.23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{508.23 * 10^{-3}}{1 * 0.27} = 1.88 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

C'est vérifiée, donc pas de cisaillement dans le radier.

d) Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA99, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- **Dans le sens X-X** : $e = \frac{8251.65}{3936374} \Rightarrow e = 0.209 \text{ m} < \frac{18.95}{4} = 4.74 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$
- **Dans le sens Y-Y** : $e = \frac{6015.56}{39363.74} \Rightarrow e = 0.152 \text{ m} < \frac{11.8}{4} = 2.95 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

e) Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut assurer que : $N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier ($H = 3.1$ m).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{rad} = 205.25$ m²).

$N = 28723.5 \geq 1.5 * 3.1 * 205.25 * 10 = 9544.12$ KN vérifiée

4) Ferrailage**4.1) La dalle du radier**

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension

$L_x = 4.1$ m; $L_y = 5.3$ m.

a) Calcul à l'ELU

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{41416.24}{205.25} \Rightarrow q_u = 201.78 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$N_u = 41416.24 \text{ KN}$$

N_u : Effort normal (avec le poids du radier).

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.77 \Rightarrow \text{La dalle travaillera dans les deux sens.} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.5440 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x * q_u * l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 20216 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y * q_u * l_y^2 \Rightarrow M_0^y = 10997 \text{ KNm}$$

▪ En travée

$$\text{Sens x-x : } M_t^x = 0.75 * M_0^x \Rightarrow M_t^x = 15162 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y : } M_t^y = 0.75 * M_0^y \Rightarrow M_t^y = 11372 \text{ KNm}$$

▪ En appui

$$M_a^x = -0.3 * M_0^x \Rightarrow M_a^x = -6065 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = -0.3 * M_0^y \Rightarrow M_a^y = -3300 \text{ KNm}$$

Le ferrailage se fera pour une section $(b * h_r) = (1 * 0.3) \text{ m}^2$

• **Condition de non fragilité**

On calcule A_{min} : On a des HA FeE 400 $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008; h_r = 30cm; b = 100 cm ;$

$\rho = 0.77$

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 * \frac{3-\rho}{2} * b * h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 * b * h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 2.68cm^2 \\ A_{min}^y = 2.4cm^2 \end{cases}$$

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{adp}(cm^2/ml)$
En travée	x-x	151.62	0.078	0.102	0.345	11.99	6HA16=12.06
	y-y	113.72	0.042	0.054	0.352	6.40	5HA14=7.70
En appui	x-x	60.65	0.031	0.039	0.354	4.67	5HA12=5.65
	y-y	33	0.017	0.021	0.356	2.52	5HA10=3.93

Tableau VI.1: Résumé des résultats de ferrailage de radier.

b) Vérifications à l'ÉLU

• **Vérification de l'effort tranchant**

$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = 0.05 * f_{c28} = 1.25MPa$

$V_y = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 366.94KN$
 $\Rightarrow V_{max} = 366.94KN$

$V_x = \frac{q_u * l_x}{3} \Rightarrow V_x = 262.10KN$

$\tau_u = \frac{366.94 * 10^{-3}}{1 * 0.27} \Rightarrow \tau_u = 1.36Pa < 1.25MPa \dots\dots\dots$ vérifiée

c) Calcul à l'ELS

$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} \Rightarrow q_s = \frac{32139.73}{205.25} \Rightarrow q_s = 156.59KN / m^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.77 \Rightarrow$ La dalle travaillédans les deux sens. $\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0661 \\ \mu_y = 0.6710 \end{cases}$

Sens x-x : $M_0^x = \mu_x * q_s * l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 173.99KN.m$

Sens y-y : $M_0^y = \mu_y * M_0^x \Rightarrow M_0^y = 116.75KN.m$

- **En travée**

$$\text{Sens x-x : } M_t^x = 0.75 * M_0^x \Rightarrow M_t^x = 134.99 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_t^y = 0.75 * M_0^y \Rightarrow M_t^y = 87.56 \text{ KN.m}$$

