

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
FACULTE DE TECHNOLOGIE

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En Vue de l'Obtention du Diplôme Master en Génie Civil
Option : Matériaux structures

Thème :

*Etude d'un Bâtiment (R+9+sous sol) à Usage d'Habitation,
service et Commercial Contreventé par un Système Mixte
(Voiles - Portiques)*

Préparé par :

M^r ROUMILA NASSIM
M^{elle} AIT HAMMOUDA SOUAD

Encadré par :

M^{me} SOUIDI.F

Jury:

M^r LABIODH
M^r MEZIANI .B

Promotion 2015-2016

Remerciements

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

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

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice M^{me} Souidi.

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

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

Dédicaces

Je dédie ce travail

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

À mes chers grands-parents.

À mes chers frères Hakim Sofiane et fares .

À toute ma famille sans exception.

À tous mes amis sans exception qui mon aidé de faire ce modeste travail et le club scientifique génie civil.

En fin, je remercie mon amie, mon binôme Ait Hammouda Souad qui a contribué à la réalisation de ce travail.

ROUMILA NASSIM

Dédicaces

Je dédie ce travail

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

À mes chers grands-parents.

À mes chers frères Abed Alghani Tahar et Raouf et mes chères sœurs souhila hamida wissam et Adada.

À toute ma famille sans exception.

À tous mes amis sans exception qui mon aidé de faire ce modeste travail et le club scientifique génie civil.

En fin, je remercie mon amie, mon binôme Roumila Nassim qui a contribué à la réalisation de ce travail.

AITHAMMOUDA SOUAD

NOTATIONS

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite.

B , b : la largeur (m).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_d , E_c : Sont les modules de déformation.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

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 .

f_t : la flèche totale.

$f_{t adm}$: la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

ht : hauteur totale du plancher.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

he : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m^4).

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 : charge ultime.

q_s : charge de service.

L : Longueur ou portée.

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

L_x = distance entre nus de poutrelles.

L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : longueur fictive.

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

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

M₀ : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui *i*

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

Ns : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

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

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m²).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T₂: période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W: poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : profondeur au-dessous de la fondation (m).

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'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : hauteur total du radier (m).

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

b : Contrainte de compression du béton.

s : Contrainte de compression dans l'acier

: Coefficient de poison

: Contrainte normale.

j : Contrainte correspondant à j.

g : Contrainte correspondant à g.

q : Contrainte correspondant à q.

w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).

b : coefficient de sécurité.

s : coefficient de sécurité.

$\{\$: Angle de frottement interne du sol (degrés).

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

q : chargement KN/ml..

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

γ : Facteur d'amortissement.

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

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

i : Coefficient instantané.

v : Coefficient différé.

Liste des tableaux

Tableau II.1	Evaluation des charges du plancher de la terrasse inaccessible.	16
Tableau II.2	Evaluation des charges du plancher étage courant et RCD	17
Tableau II.3	Évaluation des charges du plancher du sous-sol (parkings	17
Tableau II.4	Évaluation des charges du plancher dalle pleine	18
Tableau II.5	Évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible	18
Tableau II.6	Évaluation des charges du sous-sol	18
Tableau II.7	Evaluation des charges de la volée.	19
Tableau II.8	Evaluation des charges sur le palier.	19
Tableau II.9	Charge permanente revenant aux murs extérieurs	20
Tableau II.10	Charge permanente revenant aux murs intérieurs.	20
Tableau II.11	Les surcharges au niveau des différents étages	21
Tableau II.12	Tableaux récapitulatif des différent surface afférente	28
Tableau II.13	Descente de charge du Poteau (B4)	29
Tableau II.14	Vérification au flambement des poteaux pour les étages 1,2	30
Tableau II.15	Vérification au flambement des poteaux pour les étages 4,5 et 6.	35
Tableau II.16	Vérification au flambement des poteaux pour les étages 7,8 et9	36
Tableau III.1	Les différents types de poutrelles	36
Tableau III.2	Les poutrelles les plus sollicitées pour chaque cas	38
Tableau III.3	Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher du RDC.	39
Tableau III.4	Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher du RDC	48
Tableau III.5	Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher-étage courant (2 au 9)	48
Tableau III.6	Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher-étage courant (2 au 9)	49
Tableau III.7	Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher-étage 1 (usage services) .	49
Tableau III.8	Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher-étage 1 (usage services) .	50
Tableau III.9	Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher terrasse inaccessible	50
Tableau III.10	Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible	51
Tableau III.11	Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux	51
Tableau III.12	Ferraillage des poutrelles plancher RDC commercial	52
Tableau III.13	Ferraillage des poutrelles plancher étage courant	56
Tableau III.14	Ferraillage des poutrelles plancher plancher-étage 1 (usage services)	56
Tableau III.15	Ferraillage des poutrelles plancher terrasse inaccessible	56
Tableau III.16	Combinaison d'action	57
Tableau III.17	Armatures longitudinales de la poutre de chainage.	57
Tableau III.18	Ferraillage de la dalle sur quatre appuis	67
Tableau III.19	Contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis	73
Tableau III.20	Ferraillage du balcon sur trois appuis	78
Tableau III.21	Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis	79
Tableau III.22	Evaluation des charges sur l'escalier	85
Tableau III.23	Résultat de ferraillage de l'escalier	85
Tableau III.24	Vérification des contraintes de compression dans le béton.	92
Tableau III.25	Calcul d'armature d'escalier	94
Tableau III.26	Evaluation des charges du plancher de la salle machine	96
Tableau III.27	Ferraillage de la dalle d'ascenseur sus charge répartie	98
Tableau III.28	Ferraillage de la dalle d'ascenseur sus charge concentrée	102
Tableau IV. 1	Valeurs des pénalités Pq	107
Tableau IV. 2	Poids des éléments	110
Tableau IV.3	Résumé des résultats	115
Tableau IV.4	Période et taux de participation	116
Tableau IV.5	Charges verticales réparties par les portiques et voiles	
Tableau IV.6	Charges Horizontales réparties par les portiques et voiles	
Tableau IV.7	Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	

Tableau IV.8	Vérification des déplacements	119
Tableau IV.9	Vérification a L'effet P- Δ	120
Tableau IV.10	Vérification de la résultante des forces	123
Tableau V.1	Résultat de ferrailage de l'escalier	124
Tableau V.2	Vérification des contraintes de compression dans le béton.	125
Tableau V.3	Calcul d'armature d'escalier	126
Tableau V.4	Ferrailage de la dalle d'ascenseur	127
Tableau V.5	Ferrailage de la dalle d'ascenseur	127
Tableau V.6	Vérification des contraintes dans le béton	128
Tableau V.7	Vérifications des sollicitations tangentes	130
Tableau V.8	Schémas de ferrailage des poteaux	132
Tableau V.9	Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires.	132
Tableau V.10	Les armatures longitudinales dans les poutres principales	133
Tableau V.11	Vérification des contraintes tangentielles	135
Tableau V.12	Vérification au cisaillement	136
Tableau V.13	Vérification de la contrainte limite de béton	137
Tableau V.14	Vérification de la contrainte limite de béton	140
Tableau V.15	Les moments résistants dans les poutres	145
Tableau V.16	Vérification de la zone nodale	145
Tableau V.17	Ferrailages des différentes poutres	148
Tableau V.18	Résultats du ferrailage du voile V_{x_1}	148
Tableau V.19	Résultats du ferrailage du voile V_{x_2}	149
Tableau V.20	Résultats du ferrailage du voile V_{x_3}	150
Tableau V.21	Résultats du ferrailage du voile V_{x_4}	151
Tableau V.22	Résultats du ferrailage du voile V_{x_5}	151
Tableau V.23	Résultats du ferrailage du voile V_{x_6}	152
Tableau V.24	Résultats du ferrailage du voile V_{y_1} et $V_{y_1'}$	158
Tableau V.25	Résultats du ferrailage du voile V_{y_2} et $V_{y_2'}$	159
Tableau V.26	Résultats du ferrailage du voile V_{y_3} et $V_{y_3'}$	160
Tableau V.27	Résultats du ferrailage du voile V_{y_4} et $V_{y_4'}$	161
Tableau VI.1	Résumé des résultats du ferrailage du radier.	161
Tableau VI.2	Vérification des contraintes de radier.	162
Tableau VI.3	Recalcule des sections d'armatures à l'ELS	163
Tableau VI.4	Revérifications des contraintes de radier.	164
Tableau VI.5	Résumé des résultats.	165
Tableau VI.6	Sollicitations de la nervure principale (sens X-X)	166
Tableau VI.7	Sollicitations maximales (sens X-X)	167
Tableau VI.8	Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y)	168
Tableau VI.9	Sollicitations maximales (sens Y-Y)	169
Tableau VI.10	Tableau De ferrailage des nervures	170
Tableau VI.11	Vérification des contraintes dans les nervures	171
Tableau VI.12	Schémas de ferrailages des nervures	171
Tableau VI.13	Sollicitation et ferrailage du voile périphérique	171
Tableau VI.14	Vérification des contraintes	172
Tableau VI.15	Recalcule des sections d'armatures à l'ELS	173
		173
		173
		174
		174
		174
		175
		178
		179
		179

--	--

Liste des figures

Figure I.1	Diagramme contrainte-déformation	3
Figure I.2	Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).	4
Figure I.3	Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS	4
Figure I.4	Diagramme contraintes déformations.	7
Figure II.1	Plancher à corps creux	11
Figure II.2	Dalle sur 4 appuis	11
Figure II.3	Dalle sur 2 appuis	12
Figure II.4	Dalle sur 3 appuis	12
Figure II.5	La disposition des poutrelles	13
Figure II.6	Schéma d'une poutrelle	13
Figure II.7	Schéma de l'escalier	14
Figure II.8	Vue en plan de l'escalier à 2 volées	15
Figure II.9	Eléments constituant le plancher « étage-courant et RDC	16
Figure II.10	Schéma d'un acrotère	21
Figure II.11	Hauteur libre d'étage	24
Figure II.12	Vue en plan d'un voile	25
Figure III.1	Schémas de ferrailage des poutrelles des différents étages	64
Figure III.2	Schéma du ferrailage de la dalle de compression	65
Figure III.3	Acrotère : détails	65
Figure III.4	Acrotère : détails et modélisation	65
Figure III.5	Section à ferrailer	68
Figure III.6	Schéma de ferrailage de l'acrotère	71
Figure III.7	Schéma de ferrailage de la poutre de chainage	74
Figure III.8	Schéma d'une dalle sur quatre appuis	75
Figure III.9	Schéma de ferrailage d'une dalle sur quatre appuis	80
Figure III.10	Dalle sur 3 appuis	81
Figure III.11	Schéma de ferrailage balcon sur trois appuis.	87
Figure III.12	Dalle sur 02 appuis	88
Figure III.13	Coupe transversale du ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis	91
Figure III.14	Schéma ferrailage balcon sur deux appuis	91
Figure III.15	Vue en plan de l'escalier à 2 volées	92
Figure III.16	Schéma de ferrailage de l'escalier	97
Figure III.17	Schéma statique de la poutre palière	97
Figure III.18	Schéma de ferrailage de la poutre palière	101
Figure III.19	Dalle sous charge concentrée	107
Figure III.20	Schéma de ferrailage de la dalle salle de machine.	113
Figure IV.1	Disposition des voiles	120
Figure IV.2	Premier mode de déformation (translation suivant " y ") (T=0.85397 sec)	121
Figure IV.3	Deuxième mode de déformation (translation suivant " x ") (T=0.77872 sec)	122
Figure IV.4	Troisième mode de déformation (rotation suivant " z ") (T=0.76746 sec)	122
Figure V.1	Zone nodale	160
Figure V.2	Section d'un poteau	135
Figure V.3	Disposition des armatures des poteaux	139
Figure V.4	Dispositions constructives des portiques	144
Figure V.5	La zone nodale	150
Figure V.6	Schémas du ferrailage d'une poutre principale	152
Figure V.7	Schéma d'un voile pleine	155
Figure V.8	Disposition des voiles	156
Figure V.9	Schéma de ferrailage du voile V_{x1} des niveaux S-SOL, RDC, 1, 2, 3 et 4	167
Figure V.10	Schéma de ferrailage du voile V_{y1} des niveaux 3, 4, 5 et 6	167
Figure VI.1	Vue en plan de la semelle.	170

Figure VI.2	Coupe P-P' .	170
Figure VI.3	Semelle filante	171
Figure VI.4	Dimensions du radier	172
Figure VI.5	Présentation de zone d'impact de la charge compactée	173
Figure VI.6	Panneau de dalle	175
Figure VI.7	Schéma de ferrailage du radier	179
Figure VI.8	Coupe A-A (radier)	179
Figure VI.9	Schéma statique du débord	179
Figure VI.10	Schéma de ferrailage du débord	181
Figure VI.11	Section de la nervure à ferrailer	181
Figure VI.12	Charges transmises aux nervures longitudinales	182
Figure VI.13	Charges transmises aux nervures transversales	183
Figure VI.14	Schéma du voile périphérique	186
Figure VI.15	Diagramme de la contrainte	187
Figure VI.16	Schéma de ferrailage du voile périphérique	190

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : Généralité

Introduction	01
I.1. Présentation de l'ouvrage	01
I.2. Caractéristiques des matériaux	01
I.2.1. Béton	01
I.2.1.1. Composition du Béton	02
I.2.1.2. Résistance caractéristiques à la compression	02
I.2.1.3. Résistance caractéristique a la traction.....	02
I.2.1.4. Diagramme contraintes déformations	03
I.2.1.5. Les contraintes limites ultimes du béton	03
I.2.1.6. Autres caractéristiques	05
I.2.2. Les aciers	05
I.2.2.1. Définition	05
I.2.2.2. Nuances des aciers utilisés	06
I.2.2.3. Contraintes de calcul aux états limites	06
I.3. Les actions et sollicitations	07
I.3.1. Les Actions	07
I.3.2. Les sollicitations	09
I.3.2. Différentes combinaisons d'action donnée par le RPA.....	09
Conclusion	09

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

Introduction	10
II.1. Pré dimensionnement des éléments non structuraux	10
II.1.1. Planchers à corps creux	10
II.1.2. Planchers en dalles pleines	11
II.1.3. Poutrelles	12
II.1.3.1. Pré dimensionnement des poutrelles	13
II.1.4. Escaliers	14
II.1.4.1. Définitions	14
II.1.4.2. Pré dimensionnement des escaliers	14
II.2. Evaluation des charges et surcharges des éléments non structuraux.....	16
II.2.1. Plancher terrasse inaccessible	16
II.2.2. Plancher étage courant	16
II.2.3. Plancher du sous-sol (parkings)	17
II.2.4. Planchers en dalles pleines (dalles et balcons)	18
II.2.5. Plancher local des machines (terrasse inaccessible)	18
II.2.6. Plancher du sous-sol (parkings)	19
II.2.7. Escaliers	19
II.2.7.1. Escalier à deux volées et un palier de repos	19
II.2.8. Evaluation des charges sur les murs	20
II.2.8.1. Les Murs extérieurs	20
II 2.8.2. Les Murs intérieur.....	21
II 2.9. Acrotère.....	21
II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux	22
II.3.1. Les poutres	22

II.3.1.1. Poutres principales longitudinales	22
II.3.1.2. Les poutres secondaires transversales	23
II.3.2. Poteaux	24
II.3.3. Voiles	25
II.4. Descente de charge	26
II.4.1. La loi de dégression des charges d'exploitation	26
II.4.2. Tableaux récapitulatif des différent surface afférente.....	29
II.4.4. Descente de charge du Poteau B4	30
II.5. Vérifications pour le poteau B4	33
II.5.1. Vérification à la compression simple	33
II.5.2. Vérification au flambement	34
Conclusion	37

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Introduction	38
III.1. Calcul des Planchers à corps creux	38
III.1.1. Etude des poutrelles	38
III.1.2. Méthodes de calcul des poutrelles	39
III.1.3. Application de la méthode forfaitaire	39
III.1.4. Ferrailage des poutrelles	52
III.1.4.1. Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u).....	57
III.1.5. Ferrailage de la dalle de compression	65
III.2. Calcul de l'acrotère	65
III.2.1. Evaluation des charges	66
III.2.2. calcul des sollicitations	66
III.2.3. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime.....	67
III.2.4. Ferrailage de la section	68
III.2.5. Vérifications.....	69
III.2.5.1. Vérifications à l'ELU	69
III.2.5.2. Vérifications à l'ELS	70
III.2.6. Espacement des armatures	71
III.2.7. Schéma de ferrailage de l'acrotère	71
III.3. Calcul des poutres de chainages	72
III.3.1. Dimensionnement	72
III.3.2. Calcul des sollicitations	72
III.3.3. Ferrailage	72
III.3.4. Vérifications	73
III.3.4. Schéma de ferrailage	74
III.4. Calcul des dalles pleines	75
III.4.1. Dalle sur quatre appuis	75
III.4.2. Dalle sur trois appuis	81
III.4.3. Dalle sur deux appuis	88
III.5. Etude des escaliers	91
III.5.1. Escalier à deux volées	91
III.5.1.1. Calcul du chargement	92
III.5.1.2. Calcul des sollicitations	93
III.5.1.3. Calcul du Ferrailage à l'ELU	93

III.5.1.3.1. Vérifications	94
III.5.1.3.2. Schéma de ferrailage de l'escalier	97
III.6. Etude de la poutre palière	97
III.6.1. Dimensionnement	97
III.6.2. Les charges sur la poutre	97
III.6.2.1. Ferrailage	100
III.6.2.2. Schéma de ferrailage	101
III.7. Etude de l'ascenseur.....	101
III.7.1. Etude de la dalle de l'ascenseur	102
III.7.2. Evaluation des charges et surcharges	102
III.7.3. Cas d'une charge répartie.....	102
III.7.3.1 Calcul des sollicitations	102
III.7.3.2. Calcul des moments réels	103
III.7.3.3. Calcul du ferrailage	103
III.7.4. Cas d'une charge concentrée	107
III.7.4.1. Calcul des sollicitations.....	108
III.7.4.2. Ferrailage	109
Conclusion	113

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Introduction	114
IV.1. Méthodes de calcul	114
IV.1.1. Méthode statique équivalente	114
IV.2.2. Les méthodes dynamiques	118
IV.2. Description du logiciel SAP 2000	119
IV.3. Caractéristiques géométriques de la structure	119
IV.4. Disposition des voiles	120
IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V14	120
IV.6. Analyse du comportement de la structure	121
Conclusion	128

CHAPITRE V : Etude des éléments secondaire

Introduction	129
V.1. Etudes des poteaux	129
V.1.1. Les recommandations du RPA 99/2003	129
V.1.2. sollicitations dans les poteaux	132
V.1.3. Ferrailage	132
V.1.4. Vérifications	133
V.1.5. Dispositions constructives	137
V.2. Etude des poutres	141
V.2.1. Recommandation du RPA99/2003.....	141
V.2.2. Ferrailage des poutres	145
V.2.2.1. Sollicitation de calculs	145
V.2.2.2. les armatures longitudinales	145
V.2.2.3. Les armatures transversales.....	146
V.2.3. Vérifications a l'ELU	147
V.2.4. Vérifications a l'ELS.....	148
V.2.5. Vérifications des zones nodales	149
V.2.6. Dispositions constrictives des armatures dans les poutres	152

V.2.7. Schémas de ferrailage des poutres	152
V.3. Etude des voile	153
V.3.1. Recommandation du RPA	154
V.3.2. Ferrailage.....	155
V.3.3. Exemples de schémas de ferrailage.....	167
Conclusion	168

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Introduction	169
VI.1. Choix du type de fondation.....	169
VI.1.1. Vérification des semelles isolées	170
VI.1.2. Vérification des semelles filantes	171
VI.2. Radier général	171
VI.2.1. Pré dimensionnement	172
VI.2.2. Les Vérifications nécessaires	173
VI.2.3. Ferrailage du radier	175
VI.2.4. Calcul des sollicitations	176
VI.2.5. Schéma de ferrailage de radier	179
VI.3. Etude des nervures	181
VI.3.1. Dimensionnement de la nervure	181
VI.3.2. Calcul des sollicitations	182
VI.3.3. Ferrailage	184
VI.4. Voiles périphériques	186
VI.4.1 Dimensions de voile périphérique	186
VI.4.2 Caractéristiques du sol	187
VI.4.3 Méthode de calcul	187
VI.4.4 Sollicitations	187
VI.4.5. Ferrailage de voile périphérique	187
Conclusion	191

INTRODUCTION GENERALE

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 fiabilité de l'ouvrage. Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (habitations, commerces, bureaux et parking intégré) en (R+09 + sous-sol) implanté à Béjaïa qui est classé d'après le règlement parasismique algérien en zone de moyenne sismicité. Donc il y a lieu de déterminer leur comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

Afin de cerner notre étude, nous avons divisé le travail en plusieurs chapitres, Les premiers chapitres traitent de la conception, le pré dimensionnement ainsi que du calcul des éléments secondaires. Ensuite, une étude dynamique suivie par un chapitre de calcul des éléments porteurs, puis une étude concernant l'infrastructure. En fin on termine le travail par une conclusion générale.

Les différentes étapes de calcul ont été minutieusement décrites dans ce document. Les calculs ont été menés conformément aux règles en vigueur en Algérie (*BAEL 91, CBA 93 RPA 99 version 2003 ... etc.*) et pour la modélisation du bâtiment on utilise un logiciel de calcul (*SAP 2000*).

Introduction

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

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage objet de notre travail consiste en un bâtiment R+9+ sous sol (Bloc A) dont le RDC a usage commercial le sous sol a usage parking et le 1^{er} étage a usage bureaux, les autres étage a usage habitation, classé dans le groupe d'usage (2), selon la classification du RPA 99 version 2003. **(Art : 3.2 RPA 99).**

D'après le RPA 99 version 2003, Bejaia est une zone de moyenne sismicité (II_a). La structure de l'ouvrage est mixte en portique et voile avec interaction qui assure un contreventement mixte.

- **Caractéristiques géométriques de l'ouvrage**
 - ❖ Hauteur totale du bâtiment (y compris la salle machine) : 34.68 m
 - ❖ Hauteur du RDC : 4.08 m
 - ❖ Hauteur du sous-sol : 3.40 m
 - ❖ Hauteur de l'étage courant : 3.06 m
 - ❖ Largeur totale du bâtiment : 21.20 m
 - ❖ Longueur totale du bâtiment : 12.80 m
- **Les règlements et les normes utilisés**
 - ❖ BAEL 91
 - ❖ CBA 93
 - ❖ RPA 99 version 2003
 - ❖ Les différents DTR

I.2. Caractéristiques des matériaux

I.2.1. Béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) dosé à 350 Kg/m^3 , de l'eau et éventuellement des adjuvants.

I.2.1.1. Composition du Béton

Le béton comporte les composants suivants : granulats, ciment, sable, eau ainsi que le cas échéant les adjuvants et ajouts.

Le béton doit satisfaire aux exigences suivantes :

- ✓ Sécurité de la structure ;
- ✓ Propriétés particulières (confort) ;
- ✓ La durabilité et la résistance ;
- ✓ L'environnement (respect de l'écologie).

Il est influencé par les grandeurs suivantes :

- ✓ Le malaxage (type et la durée) ;
- ✓ Le transport (type et le temps écoulé) ;
- ✓ La mise en œuvre (l'étalement, compactage).
- ✓ La Cure du béton.

I.2.1.2. Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée.

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

CBA93 (Art,A.2.1.1.1).

- ✓ Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40MPa$
- ✓ Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40MPa$
- Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.
- Lorsque : $j \geq 60 \rightarrow$ On utilise la relation :
$$\begin{cases} f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \\ f_{c28} = 25MPa \end{cases}$$

I.2.1.3. Résistance caractéristique à la traction

La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours f_{tj} est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60MPa$$

CBA93 (Article A.1.2.1.2).

Pour notre projet $f_{c28} = 25MPa$. $f_{t28} = 2.1MPa$

I.2.1.4. Diagramme contraintes déformations

$\sigma = f(\varepsilon)$. Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

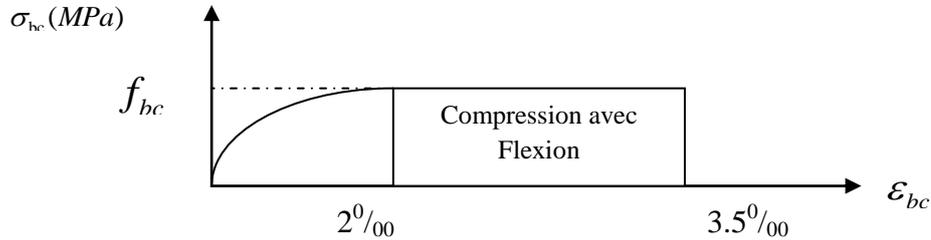


Figure I.1: Diagramme contraintes déformations $\sigma = f(\varepsilon_{bc})$.

- En compression pure : les déformations relatives étant limitées à 2‰ (partie parabolique du graphe).
- En compression avec flexion: le diagramme de calcul est dit parabole rectangle.

$$(2‰ < \varepsilon_{bc} < 3.5‰)$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

CBA 93 (Article A.4.3.4.1).

Avec : 0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charge de longue durée.

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :
 - ✓ $\gamma_b = 1.15$ → situation accidentelle.
 - ✓ $\gamma_b = 1.5$ → situation courante (durable).
- $\theta = 1$ → pour une durée probable d'application de la combinaison d'action supérieure à 24h.
- $\theta = 0.9$ → pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0.85$ → pour une durée probable d'application inférieure à 1h.

I.2.1.5. Les contraintes limites ultimes du béton

a) Etat limite ultime (ELU)

1) La contrainte limite de compression à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

BAEL 91 (Article A.4.3).

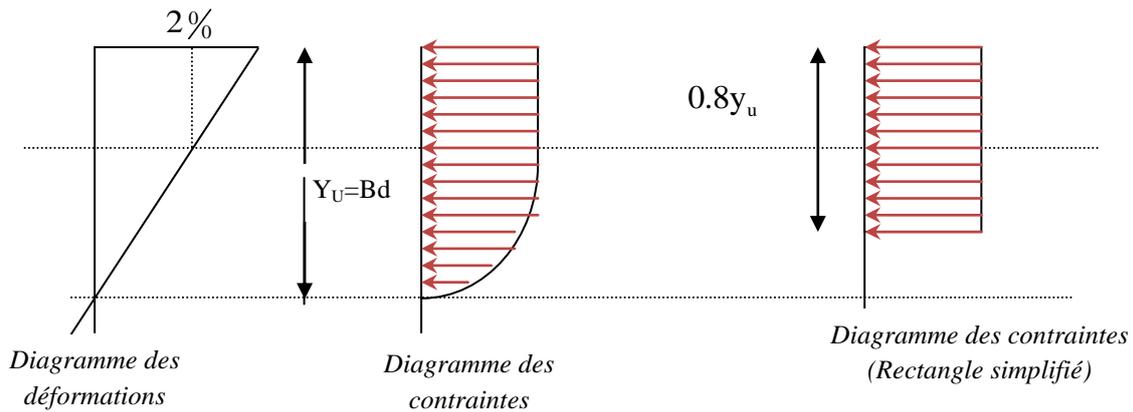


Figure I.2: Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).

2) La contrainte de cisaillement:

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

- Cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 5MPa \right]$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ MPa}$. $\rightarrow \tau_u = 3.34 \text{ MPa}$

- Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 4MPa \right]$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ Mpa}$. $\rightarrow \tau_u = 2.5 \text{ Mpa}$.

a) Etat limite de service (ELS)

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{e28} .$$

CBA 93 (Article A.4.5.2).

Pour $f_{e28} = 25 \text{ Mpa}$ $\rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$.

A ELS, le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant :

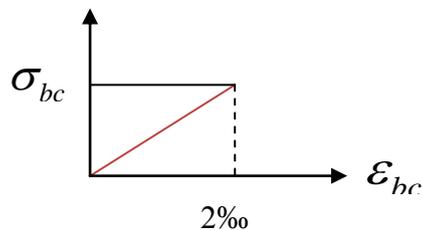


Figure I.3: diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

I.2.1.6. Autres caractéristiques

♣ Module de déformation longitudinale du béton

• A court terme

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet que le module de déformation longitudinal instantané du béton est égal :

$$E_{ij} = 11000(f_{c28})^{1/3} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1).}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$

• A long terme

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

Cette règle revient à considérer un module de déformation différé (E_{vi}) qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage).

Il est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2).}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vi} = 10721.4 \text{ Mpa}$

♣ Coefficient de poisson

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$\nu = 0 \rightarrow$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU

$\nu = 0.2 \rightarrow$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

♣ Module de déformation transversale du béton

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)} \text{ Avec } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow G = 0.5 \times E_{ij} \\ \nu = 0.2 \rightarrow G = 0.42 \times E_{ij} \end{cases}$$

I.2.2. Les aciers

I.2.2.1. Définition

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

❖ Les treillis soudés (TR):

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

❖ Les ronds lisses (RL):

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

❖ Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA):

Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500\text{Mpa}$ et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5%.

I.2.2.2. Nuances des aciers utilisés

- Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de FeE400 de limite élastique de 400Mpa.
- Les treillis soudés : on adoptera la nuance FeE235Mpa avec Ø6

I.2.2.3 Contraintes de calcul aux états limites**a) Etat limite ultime (ELU)**

$$\begin{cases} \sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases} \rightarrow \text{Avec} \quad \varepsilon_s = f_e / \gamma_s \times E_s$$

$$\text{Telque: } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour situation accidentelle} \\ \varepsilon_s : \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2.10^5 \text{ MPaModule d'élasticité longitudinal de l'acier.} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

b) Diagramme contraintes déformations

CBA (A .2.2.2)

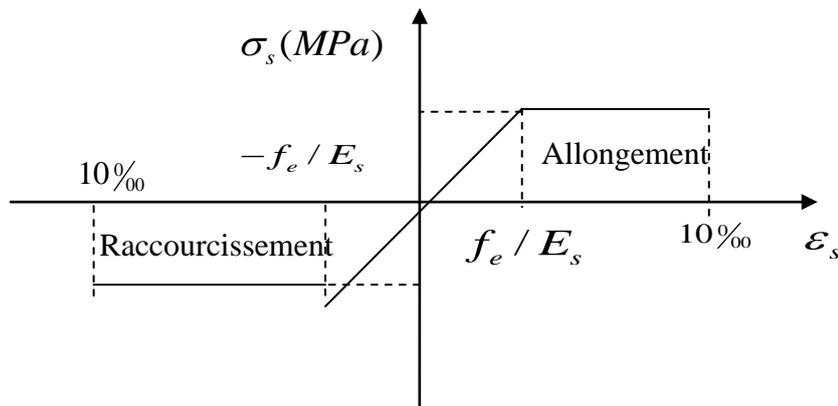


Figure I.4: Diagramme contraintes déformations.

c) Etat limite de service (ELS)

Selon le BAEL91.

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de (σ_s) est donnée en fonction de type de la fissuration.

1-Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

2-Fissuration nuisible :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min \left[(2/3) \times f_e ; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right] \quad \text{CBA93 (A.4.5.3.3).}$$

3-fissuration très nuisible (ouvrage en mer) :

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\sigma_s \leq \min \left[0.5 \times f_e ; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right] \quad \text{CBA93 (A4.5.3.4).}$$

Avec η coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les HA .

I.3. Les actions et sollicitations

I.3.1. Actions

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- ✓ Des charges permanentes.
- ✓ Des charges d'exploitation.
- ✓ Des charges climatiques.

On distingue trois types d'actions.

1. Les actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

2. Les actions variables (Q_i)

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

3. Les actions accidentelles (FA)

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Avalanche.

I.3.2. Les sollicitations

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

I.3.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situation durable :
 - ELU : $1.35G+1.5Q$
 - ELS : $G+Q$
- Situation accidentelle :
 - $G+Q\pm E$.
 - $G+Q\pm 1.2 \times E$.

Conclusion

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés.

Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de traction et la compression. Pour ce, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristique du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par les codes de calcul en vigueur. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Les éléments de la structure doivent avoir une section minimale pour pouvoir reprendre et transmettre les efforts sollicitant aux fondations et au sol. Pour cela nous nous référons aux recommandations du (RPA99 /Version 2003), (BAEL 91) et au (CBA 93).

La transmission des charges suit la chaîne suivante :

Charges et surcharges → poutrelles → planchers → poutres → poteaux + voiles → fondations → sol.

II.1. Pré dimensionnement des éléments non structuraux

II.1.1. Planchers à corps creux

Le plancher à corps creux est composé de corps creux, de poutrelles et de dalle de compression. L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche donnée par le **CBA93 (art : 6.8.4.2.4)**.

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

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

h_t : hauteur total du plancher.

$$L_{\max} = 440 - 30 = 410 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{410}{22.5} \quad h_t \geq 18.22 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher (16+4) ; 16 cm pour le corps creux et 4 cm pour la dalle de compression.

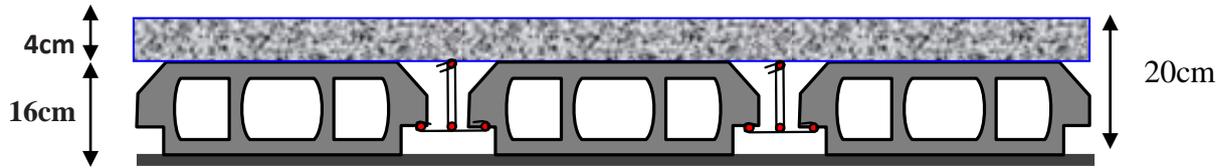


Figure II.1 : Plancher à corps creux

II.1.2. Planchers en dalles pleines

Une dalle pleine est un élément à contour divers dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux). Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements.

1) Critère de résistance

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

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

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

L_x est la plus petite portée.

2) Critère de coupe feu

$$e \geq 7 \text{ cm} \quad \text{pour une heure de coupe feu (BAEL93).}$$

$$e \geq 11 \text{ cm} \quad \text{pour deux heures de coupe feu (BAEL93).}$$

3) Isolation phonique

Dans ce projet on distingue 3 types de dalle pleine.

Dalle sur 4 appuis (balcon)

On a : $L_x=3\text{m}$; $L_y= 4.6\text{m}$

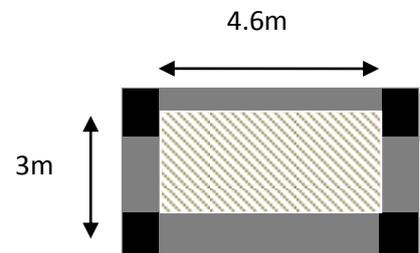


Figure II.2 : Dalle sur 4 appuis

Dalle sur 2 appuis (balcon)

On a : $L_x = 1.15 \text{ m}$; $L_y = 5.05 \text{ m}$

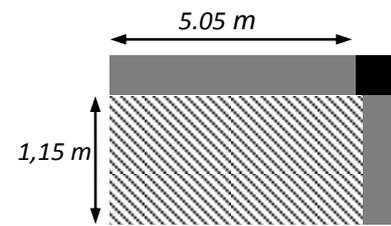


Figure II.3 : Dalle sur 2 appuis

Dalle sur 3 appuis (balcon)

On a : $L_x = 0.8 \text{ m}$; $L_y = 4.60 \text{ m}$

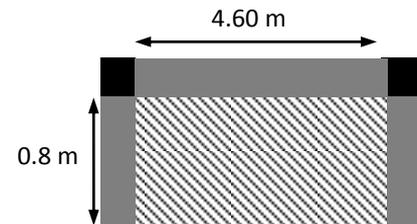


Figure II.4: Dalle sur 3 appuis

Les dimensions des panneaux en dalle pleine sont petites, donc c'est la condition de coupe-feu qui est la plus défavorable

On prend : $e = 12 \text{ cm}$

II.1.3.Poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend des deux critères suivant :

- **Critère de la plus petite portée** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Pour notre projet, les poutrelles sont disposées de manière à satisfaire les deux critères, comme indiqué sur la figure ci-après

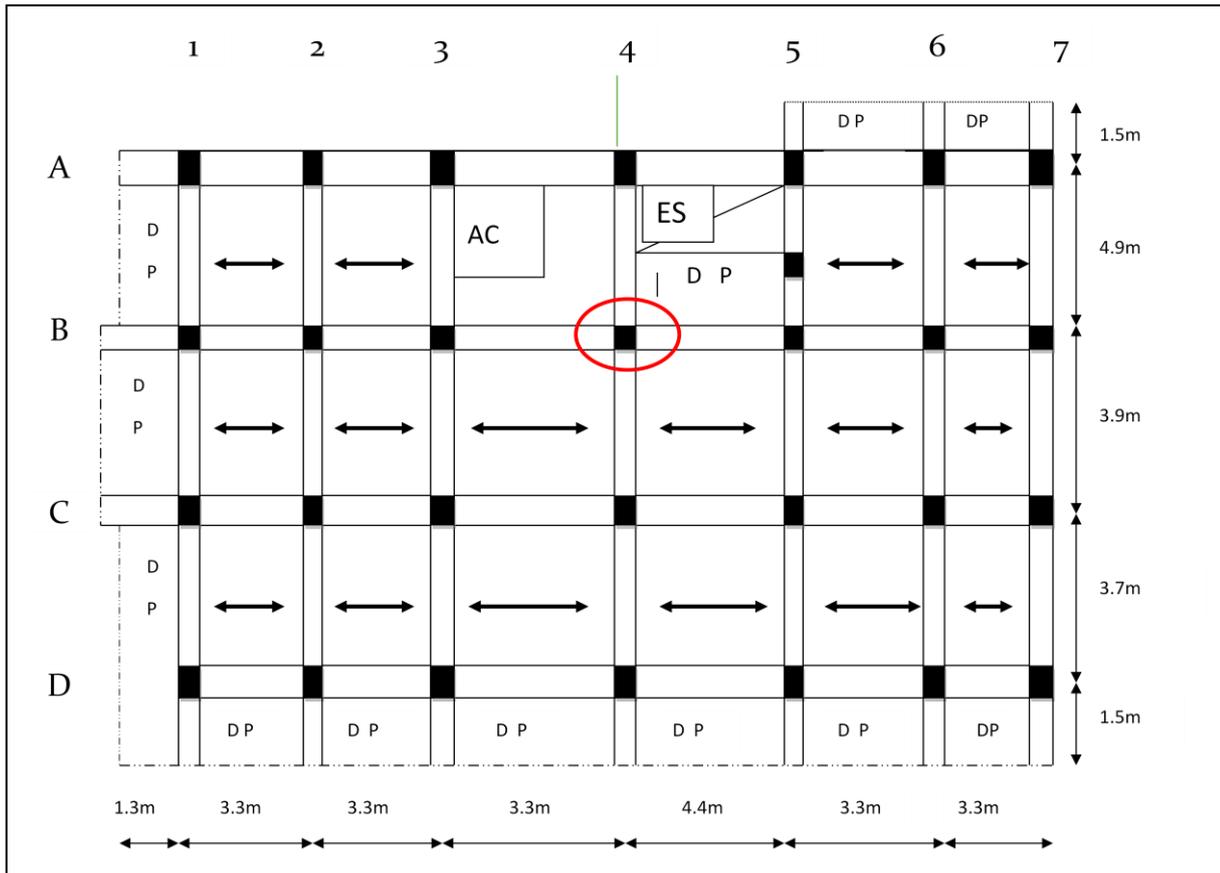


Figure II.5. : Disposition des poutrelles et repérage du poteau le plus sollicité

II.1.3.1 : Pré dimensionnement des poutrelles

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher = 16+4 cm.

L_x : distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

l_y : Distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12 \text{ cm})$

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

$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10)$

$L_x = 55 \text{ cm}$: distance entre deux nervures Successives.

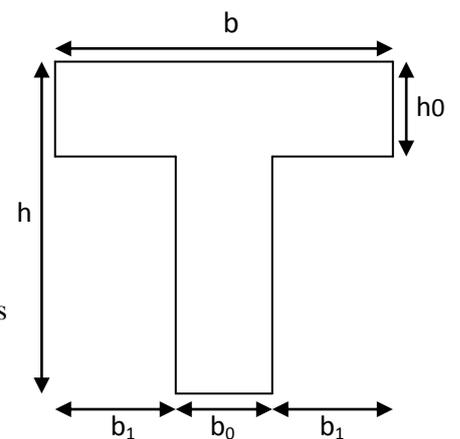


Figure. II .6 . : Schéma d'une poutrelle

CBA93 (article A.4.1.3)

$L_y = 410 \text{ cm}$: distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 410/10)$$

$$b_1 \leq \min (27,5 ; 41)$$

Soit : $b_1 = 27,5 \text{ cm}$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27,5 + 10 = 65 \quad \text{Soit : } b = 65 \text{ cm}$$

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

II.1.4. Escaliers

II.1.4.1. Définitions

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Ils sont en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

(1) : palier de repos d'épaisseur e

(2) : paillasse de longueur L_0

(3) : contre marche de dimension g (Giron)

(4) : contre marche de hauteur h

(5) : volée de hauteur H_0

(6) : paillasse d'inclinaison α

(7) : Emmarchement

II.1.4.2. Pré dimensionnement des escaliers

Notre projet présente un seul type d'escalier :

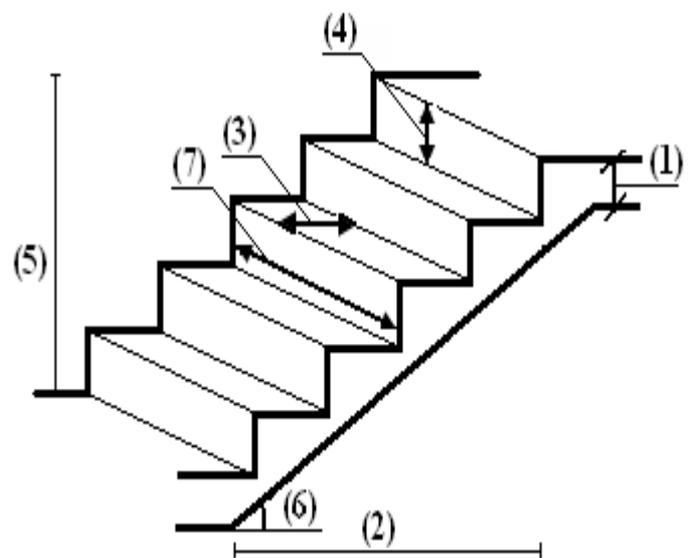


Figure .II.7. : Schéma de l'escalier

✓ Escalier a deux volées et un palier intermédiaire

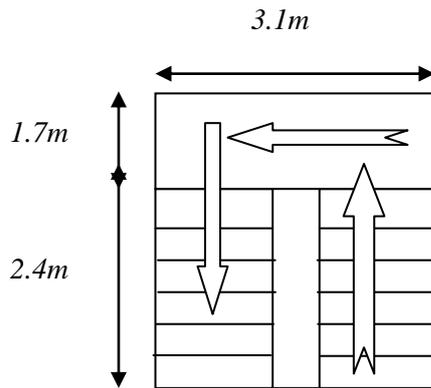


Figure II.8. : Vue en plan de l'escalier à 2 volées

1. Volée 1

Pour un pas moyen on prend la hauteur de contre marche 17 cm, donc pour une hauteur de la volée 1 de 1.53m, on trouve 8 marches comme le montre le calcul suivant :

$$n = 1.53/0.17 = 9 \text{ contre marches.}$$

$$m = (n-1) = 8 \text{ marches.}$$

Le giron : $g = ?$

D'après la relation de BLONDEL :

$$59 \leq g + 2 \times h \leq 64 \dots\dots\dots (\text{cm})$$

Soit : $g+2h=64 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{cm})$ donc : **$g = 30 \text{ cm}$**

-Par la suite la longueur de la projection de la volée est : $30 \times 8 = 240 \text{ cm}$

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(1.53/2.4) \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

➤ **Épaisseur de la paillasse :** la détermination de l'épaisseur de la paillasse se fait par la condition suivante : $L/30 \leq e \leq L/20$ tel que :

L est la longueur inclinée de la volée.

$$\text{Avec } L = (L_0^2 + H_0^2)^{1/2} + 1.70 = 4.54 \text{ m}$$

$$454/30 \leq e \leq 454/20 \Rightarrow 15.13 \leq e \leq 22.70$$

On opte pour **$e = 16 \text{ cm}$** , et on prend la même épaisseur pour le palier.

2. Volée 2

Même données que la volée 1, donc on opte pour :

$g = 30 \text{ cm}$ $\alpha = 32.51^\circ$ $e = 16 \text{ cm}$

II.2.évaluation des charges et surcharges des éléments non structuraux

II.2.1.Plancher terrasse inaccessible

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

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	densité " γ " (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0,05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Plancher à corps creux (16+4)	0.20	14.2	2.84
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				$\Sigma = 6.52$

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 6.52 \text{ KN/m}^2$.
- Il s'agit d'un plancher terrasse inaccessible, la charge d'exploitation correspond à la charge due au personnel d'entretien

$\Rightarrow Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$

II.2.2.Plancher étage courant

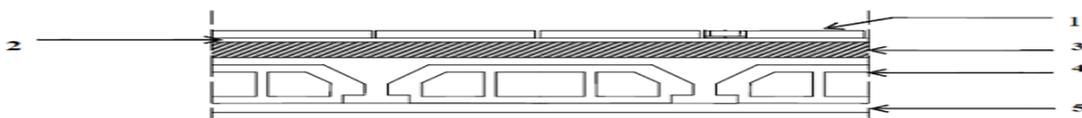


Figure II.9. Eléments constituant le plancher « étage-courant et RDC

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

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m³)	Poids "G" (KN/m²)
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	2.84
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				$\Sigma = 4.24$

La charge permanente totale est estimée à : $G = 4.24 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation est :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 1.50 \text{ KN/m}^2 \text{ (étage 2 à 9) [3]} \\ Q = 5 \text{ KN/m}^2 \text{ (RDC).} \\ Q = 2.50 \text{ KN/m}^2 \text{ (étage 1) .} \end{array} \right.$$

II.2. 3 :Plancher du sous-sol (parkings)

Tableaux II.3. Évaluation des charges du plancher du sous-sol (parkings)

N°	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	ρ (KN/m³)	Poids "G" (KN/m²)
1	Chape en béton	0.06	22	1,32
2	Enduit en ciment	0.01	18	0, 18
3	Dalle pleine	0.12	25	3
				$\Sigma = 4.5$

La charge permanente totale est estimée à : $G = 4.5 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation est : $Q = 4.55 \text{ KN/m}^2$

II.3.4.Planchers en dalles pleines (dalles et balcons)

Tableau II.4. : Évaluation des charges du plancher dalle pleine.

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Sable fin	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.12	25	3
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				Σ = 4.40

La charge permanente totale est estimée à : $G = 4.40 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation est : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ (balcons)DTR B.C.2.2.

II.2.5.Plancher local des machines (terrasse inaccessible)

Tableau II .5 : Évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation des éléments	Charge (KN/m ²)
1	Gravillons	0.8
2	Multi-couche	0.12
3	Chape de béton	0.6
4	Isolation thermique	0.12
5	Par vapeur	0.1
6	Béton de pente (ep = 6cm)	1.2
5	Dalle pleine	3
6	Enduit au mortier de ciment (ep = 2cm)	0.4

$G = 6.34 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$

II.2.6.Plancher du sous-sol (parkings)

Tableau II.6: *Évaluation des charges du sous-sol.*

N	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	Poids (kN/m ²)
1	Chape en béton	6	22	1,32
2	Enduit en ciment	1	18	0, 18
3	Dalle pleine	12	25	3

$G_{\text{SOUSOL}}=4.5\text{KN/m}^2$

$Q_{\text{SOUSOL}}=4.55\text{KN /m}^2$

II.2.7.Escaliers

II.2.7.1 :.Escalier à deux volées et un palier de repos

a) Sur la volée :

Tableau II.7: *Evaluation des charges de la volée.*

N	Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement du sol en carrelage horizontal	22	0.02	0.44
2	Mortier de pose	20	0.020	0.40
3	Dalle pleine	25	0.15/0.84	4.46
4	Enduit de plâtre	10	0.015/0.84	0.178
5	Revêtement du sol en carrelage vertical	22	0.17×0.2/0.3	0.24
6	Marche	22	0.17/2	1.84
				7.558

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$, $G = 7.558 \text{ KN/m}^2$

b) sur le palier :

Tableau II.8. : *Evaluation des charges sur le palier.*

N	Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement de sol en carrelage	22	0.02	0.44
2	Mortier de pose	20	0.02	0.40
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Dalle pleine	25	0.15	3.75
5	Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
				5

$G = 5 \text{ KN/m}^2$ $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

II.2.8.Evaluation des charges sur les murs

II.2.8.1.Les Murs extérieurs

Tableau .II.9 : *Charge permanente revenant aux murs extérieurs.*

N°	Description	Epaisseur "e"(m)	γ (KN/m ³)	Poids "G"(KN/m ²)
1	Enduit ciment extérieur	0.02	18	0.36
2	Brique creuse de 15 cm	0.15	8.66	1.3
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse de 10 cm	0.10	9	0.90
5	Enduit plâtre intérieur	0.02	10	0.2

Les murs extérieurs jouent un rôle important dans l'isolation thermique et acoustique du bâtiment.