- **En appui**

$$M_a^x = -0.3 * M_0^x \Rightarrow M_a^x = -52.20 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0.3 * M_0^y \Rightarrow M_a^y = -35.02 \text{ KN.m}$$

d) Vérifications à l'E.L.S

- **Etat limite de compression du béton**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **La contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s = 15 * \frac{M}{I} * (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; \max(0.5 * f_e; 110 * \sqrt{\eta * f_{tj}})\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Sens		Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
En travée	x-x	134.99	156000	9.75	8.44	340.72	non vérifiée
	y-y	87.56	108000	8.04	6.52	340.02	non vérifiée
En appui	x-x	52.20	82700	7.01	4.42	274.48	non vérifiée
	y-y	35.02	60300	5.95	3.45	112.28	vérifiée

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de radier.

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier.

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Sens		Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	A _{adp} (cm ² /ml)	Observation
En Travée	x-x	134.99	220000	11.72	7.19	223.47	6HA20=18.85	vérifiée
	y-y	87.56	156000	9.75	5.47	221	6HA16=12.06	vérifiée
En appui	x-x	52.20	156000	9.75	3.26	131.75	6HA16=12.06	vérifiée
	y-y	35.02	96800	7.6	2.75	154.12	6HA12=6.79	vérifiée

Tableau VI.3 : vérification des contraintes de radier.

- Espacement des armatures

Armatures // L_x : $S_t \leq \min(3 \cdot e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $S_t \leq \min(4 \cdot e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

e) Schéma de ferrailage de radier:

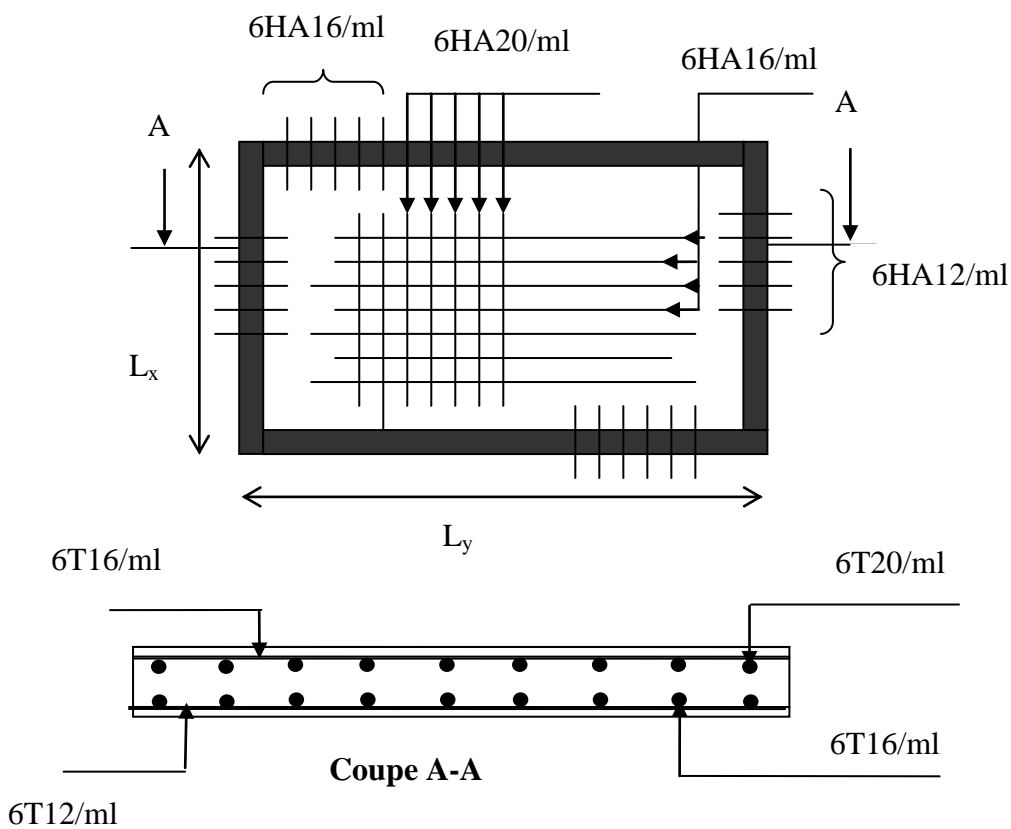


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier.