La charge totale est estimée à : $G = 2.76 \text{ KN/m}^2$.

II.2.8.2. Les Murs intérieurs

Le rôle principal des murs intérieurs est la séparation des différentes pièces dans le bâtiment, Ils jouent aussi un rôle important dans l'isolation phonique dans ce dernier.

Tableau .II.10 : Charge permanente revenant aux murs intérieurs.

N°	Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	ρ (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit ciment extérieur	0.015	10	0.15
2	Brique creuse de 10 cm	0.1	9	0.90
3	Enduit plâtre intérieur	0.015	10	0.15

La charge totale est estimée à : $G = 1.2 \text{ KN/m}^2$.

II.2.9. Acrotère

L'acrotère est un élément encastré à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection Contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments et fait office du garde corps dans certain cas. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale.

Soit S la section de l'acrotère ;

$$S = 1 \times 0.1 + (0.1 + 0.07) \times 0.1 / 2$$

$$S = 0.1085 \text{ m}^2$$

- **Charge Permanente**
 - **Poids propre**

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.1085 \times 1$$

$$G = 2.71 \text{ KN/ml}$$

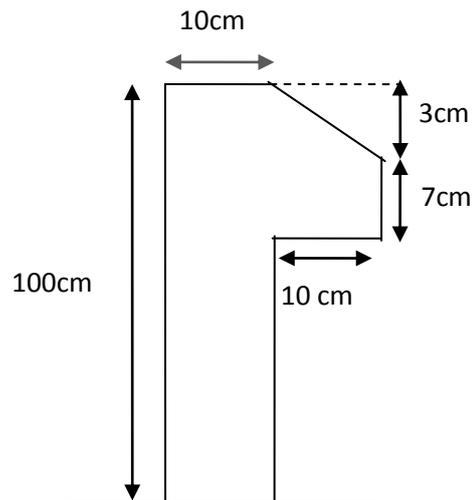


Figure II.10. Schéma d'un acrotère

▪ **Enduit de ciment**

$$G = \gamma_c \times e$$

$$G = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/ml}$$

$$G = 2.71 + 0.4$$

$$G = 3.11 \text{ KN/ml}$$

La Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux

Les éléments structuraux sont des éléments qui participent au système de contreventement (poutres, poteaux, voiles ...).

II.3.1. Les poutres

II.3.1.1. Poutres principales longitudinales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles et leurs hauteurs sont données selon la condition de flèche édictée par le BAEL 913.

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

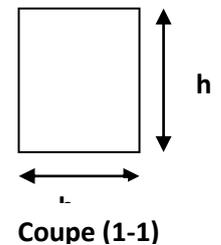
h : hauteur de la poutre.

L_{max} : distance maximale de la poutre principale entre nus d'appuis.

D'ou

$$L_{max} = 460 \text{ cm.} \Rightarrow 30.66 \text{ cm} \leq h \leq 46 \text{ cm} \quad \text{On prend } h = 45 \text{ cm}$$

Soit $b = 30 \text{ cm.}$



b) vérification selon RPA : Selon les recommandations du RPA 99(version 2003) on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots(1) \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{h}{b} = 1,5 \leq 4.00 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

[Article 7.5.1].

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 45\text{cm} \text{ et } b = 30\text{cm} \\ b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 45\text{cm} > 30\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{Conditions vérifiées}$$

Les conditions du RPA sont vérifiées, donc, on prend pour toutes les poutres principales une section :

$$\mathbf{b \times h = (30 \times 45) \text{ cm}^2}$$

II.3.1.2.les poutres secondaires transversales

elles sont disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont dimensionnées en fait de la condition de flèche suivante :

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

L_{\max} : portée maximale entre nu d'appuis de deux poutres principales, (longueur max d'une poutre secondaire).

$$L_{\max} = 410 \text{ cm} \Rightarrow 27.33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm.}$$

On prend $h = 40\text{cm}$

Soit : $b = 30\text{cm}$

a) vérification selon RPA : Selon les recommandations du RPA 99 (version 2003) on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1,5 \leq 4.00 \end{array} \right. \quad \text{[Article 7.5.1]}$$

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 40\text{cm} \text{ et } b = 30\text{cm} \\ b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{Conditions vérifiées}$$

Les conditions de RPA sont vérifiées, donc, on prend pour toutes les poutres secondaires une section :

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

b) Vérification de la flexibilité (selon BAEL91):

$h / L_{max} \geq 1/16 \Rightarrow h \geq L_{max} / 16 = 410 / 16 = 25.62 \text{ cm}$

On a $h = 40 \text{ cm} > 25.62 \text{ cm}$condition vérifiée.

La condition de flexibilité est vérifiée.

II.3.2.Poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire, carré ou circulaire.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression simple à l'E.L.U. Il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

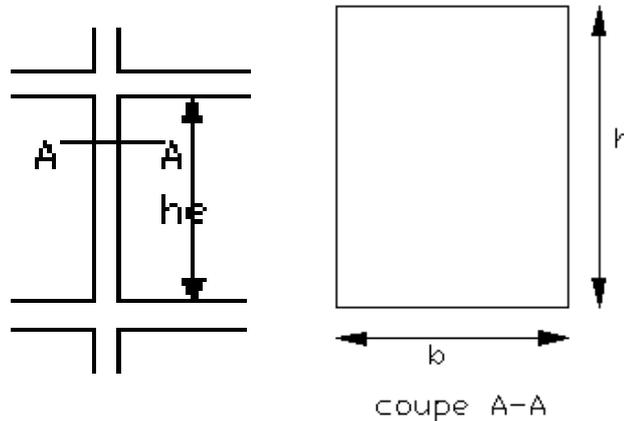


Figure II.11. Hauteur libre d'étage

Le **RPA99** (article 7.4.1.page 61) préconise en zone sismique **IIa** que les poteaux doivent avoir les sections suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min (b, h)} \geq h_e / 20 \text{ cm.} \quad \text{Pour un poteau rectangulaire.} \\ 0.25 < b/h < 4 \\ h_e : \text{ hauteur libre d'étage.} \end{array} \right.$$

La vue en plan de notre structure étant rectangulaire ; on choisie de prendre les sections ds poteaux suivantes comme point de départ pour la suite de nos calculs.

- Sous-sol et RDC: (45*50)
- 1^{er} au 3^{ème} étage : (40*45)

- 4^{ème} au 6^{ème} étage : (35*40)
- 7^{ème} au 9^{ème} étage : (30*40)

II.3.3.Voiles

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

L'épaisseur a :

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15cm \right].$$

$$e \geq \max \left[\frac{286}{20}; 15cm \right]. \quad \text{(Article 7.7.1)}$$

$$\Rightarrow e \geq \max [14.30; 15cm]$$

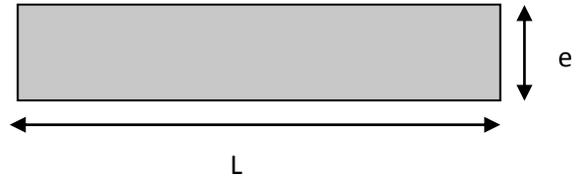


Figure II.12. Vue en plan d'un voile.

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

La hauteur d'étage égale à 3.06m $\Rightarrow h_e = 3.06 - 0.20 = 2.86m$

Soit **e = 20 cm** pour les étages courant.

$L \geq 4 \times e = 80cm.$ Soit : **L = 80 cm**

➤ **Pour le RDC**

$h_e = 4.08 - 0.20 = 3.88 m$

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15cm \right].$$

$$e \geq \max \left[\frac{388}{20}; 15cm \right].$$

$$\Rightarrow e \geq \max [19.40; 15cm]$$

Soit : **e = 20 cm**

$L \geq 4 \times e = 100cm.$ **L = 80 cm**

II.4. 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 sa transmission au sol. On effectuera la descente de charges pour les poteaux les plus sollicités et qui ont souvent les plus grandes surfaces afférentes. Pour ce qui est de notre cas ; 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.

Les poteaux ayant la plus grande surface afférente est le (B-4).(voir figure II.5)

II.4.1. La loi de dégression des charges d'exploitation :

DTR B.C 2.2 (6.3)

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, $Q_2, Q \dots Q_n$ les charges d'exploitations respectives des planchers des étages courants (2 à 9), Q_2' et Q_3' les charges d'exploitation des planchers du RDC.

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

Sous toit ou terrasse :

$$Q_0$$

Sous dernier étage (étage 1) :

$$Q_0 + Q_1$$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

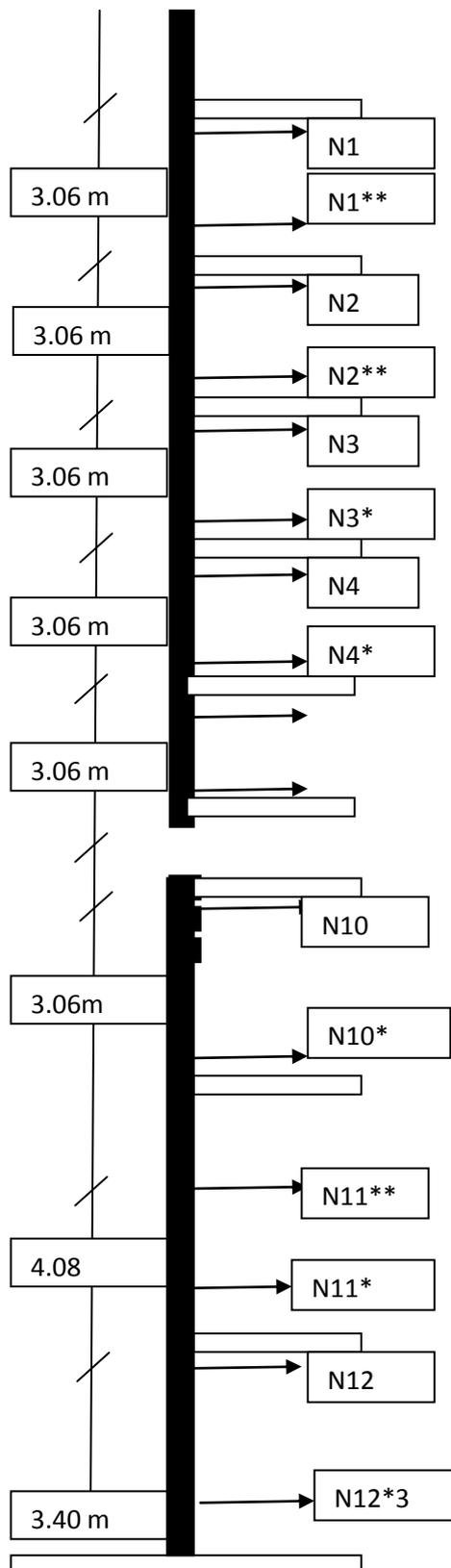
Sous étage immédiatement inférieur (étage 3) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 4) : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots Q_n)$

Et ainsi de suite en réduisant de 10 % par étage jusqu'à 0.5Q valeur conservée pour les étages inférieurs suivants. Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$.

Dans notre cas : la surcharge d'exploitation est la même.



- pour les étages : 2, 3, ..., 9. (Étages à usage d'habitation) : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- Pour l'étage : 1 (Étages à usage service) : $Q' = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Pour le plancher terrasse inaccessible : $Q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$
- Pour le plancher locale machine : $Q_0 = 1 \text{ KN/m}^2$
- Balcons : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- RDC (étages à usage commercial) : $Q'' = 5 \text{ KN/m}^2$

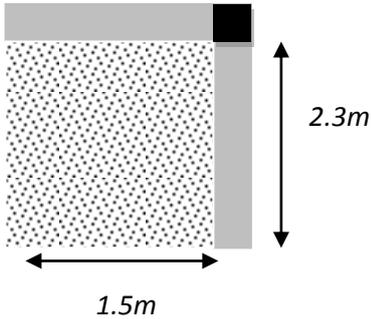
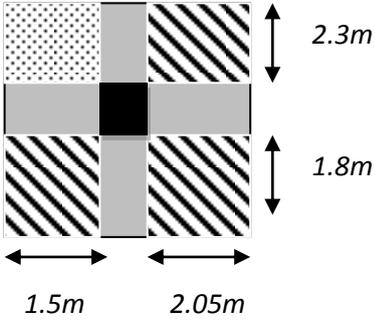
Tableau .II.11 : Les surcharges au niveau des différents étages.

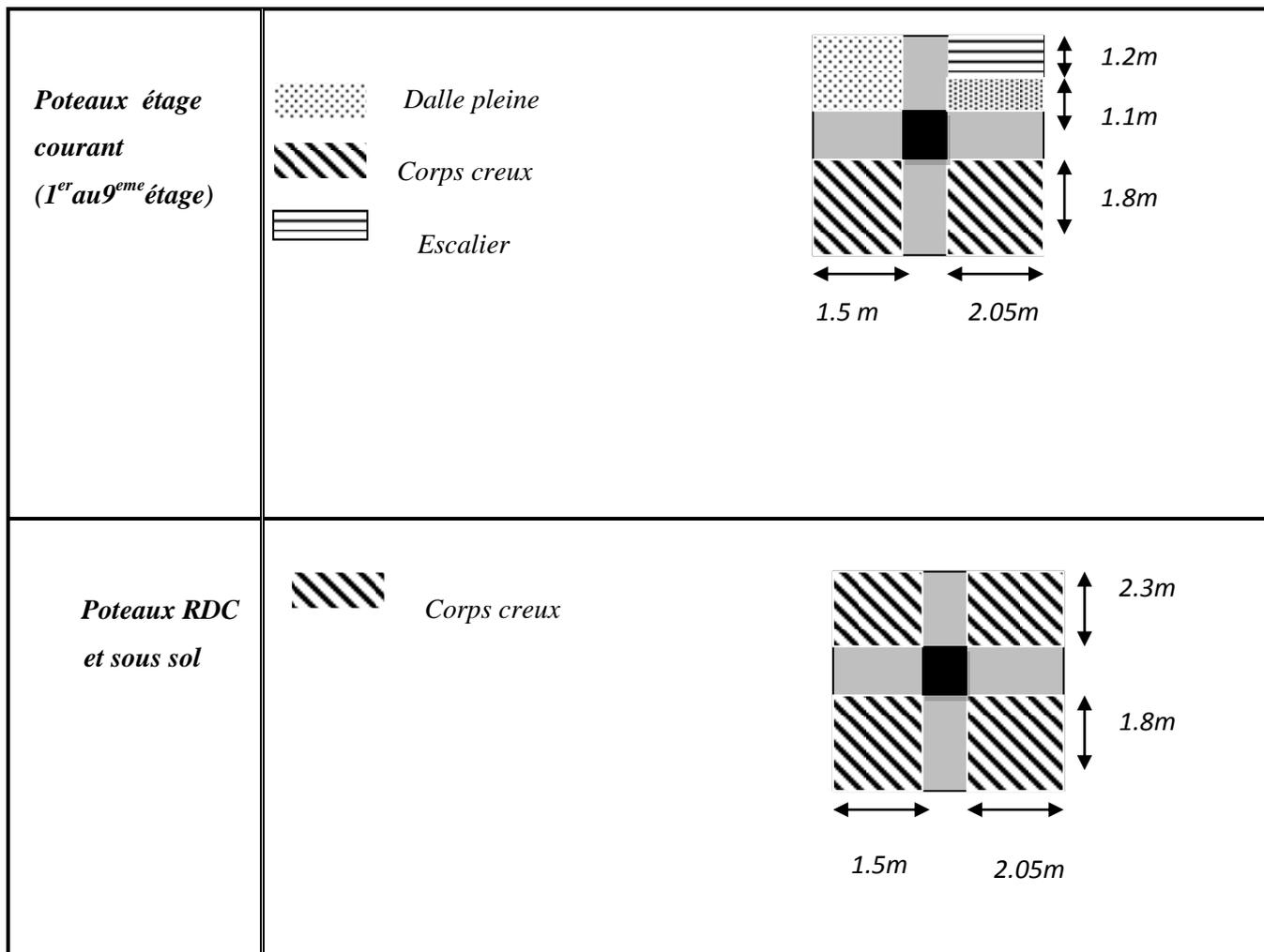
Locale machine	Q_0
Terrasse inaccessible	$Q_0 + Q_1$
9 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.95 \times (Q_1 + Q1)$
8 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.90 \times (Q_1 + Q1 + Q2)$
7 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.85 \times (Q_1 + Q1 + Q2 + Q3)$
6 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.80 \times (Q_1 + Q1 + Q2 + Q3 + Q4)$
5 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.75 \times (Q_1 + Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)$
4 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.71 \times (Q_1 + Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6)$
3 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.68 \times (Q_1 + Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7)$
2 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.66 \times (Q_1 + Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8)$
1 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.65 \times (Q_1 + Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8 + Q')$
RDC	$Q_0 + 0.61 \times (Q_1 + Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8 + Q' + Q'')$

II.4. 2 : Tableaux récapitulatif des différent surface afférente

Sur les tableaux suivants ; on présente le calcul des différentes surfaces afférentes relatives a chaque niveaux pour le poteau (B4).

Tableaux II.12 : Tableaux récapitulatif des différent surface afférente

Niveaux	Surface afférente
<p>Poteaux terrasse</p> <p>Locale machine</p>	 <p><i>Dalle pleine</i></p> 
<p>Poteaux terrasse</p> <p>Inaccessible</p>	 <p><i>Dalle pleine</i></p> <p><i>Corps creux</i></p> 



II.4.3. Descente de charge du Poteau B4

Commentaire : on présente sur le tableaux suivant la descente de charges effectués pour le poteau (B4).

Tableau II.13 . Descente de charge du Poteau (B4)

Niveau	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse locale machine	21.87	3.45
	Acrotère	1.072	
	Mur extérieur	9.522	
	Poutres	11.4	
	Ascenseur	210.36	
N1	G venant de N0	254,22	3.45
	Poteau	9.18	
	G venant de N1	263.4	14.55

N1*	Plancher terrasse inaccessible	47.08	
	Plancher dalle plain	15.18	
	Poutres	24.48	
N2	G venant de N1*	350.14	14.55
	Poteau	9.18	
	Murs intérieurs	17.46	
N2*	G venant de N2	376.78	39.91
	Plancher Corps creux	47.08	
	Plancher dalle plain	25.10	
	Poutres	24.48	
N3	G venant de N2*	473.44	39.91
	Poteau	9.18	
	Murs intérieurs	17.46	
N3*	G venant de N3	500.08	88.38
	Plancher Corps creux	47.08	
	Plancher dalle plain	25.10	
	Poutres	24.48	
N4	G venant de N3*	596.74	88.38
	Poteau	9.18	
	Murs intérieurs	17.46	
N4*	G venant de N4	623.38	117.58
	Plancher Corps creux	47.08	
	Plancher dalle plain	25.10	
	Poutres	24.48	
N5	G venant de N4*	720.04	117.58
	Poteau	10.71	
	Murs intérieurs	17.46	
N5*	G venant de N5	748.21	142.80
	Plancher Corps creux	47.08	
	Plancher dalle plain	25.10	
	Poutres	24.48	
N6	G venant de N5*	844.87	142.8
	Poteau	10.71	
	Murs intérieurs	17.46	
N6*	G venant de N6	873.04	164.02
	Plancher Corps creux	47.08	

	Plancher dalle plain	25.10	
	Poutres	24.48	
N7	G venant de N6*	969.70	164.02
	Poteau	10.71	
	Murs intérieurs	17.46	
N7*	G venant de N7	997.87	183.79
	Plancher Corps creux	47.08	
	Plancher dalle plain	25.10	
	Poutres	24.48	
N8	G venant de N7*	1094.53	183.79
	Poteau	13.77	
	Murs intérieurs	17.46	
N8*	G venant de N8	1125.76	203.31
	Plancher Corps creux	47.08	
	Plancher dalle plain	25.10	
	Poutres	24.48	
N9	G venant de N8*	1222.42	203.31
	Poteau	13.77	
N9*	G venant de N9	1236.19	223.77
	Plancher Corps creux	47.08	
	Plancher dalle plain	25.10	
	Poutres	24.48	
N10	G venant de N9*	1332.85	223.77
	Poteau	13.77	
N10*	G venant de N10	1346.62	244.09
	Plancher courant	61.71	
	Poutres	24.48	
N11	G venant de N10*	1432.81	244.09
	Poteau	22.95	
N11*	G venant de N11	1455.76	282.51
	Plancher courant	61.71	
	Poutres	24.48	
N12	G venant de N11*	1541.95	282.51
	Poteau	19.12	
TOT		1561.07	282.51
AL			

II.5. Vérifications pour le poteau B4

II.5.1. Vérification à la compression simple

➤ **Poteau du sous- sol et RDC :**

Elle se fera à L'ELU sous la combinaison **1.35G +1.5Q**

$$N_u = 1.35 \times 1563.56 + 1.5 \times 282.51 = 2534.57 \text{ KN.}$$

Selon le (CBA 93), l'effort N_u doit être majoré de 10%

$$N_u = 1.1 N_u = \mathbf{2784.33 \text{ KN}}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \text{ Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{2784.33 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.185 m^2$$

$$B \geq 0.185 m^2 \quad \text{On prend } B = 0.45 \times 0.50 = 0.225 m^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **poteaux entre le 1^{er} et le 3^{ème} étage**

$$N_u = 1.35 \times 1435.3 + 1.5 \times 244.09 = 2184.07 \text{ KN}$$

$$N_u = 2402.47 \text{ KN} \quad \text{après majoration}$$

$$B \geq 0.168 m^2$$

$$\text{On prend } B = 0.40 \times 0.45 = 0.18 m^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **poteaux entre le 4^{ème} et le 6^{ème} étage**

$$N_u = 1.35 \times 997.87 + 1.5 \times 183.79 = 1622.80 \text{ KN}$$

$$N_u = 1785.09 \text{ KN} \quad \text{après majoration.}$$

$$B \geq 0.128 m^2$$

$$\text{On prend } B = 0.35 \times 0.40 = 0.14 m^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ poteaux entre le 7^{ème} au 9^{ème} étage

$$N_u = 1.35 \times 623.38 + 1.5 \times 117.58 = 1017.93 \text{ KN}$$

$N_u = 1119.72$ KN après majoration.

$$B \geq 0.084 \text{ m}^2$$

On prend $B = 0.30 \times 0.35 = 0.10 \text{ m}^2$ condition vérifiée

II.5.2. Vérification au flambement

➤ Poteau du sous sol

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

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

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'élancement λ .

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

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

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.4 = 2.38m.$$

$$B = 0.45 \times 0.50 = 0.225m^2 .$$

$$I = \frac{0.45 \times (0.50)^3}{12} = 4.6875 \cdot 10^{-3} m^4 .$$

$$i = \sqrt{\frac{4.687 \times 10^{-3}}{0.225}} = 0.144$$

$$\lambda = \frac{2.38}{0.144} = 16.52 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{16.52}{35}\right)^2} = 0.813$$

Le RPA99 (art.7.4.2.1) fixe $A_s/B_r \geq 0,8\%$ en zone II. On prend $A_s/B_r = 1\%$

Donc on doit vérifier que : $B_r \geq N_u / \left[\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right) \right]$

$$B_r \geq 2784.33 / \left[0.813 \left(\frac{2,5}{0.9 \times 1.5} + \frac{40}{100 \times 1.15} \right) \right] = 1557.23cm^2$$

Or nous avons $B_r = (45 - 2) \times (50 - 2) = 2064m^2$

2064 < 1600 donc le poteau ne risque pas de flamber.