4.2) Ferrailage des nervures

4.2.1) 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.

- **Charge triangulaire**

$$P = q_u * \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

- **Charge trapézoïdale**

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) * \frac{q_u * l_x}{2}$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$q_u = 191.78 \text{ KN/m}^2, \quad q_s = 15659 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul des sollicitations**

- **Moments aux appuis**

$$M_a = - \frac{P_g * l_g^3 + P_d * l_d^3}{8.5 * (l_g + l_d)}$$

Avec :

Les longueurs fictives :

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

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 * M_0 \quad \text{Avec } M_0 = \frac{q * l^2}{8},$$

- **Moment en travée :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g * \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d * \left(\frac{x}{l}\right) = \frac{P_U}{2} * x * (l - x) + M_g * \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d * \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

➤ Sens (x-x)

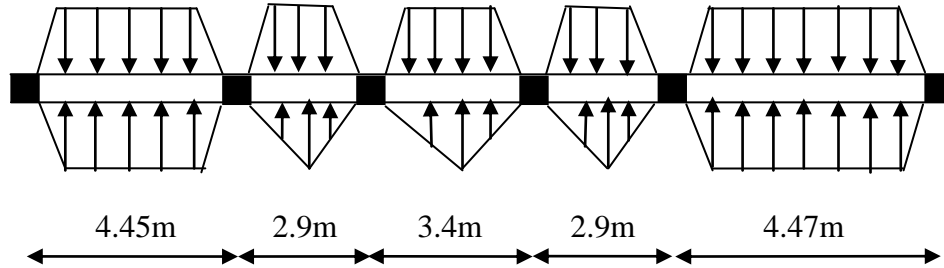


Figure VI.5 : Sollicitations sur les nervures transversales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Travée	$L(m)$	$L'(m)$	$P_U(KN/m)$	$M_g(KN.m)$	$M_d(KN.m)$	$M_t(Nm)$	$V_g(KN)$	$V_d(KN)$
A-B	4.45	4.45	310.16	72.2	-546.51	518.8	567.29	-812.92
B-C	2.9	2.32	329.73	-546.51	-268.4	-46.88	-812.92	623.53
C-D	3.4	2.72	366.78	-268.4	-268.4	261.59	623.53	-623.53
D-E	2.9	2.32	329.73	-268.4	-995.58	-158.39	-623.53	1256.42
E-F	4.75	3.8	451.56	-995.58	81.13	874.1	1256.42	-888.49

Tableau VI.4 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens X-X (ELU)

Travée	$L(m)$	$L'(m)$	$P_s(KN/m)$	$M_g(KN.m)$	$M_d(KN.m)$	$M_t(Nm)$
A-B	4.45	4.45	356.8	58.14	-604.8	606.65
B-C	2.9	2.32	269.22	-604.8	-219.15	-99.3
C-D	3.4	2.72	299.47	-219.15	-219.15	213.59
D-E	2.9	2.32	269.22	-219.15	-713.47	-135.22
E-F	4.75	3.8	368.7	-713.47	62.24	713.68

Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens X-X (ELS)

➤ Sens (y-y)

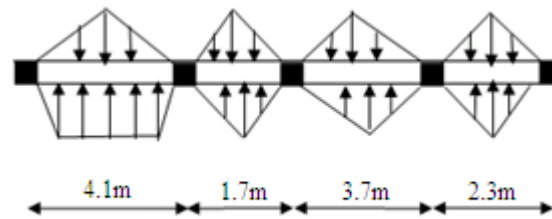


Figure VI.6 : Sollicitations sur les nervures transversales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$L(m)$	$L'(m)$	$P_u(KN/m)$	$M_g(KN.m)$	$M_d(KN.m)$	$M_t^{\max}(KN.m)$	$V_g(KN)$	$V_d(KN)$
A-B	4.1	4.1	493.8	60.45	-745.1	698.49	830.56	-1194.02
B-C	1.7	1.36	217.35	-754.1	-349	-343.64	-1194.02	873.69
C-D	3.7	2.96	473.06	-349	-354.42	457.81	873.69	-876.63
D-E	2.3	2.3	294.06	-354.42	19.02	57.61	-876.63	-184.07