Tableau II.14 : Vérification au flambement du poteau du RDC.

B (m ²)	B _r (m ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	i	λ	α	B _r = $\frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$
0.225	0.206	4.08	2.85	0.144	19.79	0.798	0.15937

$$B_r = 0.206 > 0.15937$$

Le poteau ne risque pas de flamber.

Tableau II.15 : Vérification au flambement des poteaux pour les étages 1,2 et 3.

B (m ²)	B_r (m ²)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	$B_r = \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$
0.18	0.1634	3.06	2.142	0.129	16.60	0.813	0.07565

$B_r = 0.163 > 0.07565$ Le poteau ne risque pas de flamber.

Tableau II.16 : Vérification au flambement des poteaux pour les étages 4,5 et 6.

B (m ²)	B_r (m)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	$B_r = \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$
0.14	0.1254	3.06	2,142	0.115	18.62	0.804	0.05669

$B_r = 0.1254 > 0.05669$ Le poteau ne risque pas de flamber.

Tableau II.17 .Vérification au flambement des poteaux pour les étages 7,8 et 9

B (m ²)	B_r (m ²)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	$B_r = \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$
0.105	0.0924	3.06	2.142	0.101	21.20	0.791	0.03599

$B_r = 0.0924 > 0.03599$

Le poteau ne risque pas de flamber.

Les conditions préconisées par le RPA99 (art 7.4.1 page 61) en zone sismique **IIa** pour les sections des poteaux sont vérifiées.

Conclusion

Le pré dimensionnement est fait en guise d’un avant projet en répondant aux différentes exigences de pré dimensionnement données par RPA99.V2003, BAEL91 et CBA93, dans le but d’avoir une estimation des dimensions des sections des différents éléments à adopter. L’épaisseur des planchers à corps creux a été estimée à (20+4) cm, 14 cm pour les balcons, volées d’escaliers et les paliers de repos d’escaliers. Une fois les éléments non structuraux pré dimensionnés, nous avons procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux. Les voiles ont été ainsi dimensionné à 25cm d’épaisseur, les sections des poutres ont été estimée à (45×30) cm² pour les poutres principales et (40×30) cm pour les poutres secondaires.

- ✓ **Section des poutres principales :** (30*45) cm²
- ✓ **Section des poutres secondaires :** (30*40) cm²

Les poteaux ont été vérifiés à la compression et au flambement. Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charges sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicitées, en se référant : à la surface afférente, l’aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d’escalier. Il s’est avéré que le plus sollicité était le poteau (B4). Les sections des poteaux ainsi adoptées sont :

- Sous sol et RDC : (45*50) cm²
- 1^{er} au 3^{ème} étage : (40*45) cm²
- 4^{ème} au 6^{ème} étage : (35*40) cm²
- 7^{ème} au 9^{ème} étage et local machine : (30*40) cm²

Introduction

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou decontreventement. Le calcul de ces éléments se fait sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation et éventuellement sous l'action des charges sismiques pour certains éléments (acrotère).

III.1. Calcul des Planchers à corps creux

Dans notre cas, on a opté pour un plancher à corps creux avec une bonne isolation thermique et phonique et des dalles pleines pour les balcons.

Comme le plancher à corps creux est le plus économique, plus léger que le plancher en dalle pleine, on opte pour les portes à faux et certains balcons à corps creux comme le montre le schéma précédent.

III.1.1. Étude des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple. Ce sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

a) Disposition des poutrelles

Dans notre cas, les poutrelles sont disposées dans le sens transversal respectant les critères de continuité et de la petite portée comme illustré dans la **Figure (II.5)**.

b) Les différents types de poutrelles

Le sens de disposition adopté donne naissance à différents types de poutrelles. Ces derniers sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	

Les poutrelles les plus sollicitées

Tableau III.2 : Les poutrelles les plus sollicitées pour chaque cas

Type	Schéma statique
Type 2	

III.1.2. Méthodes de calcul des poutrelles

Deux méthodes sont envisagées pour la détermination des sollicitations dans les poutrelles : la méthode forfaitaire et la méthode de CAQUOT ; si les conditions d’application de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées, on passe au calcul avec la méthode de CAQUOT.

a) La méthode forfaitaire (Art. B 6.2.2.1).

Elle est applicable que si les conditions suivantes sont vérifiées :

- Flexion simple.
- Plancher à surcharge modérée, $Q \leq \min (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
- Le rapport des portées successives est compris entre 0.8 et 1.25.
- Les moments d’inertie sont les même dans toutes les travées.
- La fissuration est peu nuisible.

III.1.3. Application de la méthode forfaitaire

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

Plancher Terrasse inaccessible

$G = 6.52 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \times 6.52 ; 5) \text{ KN/m}^2$ condition vérifiée.

Plancher étage courant

$G = 4.24 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \times 4.24 ; 5) \text{ KN/m}^2$ condition vérifiée.

Pour plancher RDC (commerce)

$G = 4.24 \text{ KN/m}^2$

$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \times 4.24 ; 5) \text{ KN/m}^2$ condition vérifiée.

2. Le moment d’inertie est constant sur toutes les travées.

3. Le rapport $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$. .. n’est pas vérifié pour les poutrelles de type 2.

4. Fissuration peu nuisible.

Toutes les conditions d’utilisation de cette méthode ne sont pas satisfaites, donc on applique la méthode de CAQUOT pour le type de poutrelle (2).

b) Méthode de CAQUOT (Art. 6.2.2.2).

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 corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

Moment en appuis

$$M_i = -\frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)}$$

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

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

▪ Moment en travée

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

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

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

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

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

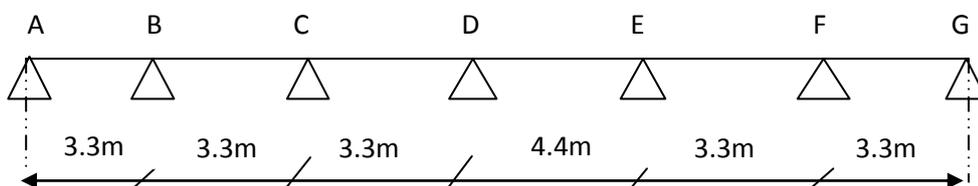
▪ L'effort tranchant

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

B. Exemple de calcul des sollicitations dans les poutrelles en utilisant la méthode de CAQUOT.

1) Plancher du RDC à usage commercial

Poutrelle de type 2



1. Calcul des moments aux appuis

- Calcul des longueurs fictives

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

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3.30m$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 3.30 = 2.64m$$

$$L'_{CD} = 0.8 \times L_{CD} \Rightarrow L'_{CD} = 0.8 \times 3.3 = 2.64m$$

$$L'_{DE} = 0.8 \times L_{DE} \Rightarrow L'_{DE} = 0.8 \times 4.4 = 3.52m$$

$$L'_{EF} = 0.8L_{EF} \Rightarrow L'_{EF} = 0.8 \times 3.3 = 2.64m$$

$$L'_{FG} = L_{FG} = 3.3m$$

$$G = 4.24 \text{KN/m} \quad ; \quad Q = 5 \text{KN/m}$$

Dans la méthode de Caquot, pour le calcul des moments aux appuis on doit remplacer la charge permanente G par :

$$G' = 2/3 * G = (2/3) * 4.24 = 2.82 \text{KN/m}^2$$

$$Pu = (1.35G' + 1.5Q) * 0.65 = 7.34 \text{KN/m}$$

A P'ELU

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

$$M_A = M_G = 0.15M_0 = 0$$

$$M_B = - \frac{7.34 \times (3.30^3 + 2.64^3)}{8.5 \times (3.30 + 2.64)} \Rightarrow M_B = -7.91 \text{KN.m}$$

$$M_C = - \frac{7.34 \times (2.64^3 + 2.64^3)}{8.5 \times (2.64 + 2.64)} \Rightarrow M_C = -6.03 \text{KN.m}$$

$$M_D = - \frac{7.34 \times (2.64^3 + 3.52^3)}{8.5 \times (2.64 + 3.52)} \Rightarrow M_D = -8.69 \text{KN.m}$$

$$M_E = - \frac{7.34 \times (3.52^3 + 2.64^3)}{8.5 \times (3.52 + 2.64)} \Rightarrow M_E = -8.69 \text{KN.m}$$

$$M_F = \frac{7.34 \times (2.64^3 + 3.3^3)}{8.5 \times (2.64 + 3.3)} \Rightarrow M_F = -7.91 \text{KN.m}$$

A l'ELS

$$P_s = (G+Q) \cdot 0.65 = 5.08 \text{ KN/m.}$$

$$M_A = M_G = 0.$$

$$M_B = \frac{5.08 \times (3.30^3 + 2.64^3)}{8.5 \times (3.30 + 2.64)} \Rightarrow M_B = -5.47 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{5.08 \times (2.64^3 + 2.64^3)}{8.5 \times (2.64 + 2.64)} \Rightarrow M_C = -4.17 \text{ KN.m}$$

$$M_D = \frac{5.08 \times (2.64^3 + 3.52^3)}{8.5 \times (2.64 + 3.52)} \Rightarrow M_D = -6.01 \text{ KN.m}$$

$$M_E = \frac{5.08 \times (3.52^3 + 2.64^3)}{8.5 \times (3.52 + 2.64)} \Rightarrow M_E = -6.01 \text{ KN.m}$$

$$M_F = \frac{5.08 \times (2.64^3 + 3.3^3)}{8.5 \times (2.64 + 3.3)} \Rightarrow M_F = -5.47 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des moments en travées

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

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

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

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

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

$$P_u = (1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q) \cdot 0.65 = 8.59 \text{ KN.m}$$

$$P_s = (G+Q) \cdot 0.65 = 6 \text{ KN.m.}$$

- Travée AB

A l'ELU

Moment max

$$X = \frac{3.30}{2} - \frac{0 + 7.91}{8.59 \times 3.30} = 1.37 \text{ m}$$

$$M_0(X) = \frac{8.59 \times 1.37}{2} \times (3.30 - 1.37) = 11.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^{\max} = M(X) = 11.35 + 0 - 7.89 \times \left(\frac{1.37}{3.30}\right) = 8.07 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants

$$V_A = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_B - M_A}{l} = \frac{8.59 \times 3.30}{2} + \frac{-7.89 - 0}{3.30} = 11.78 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_B - M_A}{l} = -\frac{8.59 \times 3.30}{2} + \frac{-7.89 - 0}{3.30} = -16.56 \text{ KN}$$

A L'ELS

Moment max

$$X = \frac{3.30}{2} - \frac{0 + 5.46}{6 \times 3.30} = 1.374 \text{ m}$$

$$M_0(X) = \frac{6 \times 1.37}{2} \times (3.30 - 1.374) = 7.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^{\max} = M(X) = 7.93 + 0 - 5.46 \times \left(\frac{1.374}{3.30} \right) = 5.66 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants

$$V_A = \frac{P_s \times l_i}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_i} = \frac{6 \times 3.30}{2} + \frac{-5.46 - 0}{3.30} = 8.24 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{P_s \times l_i}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_i} = -\frac{6 \times 3.30}{2} + \frac{-5.46 - 0}{3.30} = -11.55 \text{ KN}$$

- Travée BC

A L'ELU

Moment max

$$X = \frac{3.30}{2} - \frac{-7.89 + 8.69}{8.59 \times 3.30} = 1.71 \text{ m}$$

$$M_0(X) = \frac{8.59 \times 1.621}{2} \times (3.30 - 1.621) = 11.69 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.15 M_0$$

$$M_{BC}^{\max} = M(X) = 11.69 - 7.89 \times \left(1 - \frac{1.621}{3.30} \right) - 8.69 \times \left(\frac{1.621}{3.30} \right) = 4.17 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants

$$V_B = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_i} = \frac{8.59 \times 3.30}{2} + \frac{-8.69 + 7.89}{3.30} = 13.93 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_i} = -\frac{8.59 \times 3.30}{2} + \frac{-8.69 + 7.89}{3.30} = -14.41 \text{ KN}$$

A L'ELS

Moment max

$$X = \frac{3.30}{2} - \frac{-5.46 + 6.01}{6 \times 3.30} = 1.621 \text{ m}$$

$$M_0(X) = \frac{6 \times 1.621}{2} \times (3.30 - 1.621) = 8.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^{\max} = M(X) = 8.17 - 5.46 \times \left(1 - \frac{1.621}{3.30}\right) - 6.01 \times \left(\frac{1.621}{3.30}\right) = 2.43 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants

$$V_B = \frac{P_s \times l_i}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_i} = \frac{6 \times 3.30}{2} + \frac{-6.01 + 5.46}{3.30} = 9.73 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{P_s \times l_i}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_i} = -\frac{6 \times 3.30}{2} + \frac{-6.01 + 5.46}{3.30} = -10.06 \text{ KN}$$

- Travée CD

A L'ELU

Moment max

$$X = \frac{4.40}{2} - \frac{-6.03 + 8.69}{8.59 \times 3.3} = 1.55 \text{ m}$$

$$M_0(X) = \frac{8.59 \times 1.55}{2} \times (3.3 - 1.55) = 11.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^{\max} = M(X) = 11.65 - 6.03 \times \left(1 - \frac{1.55}{3.3}\right) - 8.69 \times \left(\frac{1.55}{3.3}\right) = 4.36 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants

$$V_C = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_i} = \frac{8.59 \times 4.40}{2} + \frac{-8.69 + 8.69}{4.40} = 18.89 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_i} = -\frac{8.59 \times 4.40}{2} + \frac{-8.69 + 8.69}{4.40} = -18.89 \text{ KN}$$

A L'ELS

Moment max

$$X = \frac{4.40}{2} - \frac{-4.17 + 6.02}{6 \times 3.3} = 1.55 \text{ m}$$

$$M_0(X) = \frac{6 \times 1.55}{2} \times (3.3 - 1.55) = 8.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^{\max} = M(X) = 8.13 - 4.17 \times \left(1 - \frac{1.55}{3.3}\right) - 6.02 \times \left(\frac{1.55}{3.3}\right) = 3.10 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants

$$V_C = \frac{P_s \times l_i}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_i} = \frac{6 \times 3.3}{2} + \frac{-4.17 + 6.01}{3.3} = 10.47 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{P_s \times l_i}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_i} = -\frac{6 \times 3.3}{2} + \frac{-4.17 + 6.01}{3.3} = -9.33 \text{ KN}$$

- Travée DE

A L'ELU

Moment max

$$X = \frac{3.30}{2} - \frac{-8.71 + 8.71}{8.59 \times 4.4} = 2.2 \text{ m}$$

$$M_0(X) = \frac{8.59 \times 2.2}{2} \times (4.4 - 2.2) = 20.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^{\max} = M(X) = 20.78 - 8.71 \times \left(1 - \frac{2.2}{4.4}\right) - 8.71 \times \left(1 - \frac{2.2}{4.4}\right) = 12.09 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants

$$V_D = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_i} = \frac{8.59 \times 4.4}{2} + \frac{-8.71 + 8.71}{4.4} = 18.89 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_i} = -\frac{8.59 \times 4.4}{2} + \frac{-8.71 + 8.71}{4.4} = -18.89 \text{ KN}$$

A L'ELS

$$X = \frac{3.30}{2} - \frac{-6.02 + 6.02}{6 \times 4.4} = 2.2 \text{ m}$$

Moment max $M_0(X) = \frac{6 \times 2.2}{2} \times (4.4 - 2.2) = 14.52 \text{ KN.m}$

$$M_{DE}^{\max} = M(X) = 14.52 - 6.02 \times \left(1 - \frac{2.2}{4.4}\right) - 6.02 \times \left(1 - \frac{2.2}{4.4}\right) = 8.51 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants

$$V_D = \frac{P_s \times l_i}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_i} = \frac{6 \times 4.4}{2} + \frac{-6.02 + 6.02}{4.4} = 13.2 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{P_s \times l_i}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_i} = -\frac{6 \times 3.30}{2} + \frac{-7.89 + 8.69}{3.30} = -13.2 \text{ KN}$$

- Travée EF

A L'ELU

Moment max

$$X = \frac{3.30}{2} - \frac{-8.71 + 7.91}{8.59 \times 3.30} = 1.67 \text{ m}$$

$$M_0(X) = \frac{8.59 \times 1.67}{2} \times (3.30 - 1.67) = 11.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF}^{\max} = M(X) = 11.69 - 8.71 \times \left(1 - \frac{1.67}{3.30}\right) + 7.91 \times \left(1 - \frac{1.67}{3.3}\right) = 3.39 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants

$$V_E = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_i} = \frac{8.59 \times 3.30}{2} + \frac{-8.71 + 7.91}{3.30} = 14.42 \text{ KN}$$

$$V_F = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_i} = -\frac{8.59 \times 3.30}{2} + \frac{-8.71 + 7.71}{3.30} = -13.94 \text{ KN}$$

A L'ELS

$$X = \frac{3.30}{2} - \frac{-6.02 + 5.47}{6 \times 3.30} = 1.67 \text{ m}$$

$$\text{Moment max } M_0(X) = \frac{6 \times 1.67}{2} \times (3.30 - 1.67) = 8.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF}^{\max} = M(X) = 8.16 - 6.02 \times \left(1 - \frac{1.67}{3.30}\right) - 5.47 \times \left(1 - \frac{1.67}{3.3}\right) = 2.42 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants

$$V_E = \frac{P_s \times l_i}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_i} = \frac{6 \times 3.30}{2} + \frac{-6.02 + 5.47}{3.30} = 9.73 \text{ KN}$$

$$V_F = -\frac{P_s \times l_i}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_i} = -\frac{6 \times 3.30}{2} + \frac{-6.02 + 5.47}{3.30} = -10.06 \text{ KN}$$

- Travée FG

A L'ELU

Moment max

$$X = \frac{3.30}{2} - \frac{-7.91 + 0}{8.59 \times 3.30} = 1.92 \text{ m}$$

$$M_0(X) = \frac{8.59 \times 1.92}{2} \times (3.30 - 1.92) = 11.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{FG}^{\max} = M(X) = 11.38 - 7.91 \times \left(1 - \frac{1.67}{3.30}\right) + 0 = 8.07 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants

$$V_F = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_i} = \frac{8.59 \times 3.30}{2} + \frac{-7.91 + 0}{3.30} = 11.78 \text{ KN}$$

$$V_G = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_i} = -\frac{8.59 \times 3.30}{2} + \frac{-7.91 + 0}{3.30} = -16.58 \text{ KN}$$

A L'ELS

$$X = \frac{3.30}{2} - \frac{-5.47 + 0}{6 \times 3.30} = 1.92 \text{ m}$$

Moment max $M_0(X) = \frac{6 \times 1.92}{2} \times (3.30 - 1.92) = 7.94 \text{ KN.m}$

$$M_{FG}^{\max} = M(X) = 7.94 - 5.47 \times \left(1 - \frac{1.92}{3.3}\right) + 0 = 5.66 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants

$$V_F = \frac{P_s \times l_i}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_i} = \frac{6 \times 3.30}{2} + \frac{-5.47 + 0}{3.30} = 8.24 \text{ KN}$$

$$V_G = -\frac{P_s \times l_i}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_i} = -\frac{6 \times 3.30}{2} + \frac{-5.47 + 0}{3.30} = -11.55 \text{ KN}$$

Les résultats des sollicitations sont représentés sur les tableaux suivants

▪ Plancher du RDC à usage commercial

Tableau III.3 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher du RDC.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (Méthode de Caquot)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
02	A-B	3.30	3.30	11.35	-1.70	-7.91	8.07	11.78	-16.58
	B-C	3.30	2.64	11.69	-7.91	-6.03	4.74	14.75	-13.61
	C-D	3.30	2.64	11.65	-6.03	-8.69	4.36	13.37	-14.99
	D-E	4.40	3.52	20.78	-8.69	-8.69	12.09	18.91	-18.91
	E-F	3.30	2.64	11.69	-8.69	-7.91	3.39	14.42	-13.94
	F-G	3.30	3.30	11.38	-7.91	-1.70	8.07	16.58	-11.78

Tableau III.4 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher du RDC

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (Méthode de Caquot)	M ₀ KN.m	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
02	A-B	3.30	3.30	7.93	-1.18	-5.47	5.66	8.24	-11.55
	B-C	3.30	2.64	8.17	-5.47	-4.17	3.36	9.73	-10.06
	C-D	3.30	2.64	8.13	-4.17	-6.01	3.10	10.1	-9.33
	D-E	4.40	3.52	14.52	-6.01	-6.01	8.51	13.2	-13.20
	E-F	3.30	2.64	8.16	-6.01	-5.47	2.42	9.73	-10.06
	F-G	3.30	3.30	7.94	-5.47	-1.18	5.66	8.24	-11.55

Tableau III.5 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher-étage courant (2 au 9)

Type	Travée	Longueur $L(m)$	Longueur $L'(m)$ (Méthode de Caquot)	M_0 KN.m	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M_g	M_d		V_g	V_d
02	A-B	3.30	3.30	11.42	-1.70	-4.24	5.09	7.26	-9.83
	B-C	3.30	2.64	11.68	-4.24	-3.23	3.32	8.85	-8.24
	C-D	3.30	2.64	11.65	-3.23	-4.67	3.12	8.11	-8.98
	D-E	4.40	3.52	20.78	-4.67	-4.67	7.87	11.40	-11.40
	E-F	3.30	2.64	11.69	-4.67	-4.24	2.6	8.68	-8.42
	F-G	3.30	3.30	11.44	-4.24	-1.70	5.09	9.83	-7.26

Tableau III.6 :: Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher-étage courant (2 au 9)

Type	Travée	Longueur $L(m)$	Longueur $L'(m)$ (Méthode de Caquot)	M_0 (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M_g	M_d	
02	A-B	3.30	3.30	7.98	-1.19	-3.02	3.67
	B-C	3.30	2.64	8.16	-3.02	-2.30	2.41
	C-D	3.30	2.64	8.14	-2.30	-3.33	2.27
	D-E	4.40	3.52	14.52	-3.33	-3.33	5.69
	E-F	3.30	2.64	8.16	-3.33	-3.02	1.9
	F-G	3.30	3.30	7.98	-3.02	-1.19	3.67

Tableau III.7 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher-étage 1 (usage services).

Type	Traée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (Méthode de Caquot)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
02	A-B	3.30	3.30	11.42	-1.70	-5.29	5.94	8.55	-11.76
	B-C	3.30	2.64	11.68	-5.29	-4.03	3.73	10.54	-9.77
	C-D	3.30	2.64	11.65	-4.03	-5.82	3.47	9.61	-10.7
	D-E	4.40	3.52	20.78	-5.82	-5.82	9.07	13.54	-13.54
	E-F	3.30	2.64	11.69	-5.82	-5.29	2.82	10.32	-9.99
	F-G	3.30	3.30	11.44	-5.29	-1.70	5.94	11.76	-8.55

Tableau III.8 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher-étage 1 (usage services).

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (Méthode de Caquot)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M _g	M _d	
02	A-B	3.30	3.30	7.98	-1.19	-3.72	4.24
	B-C	3.30	2.64	8.16	-3.72	-2.83	2.68
	C-D	3.30	2.64	8.14	-2.83	-4.1	2.51
	D-E	4.40	3.52	14.52	-4.1	-4.1	6.50
	E-F	3.30	2.64	8.16	-4.1	-3.72	2.05
	F-G	3.30	3.30	7.98	-3.72	-1.19	4.24

▪ Plancher terrasse inaccessible

Tableau III.9 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher terrasse inaccessible

Type	Travée	Longueur <i>L(m)</i>	Longueur <i>L'(m)</i> (Méthode de Caquot)	M_0 (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M_g	M_d		V_g	V_d
02	A-B	3.30	3.30	11.44	-1.70	-5.15	6.72	9.48	-12.61
	B-C	3.30	2.64	11.67	-5.15	-3.92	4.58	11.42	-10.67
	C-D	3.30	2.64	11.65	-3.92	-5.67	4.33	10.52	-11.57
	D-E	4.40	3.52	20.78	-5.67	-5.67	10.53	14.73	-14.73
	E-F	3.30	2.64	11.69	-5.67	-5.15	3.70	11.20	-10.89
	F-G	3.30	3.30	11.46	-5.15	-1.70	6.72	12.61	-9.48

Tableau III.10 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible

Type	Travée	Longueur <i>L(m)</i>	Longueur <i>L'(m)</i> (Méthode de Caquot)	M_0 (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M_g	M_d	
02	A-B	3.30	3.30	7.98	-1.19	-3.74	4.91
	B-C	3.30	2.64	8.16	-3.74	-2.84	3.36
	C-D	3.30	2.64	8.14	-2.84	-4.11	3.18
	D-E	4.40	3.52	14.52	-4.11	-4.11	7.71
	E-F	3.30	2.64	8.16	-4.11	-3.74	2.72
	F-G	3.30	3.30	7.98	-3.74	-1.19	4.91

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

Tableau III.11 : Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux

Etage	Type de poutrelle	Etats limites						
		ELU				ELS		
		M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	V_{MAX} (KN)	M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)
		Rive	Interne			Rive	Interne	
RDC	02	-1.70	-8.69	12.09	18.89	-1.18	-6.01	8.51
1 ^{ER} Etage		-1.70	-5.82	9.07	-13.54	-1.19	-4.10	6.50
Etage Courant (2 ^{EME} au 9 ^{EME})		-1.70	-4.67	7.87	11.40	-1.19	-3.31	5.69
Terrasse inaccessible		-1.7	-5.67	10.53	-14.73	-1.19	-4.1	7.71

III.1.4. Ferrailage des poutrelles

On procède à un exemple de calcul. Soit l'exemple de calcul des poutrelles de type 1 du RDC commercial. On utilise les sollicitations maximales pour le ferrailage.

➤ Sollicitations maximales

A l'ELU

$$M_{Travée}^{Max} = 12.09 KN.m$$

$$M_{a.max}^{rive} = -0.15 \times M_0^{max} = -0.15 \times 11.35 = -1.70 KN.m$$

$$M_{a.max}^{inter} = -8.69 KN.m$$

$$V^{Max} = 18.89 KN$$

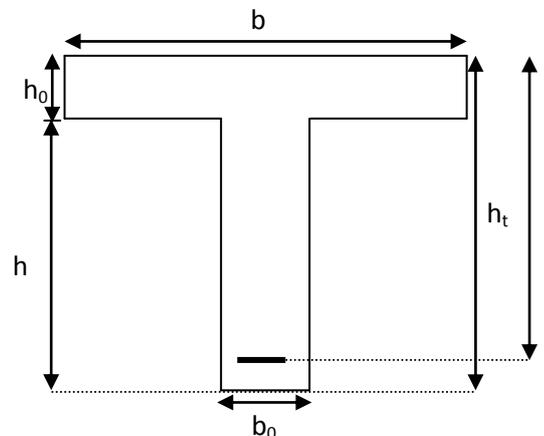
A l'ELS

$$M_{Travée}^{Max} = 8.51 KN.m$$

$$M_{a.max}^{rive} = -0.15 \times M_0^{max} = -0.15 \times 7.93 = -1.18 KN.m$$

$$M_{a.max}^{inter} = -6.01 KN.m$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :



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

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

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

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

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

$$d = 17\text{cm}$$

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

1) Calcul à l'ELU

Armatures longitudinales

a. En travée

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.17 - \frac{0.04}{2}\right) \Rightarrow M_{tu} = 55.38\text{KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 12.09\text{KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_t$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.09 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.17^2 \times 14.2} = 0.045$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »} \Rightarrow A' = 0$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045}}{0.8} = 0.058$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.17(1 - 0.4 \times 0.058) = 0.166\text{m}$$

$$A^{travée} = \frac{M_{\max}^{travée}}{z \times f_{st}}$$

$$A^{travée} = \frac{12.09 \times 10^{-3}}{0.166 \times 348} = 2.093\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 3\text{HA}12 = 2.36\text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.17 \times 2.1}{400} = 1.334\text{cm}^2$$

$$A_s = 2.36\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.334\text{cm}^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

- b.** En appuis
 ✓ Appuis de rives

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

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20)m^2$.

$$M_{rive}^{a \max} = -1.70KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.70 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.17^2 \times 14.2} = 0.0414$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »} \Rightarrow A' = 0$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0414}}{0.8} = 0.0529$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.17(1 - 0.4 \times 0.0529) = 0.1664m$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{1.70 \times 10^{-3}}{0.169 \times 348} = 0.293cm^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 1HA10 = 0.293cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.17 \times 2.1}{400} = 0.205cm^2$$

$$A_s = 0.293cm^2 > A_{Min} = 0.205cm^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité vérifiée}$$

- ✓ Appuis intermédiaires

$$M_{Interne}^a = -8.69KN.m$$

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

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions

$$(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20)m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.69 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.17^2 \times 14.2} = 0.212$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »} \Rightarrow A' = 0$$

$$\xi_{st}=10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.212}}{0.8} = 0.301$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.17(1 - 0.4 \times 0.301) = 0.149\text{m}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{intermi}}{z \times f_{st}}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{8.69 \times 10^{-3}}{0.149 \times 348} = 1.675\text{cm}^2$$

Soit : $A_s = 3\text{HA}12 = 3.39\text{cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.17 \times 2.1}{400} = 0.205\text{cm}^2$$

$A_s = 1.671\text{cm}^2 > A_{Min} = 0.205\text{cm}^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

❖ **Cisaillement**

$$V^{\max} = 18.89$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{18.89 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.17} = 1.11\text{Mpa}$$

$$\overline{\tau_U} = \min [0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 3.325\text{MPa}_{KN}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ C'est vérifié.

a) Choix des armatures transversales

On choisit un étrier $\Phi 6$

$$A_t = 2\text{HA}6 = 0.57\text{cm}^2$$

Espacement

$$St \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 15.3 \text{ cm} \dots\dots (1)$$

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

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^0$ (Flexion simple, armatures droites.)

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (1.111 - 0.3 \times 2.1)} = 37.92 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 37.92 \text{ cm}$$

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

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

soit $S_t = 15 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.12 : Ferrailage des poutrelles plancher RDC commercial

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	N ^{bre} de barre
02	Travée	0.045	0.058	0.166	2.092	2HA8+1HA12=2.4	1.334	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.041	0.530	0.166	0.293	1HA8=0.5	0.205		
	App int	0.211	0.30	0.149	1.675	1HA12+1HA10=1.92	0.205		

Tableau III.13 : Ferrailage des poutrelles plancher étage courant

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	N ^{bre} de barre
02	Travée	0.029	0.037	0.167	1,35	2HA10=1.57	1.33	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.025	0.031	0.167	0.177	1HA10=0.79	0,205		
	App int	0.113	0.151	0.159	0.898	1HA8+1HA10=1.29	0.205		

Tableau III.14 : Ferrailage des poutrelles plancher plancher-étage 1 (usage services) .

Type	Position	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
		μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	N ^{bre} de barre
02	Travée	0.0338	0.043	0.167	1.552	2HA10=1.57	1.334	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.0543	0.070	0.223	0.63	1HA10=0.79	0.205		
	App int	0.141	0.192	0.156	1.072	1HA12=1.13	0.205		

Tableau III.15 : Ferrailage des poutrelles plancher terrasse inaccessible

Type	Position	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
		μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	N ^{bre} de barre
02	Travée	0.0394	0.0503	0.166	1.822	1HA12+1HA10=1.92	1.334	0.57	EtrierHA 6
	App rive	0.0324	0.0411	0.167	0.228	1HA10=0.79	0.205		
	App int	0.138	0.186	0.157	1.037	1HA12=1.13	0.205		

III.1.4.1.Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u)

D'après l'article du BAEL les armatures longitudinales doivent être vérifiées :

- Appui intermédiaire

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{Ma}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(18.89 + \frac{-8.69}{0.9 \times 0.17} \right) \times \frac{1.15}{400 \times 10^3} = -1.089 \text{ cm}^2$$

On a pris le moment au niveau de l'appui intermédiaire avec son signe (-); donc à ce niveau V_u est négligeable devant M_u (ça n'a pas d'influence sur les A_l) .

- Au niveau de l'appui de rive

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{18.89 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.543 \text{ cm}^2$$

A_l ≥ 0.543 cm² C'est vérifié.

✓ Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{27.5 \times 18.89 \times 10^{-5}}{0.9 \times 17 \times 65 \times 4 \times 10^{-6}} = 1.30 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min[0.13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ C'est vérifiée.

✓ **Vérification des poutrelles à l'ELS**

- Il y a lieu de vérifier : - Etat limite d'ouverture des fissures.
 - Etat limite de compression du béton.
 - Etat limite de déformation.

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures**

(Art B-6-3)

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}}$

• **En travée**

$$M_t^{max} = 8.51 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.14 \times 10^{-4} \times (0.17 - 0.04) = 1.027 \times 10^{-4}$$

$$H = 1.027 \times 10^{-4} > 0 \Rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire } b \times h$$

Calcul de Y

$$\Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\Rightarrow \frac{0.65}{2} y^2 + 15(2.14 \times 10^{-4} + 0)y - 15(2.14 \times 10^{-4} \times 0.17) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.0352 \text{ m}$$

• **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} \times y + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$\Rightarrow I = \frac{0.65}{3} \times 0.0352^3 + 15 \times 2.14 \times 10^{-4} (0.17 - 0.0352)^2 = 6.366 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

• **Contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{8.51 \times 10^{-3} \times 0.0352}{6.366 \times 10^{-5}} = 4.692 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.692 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

• En appuis

1. Appuis intermédiaires

$$M_{int.ser}^{a\ max} = -6.01KN.m$$

Position de l'axe neutre

H > 0 Calcul d'une section rectangulaire b*h

$$\begin{cases} Y=0.0684\ m \\ I=3.4522*10^{-5}\ m^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 11.925MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

2. Appuis de rive

$$M_{int.ser}^{a\ max} = -1.18KN.m$$

Position de l'axe neutre

H > 0 Calcul d'une section rectangulaire b*h

h : Hauteur totale de la poutrelle.

l : Longueur de la travée

M_t : Moment réel en travée

M₀ : Moment isostatique

$$\begin{cases} Y=0.0684\ m \\ I=3.4512*10^{-5}\ m^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 2.341MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

✓ Etat limite de déformation (Article B.6.5.1)

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

✓ Evaluation de la flèche (Article B.6.5.1)

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

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

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

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

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{20}{440} = 0.0454 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

Cette condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche :

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

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

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

Evaluation des moments en travée

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.84 = 1.846 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 4.24 = 2.756 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (4.24 + 5) = 6 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.846 \times 4.4^2}{8} = 3.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{2.756 \times 4.4^2}{8} = 5 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{6 \times 4.4^2}{8} = 10.89 \text{ KN.m}$$

Propriétés de la section

Position de l'axe neutre :

$$y = 0.0363 \text{ m}$$

Moment d'inertie :

$$B_0 = (b \times h_t) + 15A = (0.65 \times 0.17) + (15 \times 2.14 \times 10^{-4}) = 0.1137 \text{ m}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left(\frac{b \times h_t^2}{2} + 15A_s \times d \right) = \frac{1}{0.1137} \left(\frac{0.65 \times 0.17^2}{2} + 15 \times 2.14 \times 10^{-4} \times 0.17 \right) = 0.0874 \text{ m}$$

$$V_2 = h_t - V_1 = 0.17 - 0.0874 = 0.0825 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_s(d - V_1)^2 = \frac{0.65}{3}(0.0874^3 + 0.0825^3) + 15 \times 2.14 \times 10^{-4}(0.17 - 0.0874)^2 = 0.000173m^4$$

$$I_0 = 0.0001739 m^4 \quad (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)})$$

Calcul de λ_i et λ_v :

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.14}{10 \times 17} = 0.01258 \quad \text{Le rapport de l'aire de la section tendue a l'aire de la section}$$

utile de la nervure.

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

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.10}{0.65}) \times 0.01258} = 3.388 \quad \lambda_v = 0.4 \times 3.388 = 1.355$$

Contraintes

(σ_s) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = \frac{3.35 \times 10^{-3}}{2.14 \times (17 - \frac{3.63}{2}) \times 10^{-6}} = 99.161MPa$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = \frac{5 \times 10^{-3}}{2.14 \times (17 - \frac{3.63}{2}) \times 10^{-6}} = 148.044Mpa$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = \frac{10.89 \times 10^{-3}}{2.14 \times (17 - \frac{3.63}{2}) \times 10^{-6}} = 322.30Mpa$$

Calcul de μ

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{si : } \mu > 0 \quad \text{si non } \mu = 0 .$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01258 \times 99.161 + 2.1} = 0.4818 > 0 ;$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01258 \times 148.044 + 2.1} = 0.6153 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01258 \times 322.302 + 2.1} = 0.7994 > 0$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32456.596 \text{ MPa}$$

$E_i = 32456.59 \text{ MPa}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_v = 10818.865 \text{ MPa}$$

Moment d'inertie fictive (I_f)

D'une manière générale l'inertie fictive est donnée par la relation suivante :

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} : \text{le moment d'inertie fictif est calculé pour tenir compte de l'existence éventuelle des}$$

fissures dans les zones tendues.

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 0.0001739}{1 + 3.388 \times 0.4818} = 7.269 \times 10^{-5} \text{ m}^4.$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 0.0001739}{1 + 3.388 \times 0.6153} = 6.2034 \times 10^{-5} \text{ m}^4.$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 0.0001739}{1 + 3.388 \times 0.799} = 5.1599 \times 10^{-5} \text{ m}^4.$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 0.0001739}{1 + 1.35 \times 0.6153} = 0.0001043 \text{ m}^4.$$

Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = \frac{3.35 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 32456.59 \times 7.269 \times 10^{-5}} = 2.749 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = \frac{5 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 32456.59 \times 6.2034 \times 10^{-5}} = 4.809 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = \frac{10.89 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 32456.59 \times 5.159 \times 10^{-5}} = 0.01258 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = \frac{5 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 10818.865 \times 0.0001043} = 8.577 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0136 \text{ m} = 1.36 \text{ cm}$$

La flèche admissible

$$\bullet f_{adm} = \frac{l}{500} \rightarrow \text{Pour une portée } \leq 5 \text{ m.}$$

$$\bullet f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 \rightarrow \text{Pour une portée } > 5 \text{ m.}$$

Dans notre cas, la portée de la poutre est inférieure à 5 m.

$$D'où : f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 1.36 \text{ cm} > f_{adm} = 0.88 \text{ cm}$$

D'où la flèche n'est pas vérifiée on doit augmenter la section des armatures

soit : $A_s = 2HA12 + 1HA14 = 3.08 \text{ cm}^2$ (pour plancher RDC)

Revérification de la flèche

✓ Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = \frac{3.35 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 32456.59 \times 7.269 \times 10^{-5}} = 1.7614 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = \frac{5 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 32456.59 \times 6.2034 \times 10^{-5}} = 2.96 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = \frac{10.89 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 32456.59 \times 5.159 \times 10^{-5}} = 7.497 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = \frac{5 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 10818.865 \times 0.0001043} = 6 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f_i = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.87 \text{ cm}$$

La flèche admissible

- $f_{adm} = \frac{l}{500} \rightarrow$ Pour une portée ≤ 5 m.

- $f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 \rightarrow$ Pour une portée > 5 m.

Dans notre cas, la portée de la poutre est inférieure à 5 m.

$$D'où : f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.87 \leq f_{adm} = 0.88 \text{ cm}$$

D'où la flèche est vérifiée

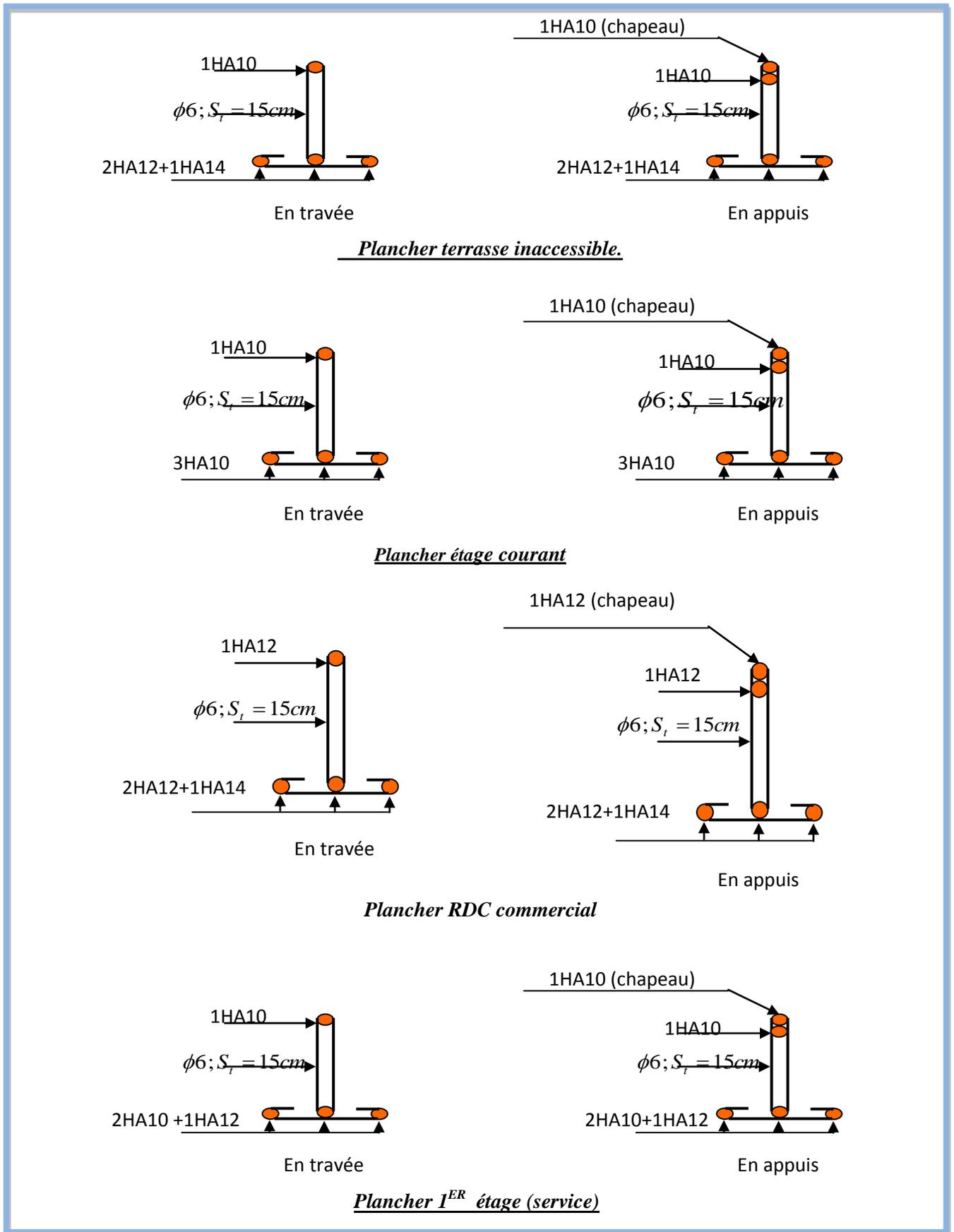


Figure III.1. Schémas de ferrailage des poutrelles des différents étages.

III.1.5. Ferrailage de la dalle de compression

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :

5 HA 6/ml = 1.41 cm²⊥ aux poutrelles ⇒ S_t = 20 cm < 33 cm vérifiée

3 HA 6/ml = 0.85 cm²// aux poutrelles ⇒ S_t = 33.33 cm < 44 cm vérifiée

Schéma de ferrailage

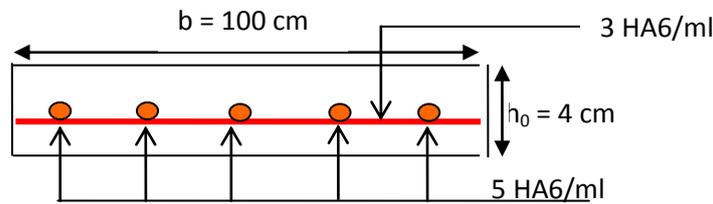


Figure III.2. Schéma du ferrailage de la dalle de compression

III.2. Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 100 cm de hauteur. C'est un système isostatique assimilé à une console, encadrée au plancher terrasse est soumise à un effort normal dû à son poids propre ; un moment à l'encastrement dû à une surcharge d'exploitation de 1 KN/ml appliquée à son extrémitésupérieure et un effort sismiqu calculé d'après l'article 6.2.3. du RPA . La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

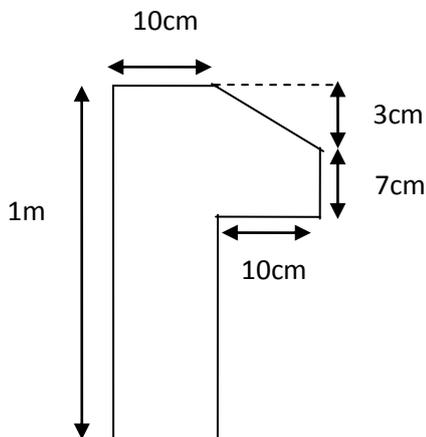


Figure III.3. Acrotère : détails

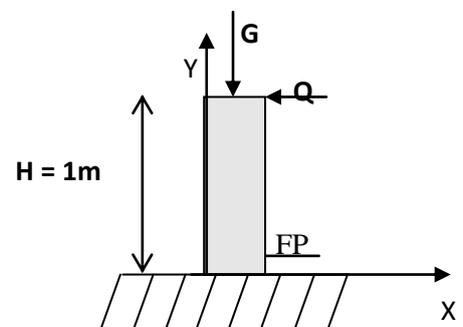


Figure III.4. Acrotère : détails et modélisation

Les dimensions de l'acrotère sont adoptées d'après les plans d'architecture comme elles sont montrées sur la figure III.3 avec :

$$S = 1 \times 0.1 + (0.1 + 0.07) \times 0.1/2 \qquad S = 0.1085 \text{ m}^2$$

III.2.1. Evaluation des charges

- Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.1085 \times 1 = 2.71 \text{ KN}$
- Poids d'enduit extérieur (ciment : e = 1.5 cm) : $G_2 = 20 \times 0.015 \times 1 = 0.30 \text{ KN}$
- Poids d'enduit intérieur (ciment : e = 2 cm) : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 1 = 0.40 \text{ KN}$

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 3.41 \text{ KN}$$

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

La force sismique :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots\dots\dots (\text{Art 6.2.3}) [5]$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, A = 0.15).

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0.8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.41 = 1.63 \text{ KN}$$

III.2.2. Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravité de la section $G(X_g ; Y_g)$:

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(100 \times 10) \times 5 + (10 \times 7) \times 15 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 13.33]}{100 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 5.76 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(100 \times 10) \times 50 + (10 \times 7) \times 93.5 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 98]}{100 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 53.47 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{aligned} N_G &= 3.41 \text{ KN} & M_G &= 0 \\ N_Q &= 0 & M_Q &= Q \times h = 1 \times 1 = 1 \text{ KN.m} \\ N_{Fp} &= 0 & M_{Fp} &= 1.63 \times Y_g = 1.63 \times 0.534 = 0.87 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

Tableau III.16. : Combinaison d'action.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	3.41	4.60	3.41
M (KN.m)	1.87	1.5	1

III.2.3. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

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

$$N_U = 4.60 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.50 \text{ KN.m}$$

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

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.5}{4.60} = 0.32 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} = 0.16 \text{ m} \end{array} \right.$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central
 donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{h}{250}) = 2 \text{ cm}.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad (\text{Art A.4.3.5})$$

Avec :

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0+1} = 0$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2h = 2 \times 1 = 2$ m

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10 cm.