Tableau VI.6 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens Y-Y (ELU)

Travée	$L(m)$	$L'(m)$	$P_u(KN/m)$	$M_g(KN.m)$	$M_d(KN.m)$	$M_t^{\max}(KN.m)$
A-B	4.1	4.1	327.46	49.35	-495.91	462.45
B-C	1.7	1.36	177.43	-495.91	-284.95	-288.46
C-D	3.7	2.96	386.25	-284.95	-289.39	373.74
D-E	2.3	2.3	240.1	-289.39	15.53	44.23

Tableau VI.7 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens Y-Y (ELS)

Les sollicitations maximales sont :

✓ à L'ELU

▪ Sens X-X

$$M_{appuis}^{max} = 995.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{trav}^{max} = 874.1 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = 1256.42 \text{ KN.m}$$

▪ Sens Y-Y

$$M_{appuis}^{max} = 745.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{travée}^{max} = 698.49 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = 1194.02 \text{ KN.m}$$

✓ À l'ELS

▪ Sens X-X

$$M_{appuis}^{max} = 713.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{travée}^{max} = 713.68 \text{ KN.m}$$

▪ Sens Y-Y

$$M_{appuis}^{max} = 495.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{travée}^{max} = 462.45 \text{ KN.m}$$

4.2.2) Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h = 0.8 \text{ m}$$

$$h_0 = 0.3 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.65 \text{ m}$$

$$d = 0.7 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.3}{10}; \frac{4.1}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.53; 2.05)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } b = 2*b_1 + b_0 = 2*0.5 + 0.65 = 1.65 \text{ m.}$$

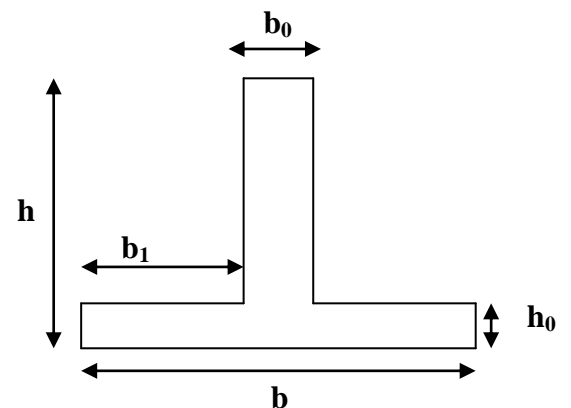


Figure VI.7 : Section à ferrailier.

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Sens		M_u (KN.m)	A_{cat} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
En Travée	x-x	874.1	37.39	13.95	39.27	8HA25
	y-y	995.58	42.84	13.95	45.62	6HA25+2HA32
En appui	x-x	698.49	29.62	13.95	32.21	4HA20+4HA25
	y-y	745.1	31.67	13.95	34.93	6HA20+2HA32

Tableau VI.8 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.

4.2.3) Vérifications à l'ELU

- Vérification de l'effort tranchant

$$\mu_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15 * f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right) = 2.5 \text{ MPA}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Sens	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens X-X	1256.42	1.09	2.5	Vérifiée
Sens Y-Y	1194.02	1.03	2.5	Vérifiée

Tableau VI.9 : Vérification de l'effort tranchant.

4.2.4) Vérifications à l'E.L.S

a) Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

b) La contrainte dans l'acier

$\sigma_s = 15 * \frac{M}{I} * (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} * f_e; \max(0.5 * f_e; 110 * \sqrt{\eta} * f_{ij}) \right) = 240 \text{ MPa}$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Sens		Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
En travée	x-x	713.68	1840000	18.68	7.24	302.54	non vérifiée
	y-y	462.45	2150000	20.3	4.37	161.32	vérifiée
En appui	x-x	713.47	1630000	17.53	7.68	347.98	non vérifiée
	y-y	495.91	1740000	18.15	5.17	222.3	vérifiée

Tableau VI.10 : Résumé des résultats (vérification des contraintes)

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier.

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Sens		Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	A _{adp} (cm ² /ml)	Observation
En travée	x-x	713.68	2370000	21.4	6.44	219.52	4HA25+4HA32=51.81	vérifiée
	y-y	462.45	2150000	20.3	4.37	161.32	6HA25+2HA32=45.62	vérifiée
En appui	x-x	713.47	2370000	21.4	6.44	221.27	4HA25+4HA32=51.81	vérifiée
	y-y	495.91	1740000	18.15	5.17	222.3	6HA20+2HA32=34.93	vérifiée

Tableau VI.11: Résumé des résultats (vérification des contraintes)

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) = \min(22.86; 65; 20) = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

- **Espacement des aciers transversaux**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{t \min}\right) \Rightarrow S_t = \min(20; 12; 20) = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

4.2.4) Schémas de ferrailage des nervures

	En appui	En travée
Sens x-x	<p>4HA25</p> <p>4HA25</p> <p>4HA32</p>	<p>4HA32</p> <p>4HA25</p> <p>4HA25</p>
	En appui	En travée
Sens y-y	<p>2HA32</p> <p>2HA25</p> <p>6HA20</p> <p>2HA32</p>	<p>2HA32</p> <p>6HA25</p> <p>2HA20</p> <p>2HA32</p>

Tableau VI.12 : Schémas de ferrailage des nervures

Conclusion générale

Notre travail avait pour but d'étudier un bâtiment R+9 classé dans le groupe d'usage 2 selon RPA99/2003. Il sera implanté sur un terrain abrupt situé au lieu-dit Takhrith dans la localité d'Ighil El Bordj, au Nord-Ouest de la ville de Bejaïa (zone IIa).

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

D'autre part, nous avons pu tirer certaines conclusions comme :

- 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 ;
- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux ;
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel SAP2000, 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 ;
- La vérification de l'effet du second ordre (Effet P- delta) nous garantit la stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux;
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie ;
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales ;
- Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. On a remarqué que les fondations superficielles ne peuvent être utilisées vue l'importance du poids de la structure et la faible surface du projet, et cela nous a conduit à opter pour un radier général qui peut assurer la stabilité de notre structure.

Bibliographie

- BAEL91 modifié en 99.
- RPA 99/ version2003 (Règles Parasismiques Algériennes : DTR BC 2.48 ,1999/ver2003).
- CBA93 (Code du béton armé DTR-BC 2.41, 1993).
- PIERRE CHARON(2008) : Calcul des ouvrages en béton armé.
- YACINE CHERAIT (2008) : Calcul des ouvrages en béton armé (règles CBA 93, RPA2003)
- Pierino Lestuzzi et Marc Badoux (Mai 2008), Génie parasismique : conception et dimensionnement des bâtiments.
- M.DIVERS : Conception et calcul des structures soumises aux séismes.
- DTR B.C.2.33.1 (édition 1992) : Règle de calcul des fondations superficielles.
- DTR B.C.2.2 (Edition 1989) : Charges permanentes et surcharges d'exploitation.

Autres documents consultés :

- CHIKH AMER (2011) : Cahier de cours de béton armé.
- Mémoires de fin d'études de MASTER en génie civil.

Logiciels utilisés :

- SAP 2000.
- SOCOTEC.
- Autocad.

Annexe 1

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

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

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

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

Annexe 2

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 3

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.5$$

		u/lx											
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090	
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088	
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085	
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080	
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075	
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068	
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064	
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058	
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053	
	1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M₂	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093	
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073	
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055	
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040	
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031	
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024	
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019	
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015	
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

Annexe 4

Sections réelles d'armature

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.54	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.77	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	113.13
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33