Donc:

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15, \frac{20e_1}{h_0}\right) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{2}{0.1} = 20 \leq \max\left(15, \frac{20 \times 0.32}{0.1}\right) = 64$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité

$$e_2 = \frac{3 \times 2^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0) = 0.024$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.32 + 0.02 + 0.024 = 0.364m$$

III.2.4. Ferrailage de la section

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 4.60KN$$

$$M_u = N_u * e = 4.60 * 0.36 = 1.65KN.m$$

Position du centre de pression c :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{1.65}{4.60} = 0.35m$$

$$e_G = 0.35m > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05m \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur}$$

N : Effort de compression et c en dehors de la section \Rightarrow section partiellement comprimée (spc).

spc \Rightarrow Calcul par assimilation à la flexion simple

Selon le BAEL 91

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

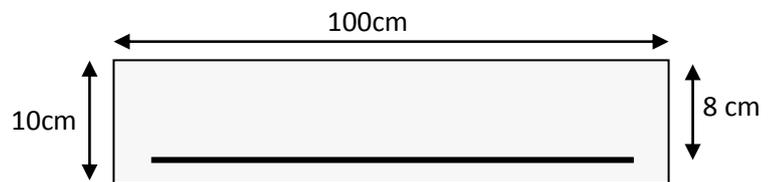


Figure III.5. Section à ferrailer.

$$M_{uA} = 1.788 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.788 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.019$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.023$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.788 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} = 0.650 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.650 - \frac{4.6 \times 10^{-3}}{348} = 0.649 \text{ cm}^2$$

III.2.5. Vérifications

III.2.5.1. Vérifications à l'ELU

a) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

On remarque que $A_s < A_{\min}$ donc on ferraille avec $A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$

Soit : $A = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

$A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$ vérifiée

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 5 \text{ HA}6 = 1.41 \text{ cm}^2$

b) Vérification au cisaillement

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.63 + 1 = 2.636 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.636 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0204 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\overline{\tau_u} < \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa.}$$

On a $\tau_u = 0,0204 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$ C'est vérifié.

III.2.5.2. Vérifications à l'ELS

a) Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.63 + 1 = 2.63 \text{ KN}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2.85 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 7.54 \times 10^{-2}} = 0.575 \text{ MPa}$$

$\Psi = 1.5$ pour acier H

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

b) Vérification de la contrainte limite du béton

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

Position de l'axe neutre

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{1}{3.41} = 0.29 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.050 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = 0.29 - 0.05 = 0.24 \text{ m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow$$

$$P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times 0.24^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.24) = -0.175 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0.24^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.24)^2 = -0.028 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.175 y_c - 0.028 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.24 \leq y_c \leq -0.14$$

La résolution par itérations donne : $y_c = -0.22 \text{ m}$

$$y = -0.22 + 0.24 = 0.02\text{m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.02^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.02) = 0.191 \times 10^{-4} \text{m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1 \times 10^{-3} \times 0.02}{0.191 \times 10^{-4}} = 1.047 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.047 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \quad \text{C'est vérifié}$$

c) Vérification de la contrainte limite de l'acier

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta) = 240 \text{MPa}$; Tel que: $\eta = 1.6$ pour les HA

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3.41 \times 10^{-3}}{0.191 \times 10^{-4}} (0.08 - 0.02) = 160.68 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

III.2.6. Espacement des armatures

a) Armatures principales

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm/ml}$$

b) Armatures de répartition

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

III.2.7. Schéma de ferrailage de l'acrotère

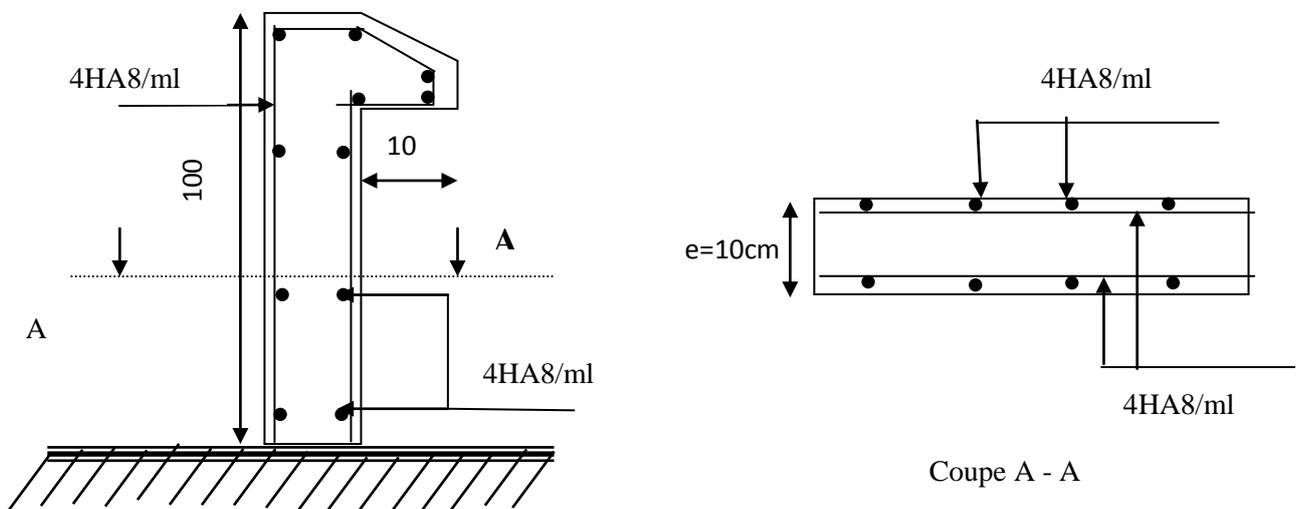


Figure III.6 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3. Calcul des poutres de chaînages

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.

III.3.1. Dimensionnement

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{\max} = 4.03m$

Selon la condition de flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 24cm \leq h \leq 36cm$$

$24cm \leq h \leq 36cm$ Selon

$$h \geq 15cm$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm \quad (\text{Art 9.3.3}).$$

(30 cm est l'épaisseur de mur)

Soit : $h = 30$ cm

$$b = 25$$
 cm

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×25).

III.3.2. Calcul des sollicitations

Poids propre : $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.25 = 1.875$ KN/m

Poids des murs : $P_m = 2.76 \times (3.06 - 0.3) = 7.61$ KN/ml

$$P_u = 1.35 \times (1.87 + 7.61) = 12.79$$
 KN/m

$$P_s = 7.61 + 1.87 = 9.48$$
 KN/m

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 20.71$$
 KN m

Calcul à l'ELU

$$M_t = 0.75M_u = 15.53$$
 KN.m

$$M_a = -0.5M_u = -10.35$$
 KN.m

III.3.3. Ferrailage

a) Calcul des armatures longitudinales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.3 = 0.27$$
 m

Tableau III.17: Armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

	$M (KN.m)$	$d_x (m)$	μ_{bu}	α	$A_s \text{ calculé} (cm^2)$	$A_s \text{ adopté} (cm^2)$
En travée	15.53	0.27	0.0751	0.0978	1.72	3HA10=2.36
En appui	10.35	0.27	0.0501	0.0642	1.131	3HA8=1.51

b) Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57mm \quad (\text{Art III.3.b}).$$

Soit un cadre $\phi 8$ plus une épingle $\phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

c) Calcul des espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 24.3 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 50.33 \text{ cm} \quad (\text{Art A.5.1.2.2}).$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le RPA99/version2003 exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm$.

On adopte $S_t = 15cm$.

III.3.4. Vérifications

1) À l'ELU

a) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.81cm^2 < A_{cal} \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

b) Effort tranchant

$$V_u = G_u \times \frac{l}{2} = 12.79 \times \frac{3.6}{2} = 23.02KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.426MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 3MPa) = \min(2.5; 3MPa) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

2) À l'ELS

a) Vérification de la contrainte dans le béton

$$M_s = 0.75 \times \frac{P_s \times l^2}{8} = 0 \Rightarrow M_s = 0.75 \times \frac{9.48 \times (3.6)^2}{8} = 11.51 \text{KN.m}$$

$$M_s = 11.51 \text{KN.m}$$

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

Calcul de y :

$$A = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow 12.5 y^2 + 35.4 y - 955.8 = 0 \Rightarrow y = 8.165 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 16187.3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.80 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

b) Vérification de la flèche (Article B.6.5.1).

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.083 \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.} \\ \frac{h}{l} = 0.083 \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} = 0.074 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.} \\ \frac{A}{b \times d} = 0.0035 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.5. Schéma de ferrailage

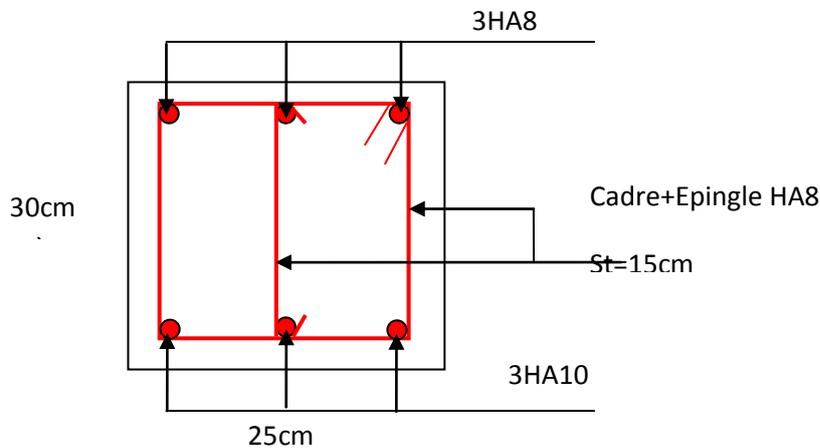


Figure III.7 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.4. Calcul des dalles pleines

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

Dans le cas de notre projet, on a trois types de dalles pleines:

- Dalle sur trois appuis ;
- Dalle sur deux appuis ;
- Dalle de type console (sur un seul appui).

$$\rho = \frac{I_x}{I_y}$$

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

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

III.4.1. Dalle sur quatre appuis

On a un seul cas de panneaux sur quatre appuis (Panneau traversé par l'ascenseur).

Evaluation des charges

$$G = 4.40KN / m^2$$

$$Q = 2.5KN / m^2$$

On aura donc :

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 9.69KN / m^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = G + Q = 6.9KN / m^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{300}{460} = 0.65 \Rightarrow \rho > 0.4$$

La dalle travaille selon les deux sens (I_x et I_y).

1) Calcul à l'ELU

$$\nu = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.65$$

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y correspondante à ($\nu = 0, \rho = 0.84$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0751 \\ \mu_y = 0.361 \end{cases}$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 0.075 \times (3)^2 \times 9.69 = 6.54KN.m \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 6.54 \times 0.361 = 2.36KN.m \end{cases}$$

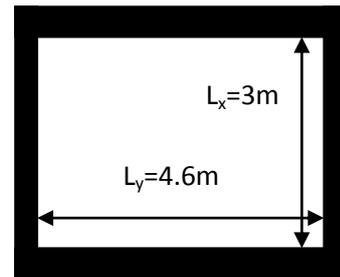


Figure III.8.Schéma d'une dalle sur quatre appuis

Panneau de rive :**En travée**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 6.54 = 5.55 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 2.36 = 2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appui

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 \times M_{ox} = -0.3 \times 6.54 = -1.96 \text{ KN.m}$$

Ferraillage

Le diamètre des barres utilisées doit être

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{120}{10} = 12 \text{ mm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + c \right) \Rightarrow d_x = 12 - \left(\frac{1.2}{2} + 3 \right) = 8.40 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c \right) \Rightarrow d_y = 12 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 3 \right) = 7.2 \text{ cm}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times e) \text{ m}^2$.

➤ **Selon L_x**

En travée

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{5.55 \times 10^{-3}}{1 \times (0.084)^2 \times 14.2} = 0.0484 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0484}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0621 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{5.55 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.0621) \times 0.084} = 1.82 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } A_x^t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

En appui

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{1.96 \times 10^{-3}}{1 \times (0.084)^2 \times 14.2} = 0.0171 \\ \alpha = 0.0215 \\ \Rightarrow A_x^a = 0.6322 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } A_x^a = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité).**

$$e = 12\text{cm}$$

$$A_x \geq \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times e}{2}$$

$$\text{avec: } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x \geq \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0.84) \times 1 \times 0.12}{2} = 1.03\text{cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A^t \geq A_{\min} \\ A^a \geq A_{\min} \end{cases}$$

➤ **Selon L_y**

En travée

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.174 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.022 \\ \Rightarrow A_y^t = 0.64\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } A_y^t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$$

En appuis

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.0061 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.0077 \\ \Rightarrow A_y^a = 0.226\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } A_y^a = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$$

Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité)

$$e = 12\text{cm}$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

$$\text{avec: } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96\text{cm}^2$$

$$\begin{cases} A_y^t = 2.01\text{cm}^2 > 0.96\text{cm}^2 \\ A_y^a = 2.01\text{cm}^2 > 0.96\text{cm}^2 \end{cases}$$

- **Espacement des armatures**

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $St_y = 20\text{cm}$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $St_x = 25\text{cm}$

• Vérification au cisaillement

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{9.69 \times 3}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.84}{2}} = 10.23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{10.23 \times 10^{-3}}{1 \times 0.082} = 0.124 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.124 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pas de risque de cisaillement}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.18 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)/ml	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	5.55	1.82	4HA8=2.01 cm ²
	En appuis	-1.96	0.632	4HA8=2.01 cm ²
Sens y-y	En travée	2	0.646	4HA8=2.01 cm ²
	En appuis	-0.708	0.226	4HA8=2.01 cm ²

2) Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$ $\rho = 0.84$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0805 \\ \mu_y = 0.523 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x q_s L_x^2 = 0.0805 \times 6.9 \times 3^2 = 4.99 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0.523 \times 4.99 = 2.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travées

$$\begin{cases} M_{x \text{ ser}}^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 4.99 = 4.24 \text{ KN.m} \\ M_{y \text{ ser}}^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 2.61 = 2.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis

$$M_{a \text{ ser}}^x = -0.3 M_x = -0.3 \times 4.24 = -1.27 \text{ KN.m}$$

a) Etat limite de compression du béton

Vérification des contraintes

La dalle se situe à l'abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable. On vérifie donc uniquement les contraintes dans le béton.

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

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

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.19: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis

Localisation	Sens	M (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (M Pa)	σ _{adm} (M Pa)	Remarque
En travée	x-x	4.24	2.01	2.72	2995.7	3.85	15	Vérifiée
	y-y	2.22	2.01	2.72	2995.7	2.01	15	Vérifiée
En appui	-	1.27	2.01	2.72	2995.7	1.36	15	Vérifiée

b) Etat limite de déformation

Vérification de la flèche

✓ Sens xx

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

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

$$\frac{h}{L_x} = \frac{12}{300} = 0.04 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Ce n'est pas vérifié.}$$

$$\frac{h}{L_x} = \frac{12}{300} = 0.04 \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{4.24}{10 \times 4.99} = 0.085 \dots\dots \text{Ce n'est pas vérifié.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d_x} = \frac{2.01}{100 \times 8.4} = 0.00213 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

Les 2 premières conditions ne sont pas vérifiées, alors il faut vérifier la flèche.

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

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

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{300}{500} = 6 \text{ mm}$

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = 1.396 \text{ mm} \\ f_{ji} = 0.317 \text{ mm} \\ f_{pi} = 2.179 \text{ mm} \\ f_{gi} = 0.465 \text{ mm} \end{array} \right.$$

La flèche totale $\Delta f_t = 2.793 \text{ mm} < f_{adm} = 6 \text{ mm}$ C'est vérifiée

✓ Sens yy :

$$\frac{h}{L_y} = \frac{12}{460} = 0.026 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{..... Ce n'est pas vérifié.}$$

$$\frac{h}{L_y} = \frac{12}{408} = 0.029 \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{2.22}{10 \times 2.61} = 0.085 \quad \text{..... Ce n'est pas vérifié.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d_y} = \frac{2.01}{100 \times 7.2} = 0.00279 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{..... C'est vérifié.}$$

La première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées, alors il faut vérifier la flèche.

la flèche admissible est : $f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = 9.2 \text{ mm}$

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = 1.717 \text{ mm} \\ f_{ji} = 0.39 \text{ mm} \\ f_{pi} = 0.962 \text{ mm} \\ f_{gi} = 0.572 \text{ mm} \end{array} \right.$$

La flèche totale $\Delta f_t = 1.71 \text{ mm} < f_{adm} = 9.2 \text{ mm}$ C'est vérifiée

Schémas de ferrailage

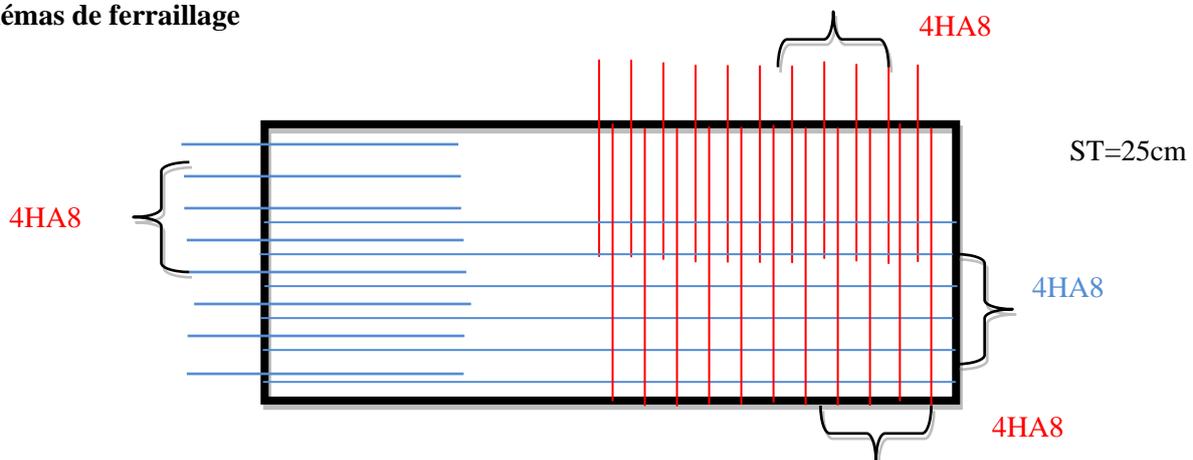


Figure III.9: Schéma de ferrailage d'une dalle sur quatre appuis

III.3.2. Dalle sur trois appuis

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{80}{460} = 0.17 \Rightarrow \rho < 0.4$$

La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

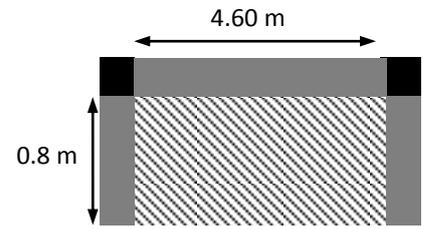


Figure II.10 :Dalle sur 3 appuis

Méthode de calcul

on utilise la théorie des lignes de rupture (BAEL 91), et on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :

On a $\frac{L_y}{2} = 2.3m > L_x = 0.8m$ alors

$$\begin{cases} M_{ox} = \frac{P \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times P \times L_x^3}{3} \\ M_{oy} = \frac{P \times L_x^3}{6} \end{cases}$$

a) Calcul des sollicitations

✓ Evaluation des charges et surcharge

$G = 4.4KN/m^2$

$Q = 3.5KN/m^2$

On aura donc

A l'ELU : $P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.19KN/m^2$

A l'ELS : $P_S = G + Q = 7.90KN/m^2$

✓ Calcul à l'ELU

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\begin{cases} M_{ox} = 12.65KN.m \\ M_{oy} = 0.954KN.m \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 12.65 = 10.75KN.m \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 0.954 = 0.811KN.m \end{cases}$$

$M_x^a = M_y^a = -0.3 \times M_{0x} = -3.79KN.m$ (appuis derive)

Effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} = \frac{11.19 \times 0.8}{2} = 4.47 \text{ KN}$$

✓ **Ferraillage**

Le diamètre des barres utilisées doit être

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{120}{10} = 12 \text{ mm} \quad \text{soit : } \phi = 12 \text{ mm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + c\right) \Rightarrow d_x = 12 - \left(\frac{1.2}{2} + 3\right) = 8.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c\right) \Rightarrow d_y = 12 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 3\right) = 7.2 \text{ cm}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \cdot e) \text{ m}^2$

b) Selon L_x

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{10.75 \times 10^{-3}}{1 \times (0.084)^2 \times 14.2} = 0.0937 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.123 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{10.75 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.123) \times 0.084} = 3.613 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Soit $A_x^t = 4 \text{ HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

En appuis

$M_x^a = -3.79 \text{ KN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{3.79 \times 10^{-3}}{1 \times (0.084)^2 \times 14.2} = 0.0378 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0482 \\ A_x^a = \frac{M_u^a}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{3.79 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.0482) \times 0.084} = 1.23 \text{ cm}^2 \\ \Rightarrow A_x^a = 1.23 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Soit $A_x^a = 4HA8 = 2.01cm^2$

✓ Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité)

$e = 12cm$

$$A_x \geq \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times e}{2}$$

avec : $\rho_0 = 8 \times 10^{-4}$ pour $f_e E400$

$$A_x \geq \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0.196) \times 1 \times 0.12}{2}$$

$A_x \geq 0.96cm^2$

On a : $\begin{cases} A^t \geq A_{min} \\ A^a \geq A_{min} \end{cases}$

c) Selon L_y

En travée

$M_y^t = 0.811KN.m$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_y^t}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = \frac{0.811 \times 10^{-3}}{1 \times (0.072)^2 \times 14.2} = 0.011 \\ 0 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A^t = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0138 \\ A_y^t = \frac{M_y^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_y} = \frac{0.811 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.0138) \times 0.072} = 0.325cm^2 \end{array} \right.$$

$A_y^t < A_{min}$ donc en ferraille avec A_{min}

Soit $A_s = 4HA8 = 2.01cm^2$

En appuis

$M_y^a = -3.79KN.m$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_y^a}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = \frac{3.79 \times 10^{-3}}{1 \times (0.072)^2 \times 14.2} = 0.051 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0661 \\ A_y^a = \frac{M_u^a}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_y} = \frac{3.79 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.0661) \times 0.072} = 1.23 \text{cm}^2 \\ \Rightarrow A_Y^a = 1.23 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Soit $A_Y^a = 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2$

✓ Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité)

$e = 12 \text{cm}$

$$A_x \geq \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times e}{2}$$

avec : $\rho_0 = 8 \times 10^{-4}$ pour $f_e E400$

$$A_x \geq \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0.196) \times 1 \times 0.12}{2}$$

$$A_x \geq 0.96 \text{cm}^2$$

On a : $\begin{cases} A^t < A_{\min} \\ A^a \geq A_{\min} \end{cases}$

Espacement des armatures

Sens x-x : $St^x \leq \min(3h, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$; on adopte $St^x = 25 \text{cm}$.

Sens y-y : $St^y \leq \min(4h, 45 \text{cm}) = 45 \text{cm}$; on adopte $St^y = 30 \text{cm}$.

✓ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.084} = 0.049 \text{MPa} \quad (\text{pas de risque de cisaillement})$$

$$\tau_u = 0.049 \text{MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.20 : Ferrailage du balcon sur trois appuis

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)/ml	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	10.75	3.61	4HA12=4.52 cm ²
	En appuis	-3.79	1.23	4HA8=2.01 cm ²
Sens y-y	En travée	0.811	0.325	4HA8=2.01 cm ²
	En appuis	-3.79	1.23	4HA8=2.01 cm ²

✓ Vérification à l'ELS

$P_s = G + Q = 7.9 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_{ox} = 8.932 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 0.674 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x\text{ ser}}^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 8.932 = 7.592 \text{ KN.m} \\ M_{y\text{ ser}}^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 0.674 = 0.573 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_{x\text{ ser}}^a = M_{y\text{ ser}}^a = -0.3 \times M_{0x} = -2.679 \text{ KN.m (appuis derive)}$

✓ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MP}$$

Avec :

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

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.21: Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MP a)	σ_{adm} (MPa)	remarque
Selon x-x	7.59	3.22	4119.62	5.94	15	Vérifiée
Selon y-y	0.573	4.95	14436.8	0.196	15	Vérifiée
appui	2.67	2.43	2420	2.69	15	Vérifiée

✓ Vérification de la flèche

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

Sens x-x

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

$$\frac{h}{L} = \frac{12}{80} = 0.15$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625 < \frac{h}{L} = 0.12 \dots\dots\dots c'est vérifié$$

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_0} = \frac{7.59}{10 \times 8.93} = 0.0849$$

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_0} = 0.0849 < \frac{h}{L} = 0.12 \dots\dots\dots c'est vérifié$$

$$\frac{A_x^t}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 8.4} = 0.0053$$

$$\frac{A_x^t}{b \times d} = 0.0053 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots c'est vérifié$$

Toutes les conditions de BAEL91 sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens y-y

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

$$\frac{h}{L} = \frac{12}{460} = 0.026$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.026$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

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

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

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

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

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

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5cm$

$$l > 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 = \frac{460}{1000} + 0.5 = 0.96cm .$$

$$\Rightarrow f_{adm} = 0.96cm$$

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = 0.02062cm \\ f_{ji} = 0.00342cm \\ f_{pi} = 0.0247cm \\ f_{gi} = 0.00955cm \end{array} \right.$$

La flèche totale $\Delta f_i = 0.0323cm < f_{adm} = 0.96cm$ C'est vérifiée

Schémas de ferrailage :

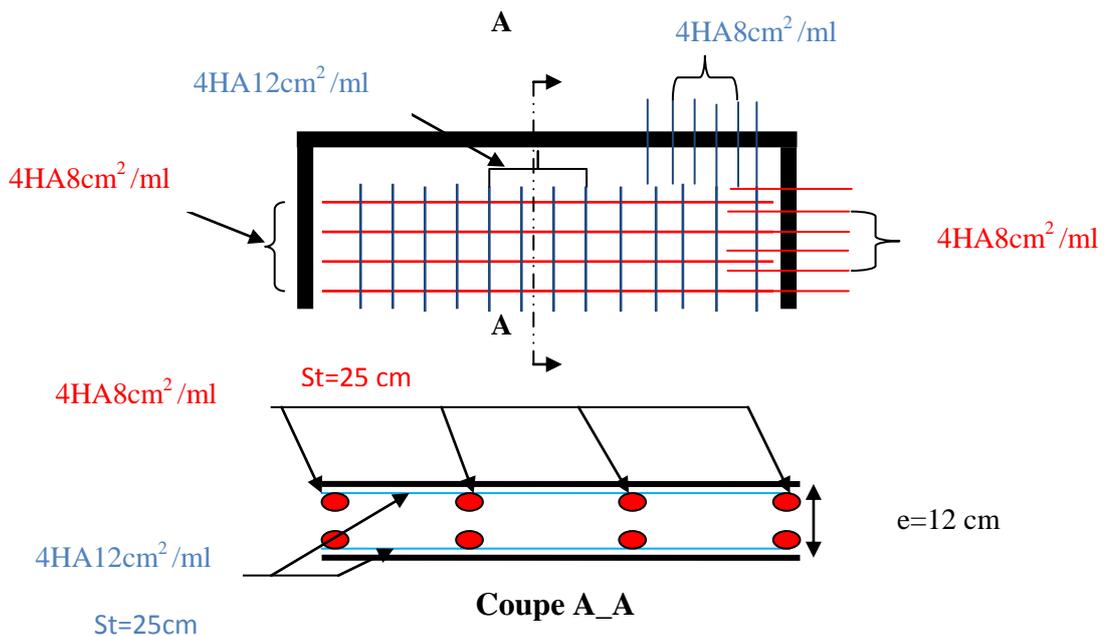


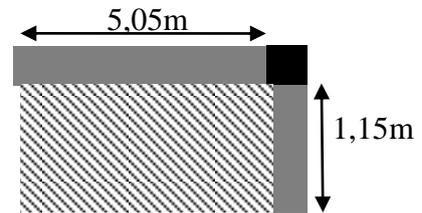
Figure III.11:Schéma de ferrailage du balcon sur trois appuis.

III.4.3. Dalle sur deux appuis

Dans les étages courants on a des portes à faux sur deux appuis, de dimensions $L_x \times L_y = (1.15 \times 5.05)m^2$.

$$G = 4.4 \text{ KN} / m^2$$

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



a) Calcul des sollicitations

A l'ELU : **Figure II.12 : Dalle sur 2 appuis**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.19 \text{ KN} / m^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.22 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l_x^2}{8} = 1.85 \text{ KNm}$$

✓ Calcul des moments réels

➤ En travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 1.57 \text{ KNm}$$

➤ En appui :

$$M_a = 0.5 \times M_0 = 0.92 \text{ KNm}$$

✓ Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 12cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 9\text{cm}$.

➤ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.00537$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0067$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.089m.$$

$$A_t = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 0.19cm^2 / ml.$$

➤ En appui :

$$\mu_{bu} = 0.0107$$

$$\alpha = 0.0135$$

$$z = 0.089m$$

$$A_a = 0.39cm^2 / ml$$

✓ Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité

On calcule A_{\min}^x :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12cm \\ \rho < 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{\min}^x = \rho_0 \times b \times h_0 = 0.96cm^2 / ml$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 12cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.22$$

$$A_{\min}^x = 0.96cm^2 / ml$$

On choisit :

$$\text{en travée : } A_t^x = 4T8 = 2.01cm^2 / ml$$

$$\text{en appui : } A_a = 4T8 = 2.01cm^2 / ml$$

$$A_t^y = 3T8 = 1.51cm^2 / ml$$

b) Calcul des espacements

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

on adopte $S_t = 25cm$

c) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} = 6.43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{6.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.071 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$$

C'est vérifiée.

✓ **Vérification à l'ELS**

$$q_{ser} = G + Q = 4.40 + 3.5 = 7.90 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M^0 = 1.30 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0.43 \text{ KN.m}$$

$$M^a = 0.87 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 4.54 \text{ KN}$$

a) Vérification des contraintes

$$A = 2.01 \text{ cm}^2, Y = 2.7 \text{ cm}, I = 29957 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{1.3 \times 10^{-3}}{29957} \times 0.025 = 0.79 < 15 \text{ MPa}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

b) Vérification de la flèche

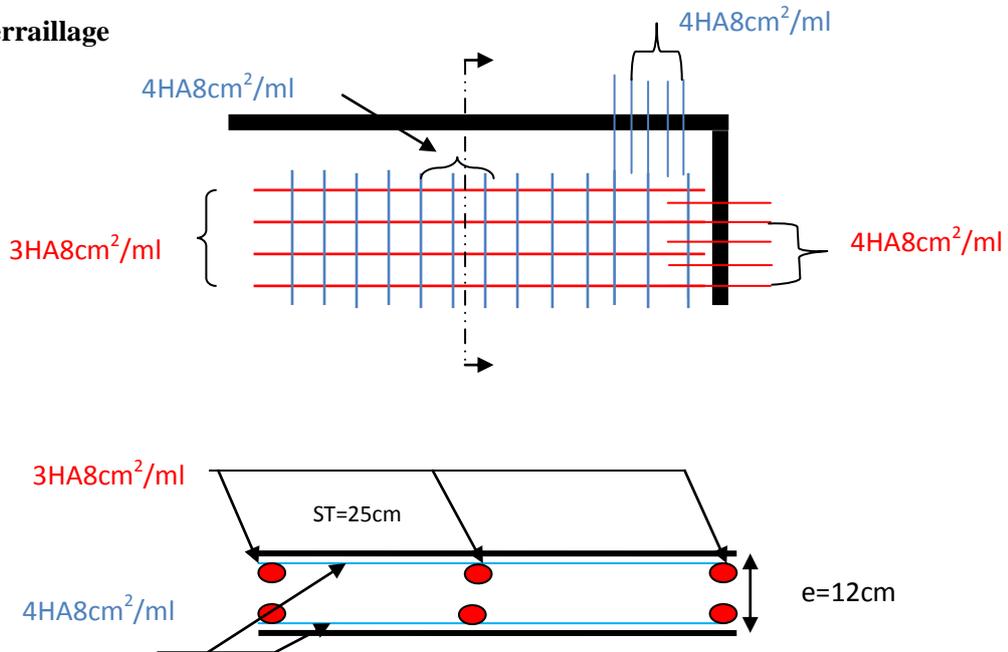
$$\left\{ \begin{array}{ll} \frac{h}{l} = 0.10 \geq \frac{1}{16} & \text{vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.033 & \text{vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 \times d} = 0.0022 \leq \frac{4.2}{f_e} & \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites donc on n'a pas à vérifier la flèche.

c) Les armatures transversales

$$A_t = \frac{A_l}{4} = 0.502\text{cm}^2 \text{ On choisit des 4T6} = 1.13\text{cm}^2$$

Schéma de ferrailage



Coupe A_A

Figure III.13.Schéma ferrailage balcon sur deux appuis

III.5. Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux ou forfaitaire en prenant en considération le nombre de points d'appuis.

III.5.1.Escalier à deux volées

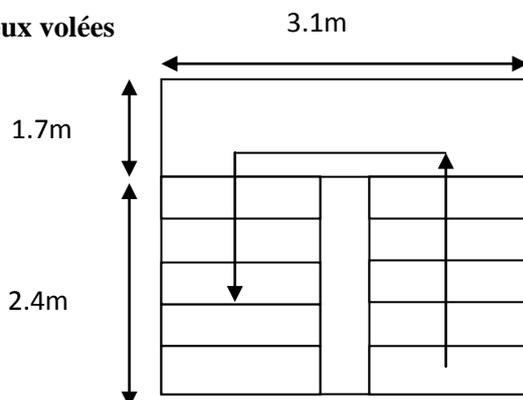


Figure II.14 .Vue en plan de l'escalier à 2 volées

1) Etude de la volée

La volée $\begin{cases} G_v = 7.558KN / m^2 \\ Q_v = 2.5KN / m^2 \end{cases}$

2) Etude du palier de repos

Le palier $\begin{cases} G_p = 5KN / m^2 \\ Q_p = 2.50KN / m^2 \end{cases}$

III.5.1.1.Calcul du chargement

À l'ELU : $q = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$

À l'ELS : $q = G + Q$

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la de la résistance des matériaux.

$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 13.95 \times 2.4 + 10.5 \times 1.7$

$\sum M / A = 0 \Rightarrow (13.95 \times \frac{2.4^2}{2}) + (10.5 \times 1.7 \times 3.25) - (R_B \times 4.1) = 0$
 $\Rightarrow R_A + R_B = 51.33.KN$

$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 23.94KN \\ R_A = 27.38KN \end{cases}$

Tableau III.22: Evaluation des charges sur l'escaliers

	$q_{volée}(KN/m)$	$q_{palier}(KN/m)$
l'ELU	13.95	10.5
l'ELS	10.05	7.5

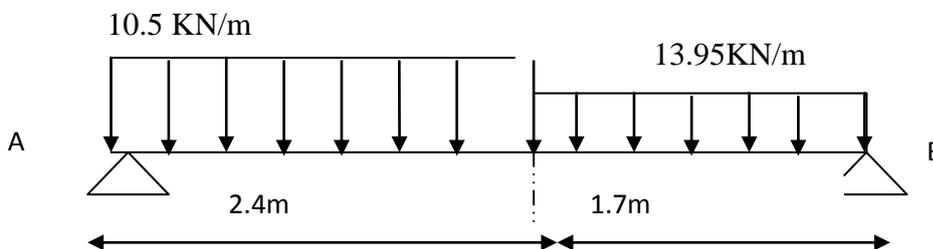


Figure II.15 : Surchages sur l'escalier

III.5.1.2. Calcul des sollicitations

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents

- $0 \leq x \leq 2.4m$

$$M(x) + \frac{13.95}{2} x^2 - 27.38x = 0 \Rightarrow M(x) = -6.97x^2 + 27.38x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.4) = 25.53KN.m \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -13.95x + 27.38$$

$$\begin{cases} T(0) = 27.38KN \\ T(2.4) = -7.49KN \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow 13.95x - 27.38 = 0$$

$$x = 1.96m$$

$$M^{\max} = M(x = 1.93) = 25.99m$$

- $0 \leq x \leq 1.93m$

$$M(x) + \frac{10.5}{2} x^2 - 23.94x = 0 \Rightarrow M(x) = -5.25x^2 + 23.94x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.93) = 26.64KN.m \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -10.5x + 23.94$$

$$\begin{cases} T(0) = 22.16KN \\ T(1.93) = 3.67N \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_B = 23.94KN \\ R_A = 27.38N \end{cases}$$

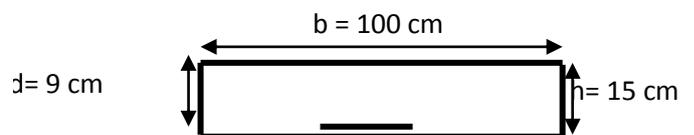
$$M^{\max}(x = 1.93) = 26.64KN.m$$

$$V^{\max} = 27.38KN$$

III.5.1.3. Calcul du Ferrailage à l'ELU

$$M_0 = M_{\max} = 26.64KN.m$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 26.64 = 19.98KN.m$$



$$M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 26.64 = 13.32 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.23 : Résultat de ferrailage de l'escalier

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée(cm ²)	A adoptée(cm ²)
En travée	19.98	0.1741	0.2408	0.0813	7.06	5HA14=7.7
En appui	13.32	0.116	0.1546	0.0844	4.53	5HA12=5.65

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

En appuis : $A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$

En travée : $A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$

Soit $A_r^a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$

$A_r^t = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$

III.5.1.3.1. Vérifications

➤ **Vérification à l'ELU**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.09 \times \frac{2.1}{400} = 1.08 \text{ cm}^2$$

-En travée : $A^t = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.08 \text{ cm}^2$ c'est vérifiée

-En appuis : $A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.08 \text{ cm}^2$ c'est vérifiée

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{27.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.304 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

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

$$\tau_{bu} = 0.304 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

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

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\delta_s}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 5.65 + 7.7 = 13.35 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 13.35 \text{ cm}^2 \geq (27.38 - \frac{13.32 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.09}) \times \frac{1.15}{400} = 0.078 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

• **Espacement des armatures**

Les règles d'espacement des barres données aux BAEL91 donnent :

• **Armatures longitudinales**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

➤ Armatures transversales

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

• **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

$$R_A = 8.08 \text{ KN}$$

$$R_B = 9.15 \text{ KN}$$

$$M^{\max} = 3.24 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 3.24 = 2.43 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times 3.24 = 1.62 \text{ KN.m}$$

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.24 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Mser(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	13.77	2.04	17435	2.85	15
Appuis	9.18	2.04	1743	1.90	15

✓ **État limite de déformation**

➤ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

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

$$\frac{h}{L} = \frac{12}{410} = 0.0292 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{condition non vérifié}$$

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

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ ce qui donne pour notre cas : } f_{adm} = 0.82cm$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

q_{jser}	q_{gser}	q_{pser}	M_{jser}	M_{gser}	M_{pser}
(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m)	(KN/m)	(KN/m)
3.75	7.558	11.308	2.025	3.91	5.94

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel socotec :

La flèche due aux charges permanentes $f_{gv} = 0.6mm$

La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 0.7mm$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.66mm < f_{adm} = 7.5mm \dots\dots\dots$ c'est vérifiée

III.5.1.3.2. Schéma de ferrailage de l'escalier

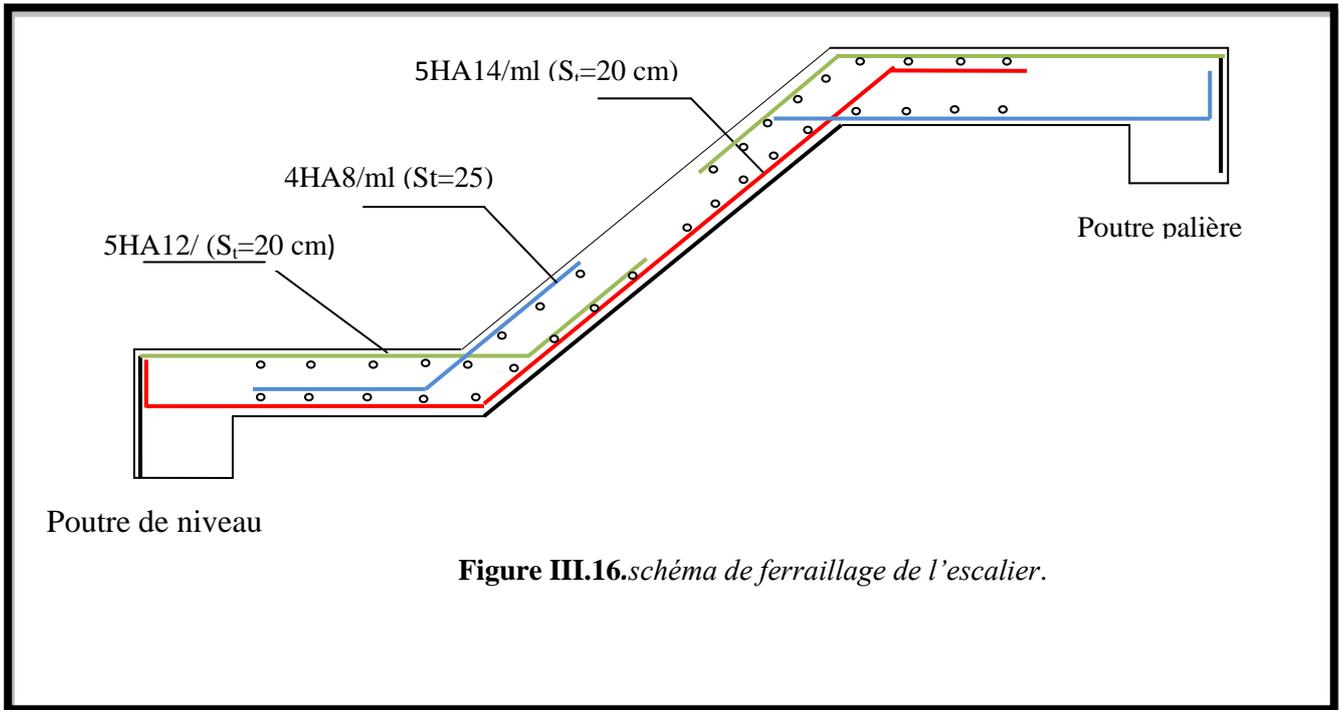


Figure III.16. schéma de ferrailage de l'escalier.

III.6. Etude de la poutre palière

III.6.1. Dimensionnement

Condition de RPA :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

$$25\text{cm} < h < 37\text{cm}$$

Avec : $L = 4.60\text{m}$

$$\frac{460}{16} \leq h \leq \frac{460}{10}$$

$$28.75 \leq h \leq 46$$

On prend $\left\{ \begin{array}{l} h=40\text{m} \\ b=35\text{m} \end{array} \right.$

P_u

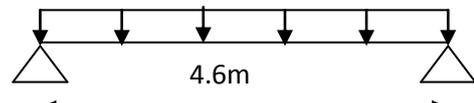


Figure III.17 :Schéma statique de la poutre palière

III.6.2. Les charges sur la poutre

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$$

g_m : Poids du mur extérieur sur la poutre

$$g_m = 1.38 \times 1.53 = 2.11 \text{ KN/ml}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B (Figure III-15)

$$\text{ELU : } R_B = 23.94 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_B = 9.15 \text{ KN}$$

Les sollicitations

$$P_u = 1.35(g_0 + g_m) + R_B$$

$$P_u = 15.542 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 41.10 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M^t = 0.85M_0 = 32.88 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M^a = -0.4M_0 = -16.44 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 95.53 \text{ N}$$

a) Calcul d'armature à la flexion simple

Tableau III.25: Calcul d'armature d'escalier

	$M \text{ (KN}\cdot\text{m)}$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$
En travée	32,88	0.113	0.1512	0.309	4.88
En appuis	16,44	0.0535	0.0688	0.320	2.22

Exigence du RPA

$$A_{min} = 0.5\% b \times h = 7 \text{ cm}^2$$

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

Donc on prend $A^a = 7 \text{ cm}^2$

b) Calcul d'armature à la torsion

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée, estimé par le logiciel socotec est moment d'appui.

$$M^{torsion} = M_b^a = -37.8 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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 (**Art A.5.4.2.2.**)

U : périmètre de la section

Ω : air du contour tracé à hauteur

e : épaisseur de la paroi

A_1 : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = b / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.075 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1.1 \text{ m}$$

$$A_1 = -6.90 \text{ cm}^2$$

c) Choix des armatures

• En travée

$$A^t = 2.54 \text{ cm}^2$$

• En appui

$$A^a = 0.54 \text{ cm}^2$$

Exigence du RPA

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 7 \text{ cm}^2$$

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

$$A^a < A_{\min} \text{ Soit : } A^a = 2\text{HA}20 + 1\text{HA}14 = 7.82 \text{ cm}^2$$

$$A^t < A_{\min} \text{ Soit : } A^t = 2\text{HA}20 + 1\text{HA}14 = 7.82 \text{ cm}^2$$

d) Vérification de la contrainte de cisaillement

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

On a $V_u = 68.91 \text{ kN}$

$$\tau_v = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{68.91 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.27} = 0.72 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{-37.81 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = -3.25 \text{ Mpa}$$

D'où $\tau_u = -3.25 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \min(0.3 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3.28 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

III.6.2.1. Ferrailage

- **Calcul des armatures transversales**

Soit $S_t=15\text{cm}$

- Flexion simple :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45\text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.72 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.126\text{cm}^2$$

- Torsion :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{-37.81 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 400} = 1.19\text{cm}^2$$

Soit $A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$

- **Vérification de l'état limite de compression de béton**

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma_{bc}}$

$$0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0$$

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

- En travée ($M_t=12.28\text{KN.m}$) ; $y = 0.094\text{m}$; $I = 38949 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 12.82 \times 10^{-3} \times \frac{18.72 \times 10^{-2}}{117654.3 \times 10^{-8}} = 2.03\text{Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 2.03 < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$ Condition vérifié

En travée ($M_t=8.19\text{KN.m}$)

$$\sigma_{bc} = 8.19 \times 10^{-3} \times \frac{18.72 \times 10^{-2}}{117654.3 \times 10^{-8}} = 1.30\text{Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 1.3 < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$ Condition vérifié

- ✓ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

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

Toutes les conditions sont vérifiées ; donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.2.2.Schéma de ferrailage

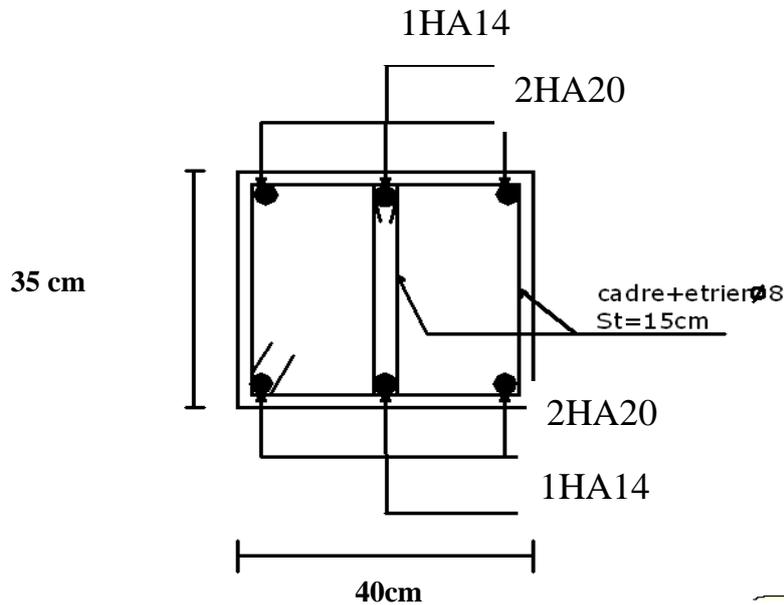


Figure III.18 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.7. Etude de l'ascenseur

- L : Longueur de l'ascenseur.
- l : Largeur de l'ascenseur.
- H : Hauteur de l'ascenseur.
- W : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW.
- 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 630 kg.
- La vitesse $V = 1.6m/s$.

Annexe II

Donc $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3KN$

III.7.1. Etude de la dalle de l'ascenseur

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes.

On a $l_x = 1.53m$ et $l_y = 1.78m$ donc une surface $S = 1.53 \times 1.78 = 2.72m^2$.

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{1.87}{20} = 0.089m \text{ soit } e = 20cm.$$

III.7.2. Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.26: Evaluation des charges du plancher de la salle de machine

Désignation	ρ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Dalle en béton armé	25	0.2	5.00
Mortier de pose	20	0.03	0.6
Isolation phonique	–	–	0.1
Forme de pente	22	0.06	1.2
Revêtement dallage colle	22	0.02	0.44
			G₁ = 6.8

III.7.3. Cas d'une charge répartie

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{1.55 \times 2.3} = 40.673KN / m^2. \text{ Poids de la machine.}$$

$$G_{totale} = G_1 + G_2 = 47.01KN / m^2.$$

$$Q = 1KN / m^2.$$

III.7.3.1. Calcul des sollicitations

A PELU

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 64.96KN / m^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1.55 / 2.3 = 0.67 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.67 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0723 \\ \mu_y = 0.3895 \end{cases} \quad \text{Annexe I}$$

$$\nu = 0$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 11.28 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 4.39 \text{KNm}$$

III.7.3.2. Calcul des moments réels

➤ En travée :

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 9.59 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 3.73 \text{KNm}$$

➤ En appui :

$$M_a^x = M_a^y$$

$$M_a^{\text{inte}} = 0.5 \times M_0^x = 3.38 \text{KNm}$$

$$M_a^{\text{rive}} = 0.3 \times M_0^x = 1.31 \text{KNm}$$

On vérifie que :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 \times M_0 \Rightarrow 11.97 = 11.97$$

CBA 93 (Article E.2)

$$M_g = 0.3 \times M_0$$

$$M_d = 0.5 \times M_0$$

$$M_t = 0.85 \times M_0$$

La condition est vérifiée.

III.7.3.3. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple

avec $d_x = 8 \text{cm}$ et $d_y = 16.5 \text{cm}$

1. En travée

// à l_x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 2.34 \times 10^{-2}$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0296$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 16.7 \text{ cm.}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.64 \text{ cm}^2 / \text{ml. on optepour: 5HA8} = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$// \text{ à } l_y : \mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 9.12 \times 10^{-2}$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0114$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 16.92 \text{ cm.}$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = 0.63 \text{ cm}^2 / \text{ml. On adopte: 5HA8} = 2.51 \text{ cm}^2$$

2. En appui

- Appui intermédiaire :

$$\mu_{bu} = 3.22 \times 10^{-2}$$

$$\alpha = 0.00403$$

$$z = 16.97 \text{ cm}$$

$$A_a^{\text{int}e} = 0.22 \text{ cm}^2 / \text{ml on optepour: 5HA8} = 2.51 \text{ cm}^2$$

- Appui de rive:

$$\mu_{bu} = 8.26 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 0.0103$$

$$z = 16.92 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{rive}} = 0.57 \text{ cm}^2 / \text{ml on optepour: 5HA8} = 2,51 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELU**

a) Condition de non fragilité

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases} \quad \text{BAEL91 (Art B.7.4)}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 20cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.67$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.86cm^2 / ml \\ A_{\min}^y = 1.60cm^2 / ml \end{cases}$$

On vérifie que $A_x^t = 2.51cm^2 > 1.86cm^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée.

$A_y^t = 2.51cm^2 > 1.60cm^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée.

b) Calcul des espacements

$$\left. \begin{array}{l} S_y^t \leq \min (3h; 33cm) = 33 \text{ cm} \\ S_x^t \leq \min (2h; 25cm) = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{(Art A. 8. 2, 42)}$$

Soit : $S_x^t = 30 \text{ cm}$ et $S_y^t = 30 \text{ cm}$

- Le diamètre des barres

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20mm$$

$\phi_{\max} = 10mm < 20mm \dots\dots\dots$ Vérifiée.

c) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$\rho = 0.67 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens:

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 33.56 \text{KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 37.71 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{44.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.22 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa}$$

c'est vérifié

➤ **Vérification à l'ELS**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 47.01 + 1 = 48.01 \text{KN/m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.99 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 4.90 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.64 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.16 \text{KN.m}$$

• **Vérification des contraintes**

$$\rho = \frac{A \cdot 100}{bh} ; A=2.51 \text{ cm}^2 ; b=100 \text{ cm} ; d=17 \text{ cm} ; \rho=0.139$$

Du tableau annexe on tire $K=0.015$; $\beta=0.940$

✓ Sens x-x :

$$\sigma_s = \frac{M_t^x}{\beta \times A \times d} = \frac{7.64 \cdot 10^{-3}}{0.940 \cdot 0.17 \cdot 2.51 \cdot 10^{-4}} = 141.74 \text{Mpa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s \cdot K = 0,015 \cdot 141.74 = 2.12 \text{ Mpa} \leq \sigma_{adm} = 15 \text{ Mpa}$$

✓ Sens y-y :

$$\sigma_s = \frac{M^y_t}{\beta \times A \times d} = \frac{4.25 \times 10^{-3}}{0.940 \times 0.18 \times 2.51 \times 10^{-4}} = 100.07 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s \times K = 0,015 \times 100.07 = 1.5 \text{ Mpa} \leq \sigma_{adm} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Les résultats obtenus sont resumés dans le tableau suivant :

Tableau III.27: Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charge repartie.

		$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	z	$A_{calculée}(\text{cm}^2)$	$A_{adoptée}(\text{cm}^2)$
Sens xx	Travée	9.59	0.0234	0.0296	0.167	1.64	5HA8=2.51
	appuis	3.38	0.00826	0.00103	0.169	0.57	5HA8=2.51
Sens yy	Travée	3.73	0.00912	0.0114	0.169	0.63	5HA8=2.51
	appuis	1.32	0.00322	0.00403	0.170	0.22	5HA8=2.51

III.7.4. Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impacte.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

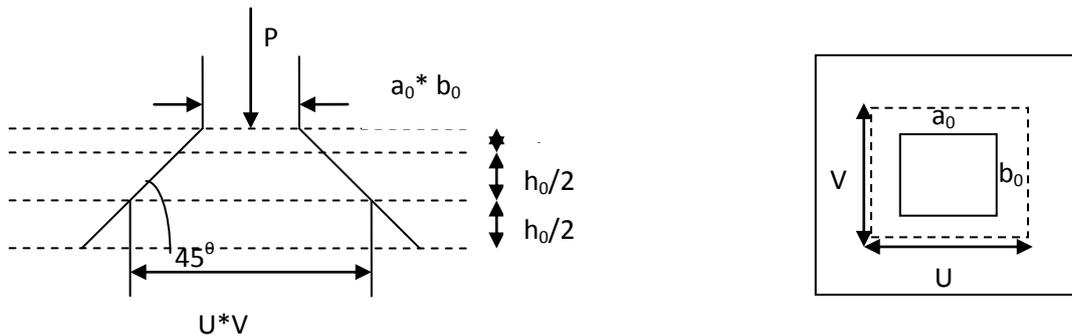


Figure III.19 : dalle sous charge concentrée

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

ξ : Coefficient dépend du revêtement.

$\xi = 1$ (Revêtement en béton).

$$V = 1.6 \text{ m/s} \Rightarrow a = b \geq 76 \text{ cm. CBA 39}$$

Soit: $a = b = 80 \text{ cm}$.

$h_0 = 20 \text{ cm}$.

$h_1 = 8 \text{ cm}$.

$\xi = 1$ (béton armé).

$$\text{D'où : } \begin{cases} u = 116 \text{ cm.} \\ v = 116 \text{ cm.} \end{cases}$$

III.7.4.1. Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson} \quad \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \frac{u}{l_x} = 0.75 \quad \text{et } \rho = 0.67$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.5 \quad \text{et } \rho = 0.67$$

En se référant à l'annexe n° 3 on trouve $M_1 = 0.089$ et $M_2 = 0.028$

➤ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3$$

$$P_u = 97.60 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 8.68 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 2.73 \text{ KNm} \end{cases}$$

– Moments dues aux poids propres de la dalle :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0723 \\ \mu_y = 0.3895 \end{cases} \text{ (Annexe II)}$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times (51 + 15) + 1.5 \times 1 = 90.60 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0723 \times 90.6 \times 1.55^2 = 15.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.3895 \times 15.73 = 6.13 \text{ KN.m}$$

– Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.68 + 15.73 = 24.41 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2.73 + 6.13 = 8.86 \text{ KNm.}$$

– Moments en travée :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 24.41 = 20.74 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 8.86 = 7.53 \text{ KN.m}$$

– Moments en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 M_x = 0.3 \times 24.41 = 7.32 \text{ KN.m}$$

III.7.4.2. Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 16 \text{ cm}$ et $d_y = 14 \text{ cm}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.28: Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée

		$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	z	Acalculée(cm^2)	Aadoptée (cm^2)
Sens xx	Travée	20.74	0.057	0.073	0.155	3.84	4HA12=4.52
	Appuis	7.32	0.02	0.025	0.158	1.33	4HA8=2.01
Sens yy	Travée	7.53	0.027	0.034	0.138	1.56	4HA8=2.01
	Appuis	7.32	0.026	0.032	0.139	1.51	4HA8=2.01

➤ Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

On a $A_{\text{appui}}=1.57\text{cm}^2 < A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2$ donc on ferraille avec A_{\min}

On prend $A_{\text{appui}}= 2.01 \text{ cm}^2$ et on adopte 4HA8.

b) Vérification au poinçonnement

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

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.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (116 + 116)$$

$$U_c = 464 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 97.60 \text{ KN}; \gamma_b = 1.5$$

$$Q_u = 97.60 \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 696 \text{KN} \quad \text{c'est vérifié}$$

d) Diamètre maximum des barres

on doit vérifier ce qui suit :

$$\phi_{\max} < \frac{h}{10} = 20 \text{mm.}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{mm} < 20 \text{mm.}$$

e) Espacement des barres

$$\text{Sens x-x': } S_t = 25 \text{cm} \leq \min(3h_0; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm.}$$

$$\text{Sens y-y': } S_t = 25 \text{cm} \leq \min(4h_0; 45 \text{cm}) = 33 \text{cm.}$$

➤ **Calcul à l'ELS**

$$q_{ser} = G + Q = 6.34 + 1 = 7.34 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\text{On a } \begin{cases} \mu_x = 0.0780 \\ \mu_y = 0.5469 \end{cases}$$

(Annexe I)

– Moments du système de levage :

$$M_{x1} = (51 + 15) \times (M_1 + 0.2 \times M_2) = (51 + 15) \times (0.075 + 0.2 \times 0.067) = 5.83 \text{KNm}$$

$$M_{y1} = (51 + 15) \times (M_2 + 0.2 \times M_1) = (51 + 15) \times (0.067 + 0.2 \times 0.075) = 5.41 \text{KNm}$$

– Moments dues aux poids propres de la dalle :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0780 \\ \mu_y = 0.5469 \end{cases}$$

(Annexe I)

$$M_{x2} = \mu_x q_{ser} L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.078 \times 7.8 \times 1.55^2 = 1.46 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.5469 \times 1.46 = 0.79 \text{KN.m}$$

– Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.83 + 1.46 = 7.29 \text{KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.41 + 0.79 = 6.2 \text{KNm.}$$

– Moments en travée :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 7.29 = 6.19 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 6.02 = 5.27 \text{ KN.m}$$

– Moments en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 M_x = 0.3 \times 7.29 = 2.18 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes

$$\rho = \frac{A \times 100}{bh} ; A=3.14 \text{ cm}^2 ; b=100 \text{ cm} ; d=17 \text{ cm} ; \rho=0.184$$

Du tableau annexe on tire $K=0.016$; $\beta=0.934$

- Sens x-x :

$$\sigma_s = \frac{M_t^x}{\beta \times A \times d} = \frac{5.72 \times 10^{-3}}{0.934 \times 0.18 \times 3.14 \times 10^{-4}} = 108.35 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s \times K = 0,016 \times 108.35 = 1.73 \text{ Mpa} \leq \sigma_{adm} = 15 \text{ Mpa}$$

- Sens y-y :

$$\sigma_s = \frac{M_t^y}{\beta \times A \times d} = \frac{5.14 \times 10^{-3}}{0.934 \times 0.18 \times 3.14 \times 10^{-4}} = 97.36 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s \times K = 0,016 \times 97.36 = 1,55 \text{ Mpa} \leq \sigma_{adm} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

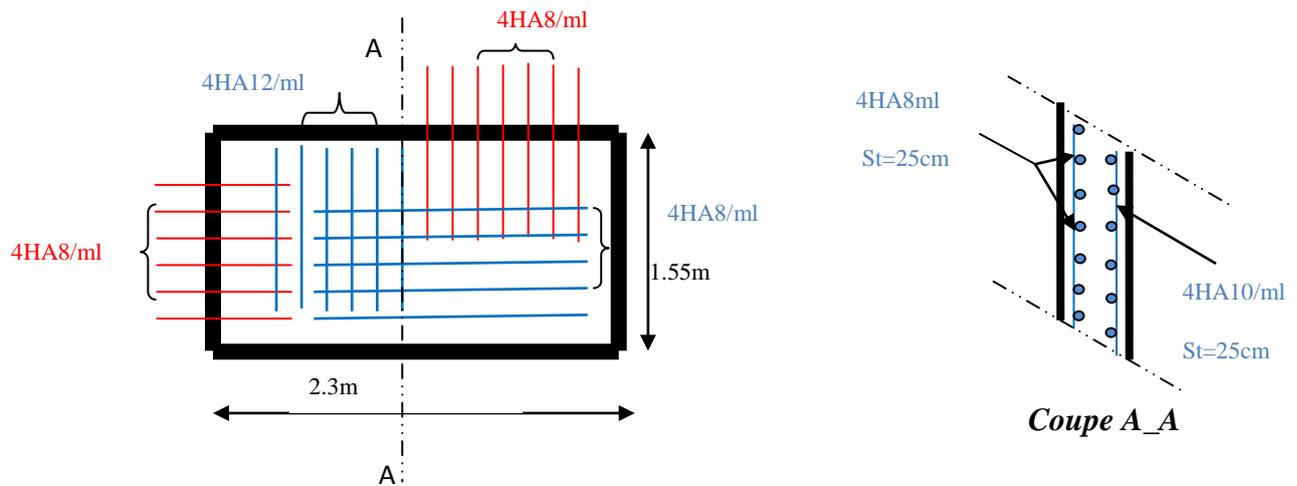


Figure. III.20. Schéma de ferrailage de la dalle salle de machine.

CONCLUSION

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adopté nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre structure présente un seul type d'escalier, ce dernier est à deux volées. Dans ce chapitre il a été procédé à son étude et son ferrillage.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrillage a été déterminé en respectant les règles. En dernier, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle de locale des machines.

Ainsi que cela ne minimise plus le calcul de la poutre palier, qui sert à travailler à la flexion simple et à la torsion ; son ferrillage soit adeterminer tenons compte des verificationexsigées.

Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol, libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité, l'étude de son comportement dynamique est nécessaire dans le but de l'estimation des valeurs caractéristiques de la réponse sismique.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utilisé est le **SAP2000.V.14**

IV.1. Méthodes de calcul

Le **RPA99** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

IV.1.1.Méthode statique équivalente

a. Principe

Selon RPA99.Art (4.2.1) les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

b. Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m 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

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ .RPA99.Art (4.2.3).}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique.

Dans notre cas : groupe d'usage 2

$$\text{Zone sismique : IIa} \Rightarrow A = 0,15.$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA 99 en fonction du système de contreventement.

(Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$).

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$. **RPA (Formule 4-4).**

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (RPA 99).

Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q

“ Critère q ”	Observée	P_q/x	Observée	P_q/y
		x	y	y
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2- Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Non	0.10	Non	0.10

Donc : $Q_y = 1,20$; $Q_x = 1,20$

W : poids total de la structure : $W = \sum_1^9 W_i$, avec : $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : Charge 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) du RPA 99.

- ❖ $\beta = 0.2$ Pour les étages à usage d'habitation.
- ❖ $\beta = 0.6$ pour les étages à usage commercial et service.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Il est fonction de catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T.

Le tableau suivant résume le poids des différents éléments dans chaque niveau.

Tableau IV.2 : Poids des éléments

Niveau	Surface (m ²)	W_G (KN)	W_Q (KN)	$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ (KN)
9 ^{ème}	317.06	4372,938	317.06	4436.35
8 ^{ème}	317.06	3938,166	516.43	4041.44
7 ^{ème}	317.06	3938,166	516.43	4041.44
6 ^{ème}	317.06	3938,166	516.43	4041.44
5 ^{ème}	317.06	3938,166	516.43	4041.44
4 ^{ème}	317.06	3938,166	516.43	4041.44
3 ^{ème}	317.06	3938,166	516.43	4041.44
2 ^{ème}	317.06	3938,166	516.43	4041.44
1 ^{er}	271.36	4243,577	678.4	4650.61
RDC	271.36	4126,007	1356.8	4940.08
S_sol	271.36	3932,386	1085.44	4583.64
				$\Sigma = 42317.12$

On a : $W = 42317.12$ KN

d) Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

1- $T_1 = C_T \times (h_N)^{3/4}$ **RPA 99 (Art .4.2.4).**

2- $T_2 = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}}$ **RPA (Formule 4-7).**

Avec : $T = 1.3 \times \min(T_1; T_2)$

$h_N = 31.62$ m: La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

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

$\Rightarrow C_T = 0,05$ **RPA (Tableau 4.6).**

D' : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

D'où : $T_1 = 0.666s$.

Sens(x) : $D' = 21.2m \Rightarrow T_2 = 0.618s$

Sens(y) : $D' = 12.8m \Rightarrow T_2 = 0.795s$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times \min(0.666; 0.618) = 0.803s \\ T_{sy} = 1.3 \times \min(0.666; 0.795) = 0.865s \end{cases}$$

• Valeur de T_1 et T_2

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA 99 tableau 4-7)

$$\text{Sol meuble} \Rightarrow \text{Site (S3)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,5s \end{cases}$$

$$T_2 < T_x < 3,0s \Rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3}$$

$$T_2 < T_y < 3,0s \Rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3}$$

RPA (Art 4.3.3).

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$ → facteur de correction d'amortissement.

Avec : D : facteur d'amplification dynamique moyen selon la direction considéré

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA Tableau 4-2)

Construction auto stable → $\xi = 7\%$.

RPA (Art 4.2.3).

Contreventement par voiles → $\xi = 10\%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.816 \end{cases}$

D'où : $D_x = 1.771$; $D_y = 1.685$

$$\text{Sens(x)} : V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.771 \times 1.20}{5} \times 42317.12 \Rightarrow V_{st,x} = 2697.97 KN$$

$$\text{Sens(y)} : V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.685 \times 1.20}{5} \times 42317.12 \Rightarrow V_{st,y} = 2566.95 KN$$

IV.1.2. Les méthodes dynamiques

• Méthode d'analyse 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 applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

➤ 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13).}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A : \text{coefficient d'accélération de zone.} \\ \eta : \text{Facteur de correction d'amortissement.} \\ R : \text{coefficient de comportement de la structure.} \\ T_1, T_2 : \text{périodes caractéristiques associées à la catégorie du site} \\ Q : \text{Facteur de qualité.} \end{array} \right.$$

Le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*).

➤ les hypothèses

1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre de mode 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.
4. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

IV.2. Description du logiciel SAP 2000

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV.3. Caractéristiques géométriques de la structure

Les résultats ci-dessous sont obtenus par le logiciel **SOCOTEC**

Tableau IV.3. Résumé des résultats.

Niveau	Hauteur(m)	A_i (m ²)	X_G (m)	Y_G (m)	I_X (m ⁴)	I_Y (m ⁴)
S-sol	-3.4	271.36	10.6	6.4	10163.333	3704.968
RDC	4.08	271.36	10.6	6.4	10163.333	3704.968
Etage 1	7.14	271.36	10.6	6.4	10163.333	3704.968
Etage 2	10.2	317.06	11	7.07	12555.766	5194.105
Etage 3	13.26	317.06	11	7.07	12555.766	5194.105
Etage 4	16.32	317.06	11	7.07	12555.766	5194.105
Etage 5	19.38	317.06	11	7.07	12555.766	5194.105
Etage 6	22.44	317.06	11	7.07	12555.766	5194.105
Etage 7	25.5	317.06	11	7.07	12555.766	5194.105
Etage 8	28.56	317.06	11	7.07	12555.766	5194.105
Etage 9	31.62	317.06	11	7.07	12555.766	5194.105

A_i : Surface du plancher au niveau i .

X_G : Abscisse du centre de gravité du niveau.

Y_G : Ordonnée du centre de gravité du niveau.

I_X : Inertie du niveau par rapport à l'axe X.

I_Y : Inertie du niveau par rapport à l'axe Y.

IV.4. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003

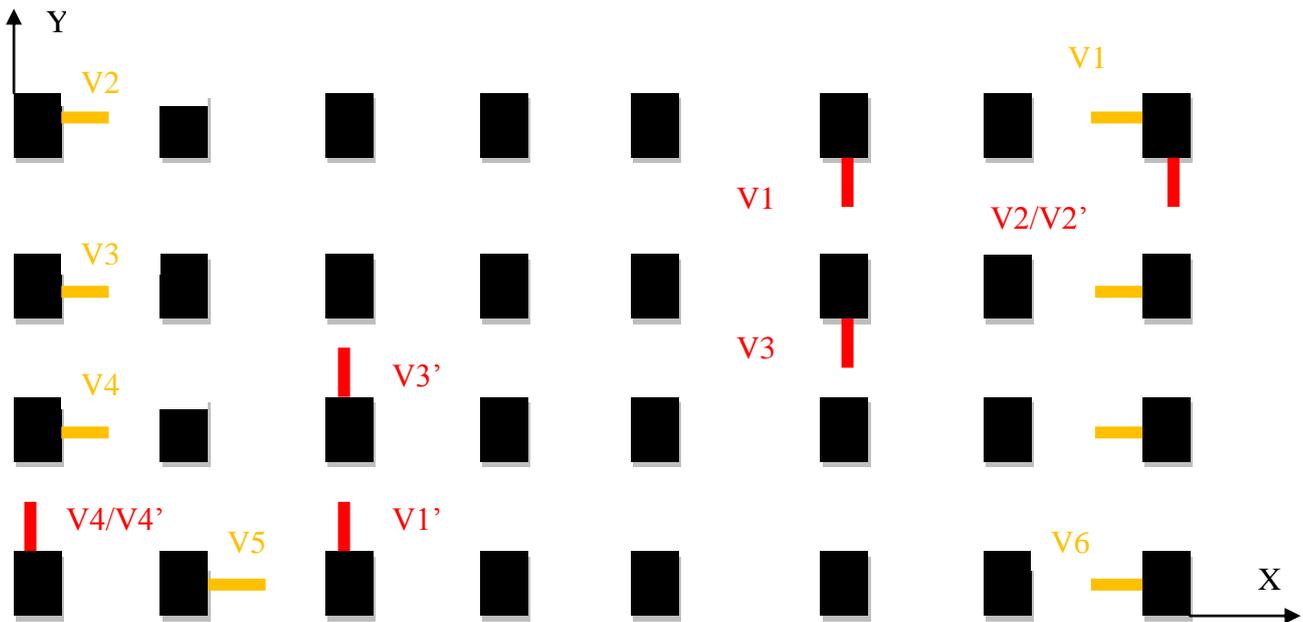


Figure IV. 1:Disposition des voiles

IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V14

a) Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

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 :

Tableau IV.4. Période et taux de participation.

Step Type	StepNum	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0,853966	0,0000152	0,77104	0,00000129	0,0000152	0,77104
Mode	2	0,778723	0,76349	0,00001266	0,00000590	0,76351	0,77105

Mode	3	0,767462	0,00094	0,00053	3,653E-08	0,76445	0,77158
Mode	4	0,702787	0,0000487	0,00000480	0,00058	0,76449	0,77158
Mode	5	0,632824	0,0000030	0,00000214	0,00011	0,7645	0,77158
Mode	6	0,632509	0,0000103	0,00000794	0,00033	0,76451	0,77159
Mode	16	0,149724	5,399E-09	0,03705	6,403E-07	0,88146	0,91878
Mode	17	0,131816	0,00936	0,00002215	0,00013	0,89082	0,91881
Mode	18	0,130205	0,00091	0,00000532	0,00181	0,89173	0,91881
Mode	19	0,125949	0,02867	0,00001266	0,00000222	0,92041	0,91882

IV.6. Analyse du comportement de la structure

❖ Mode (1)

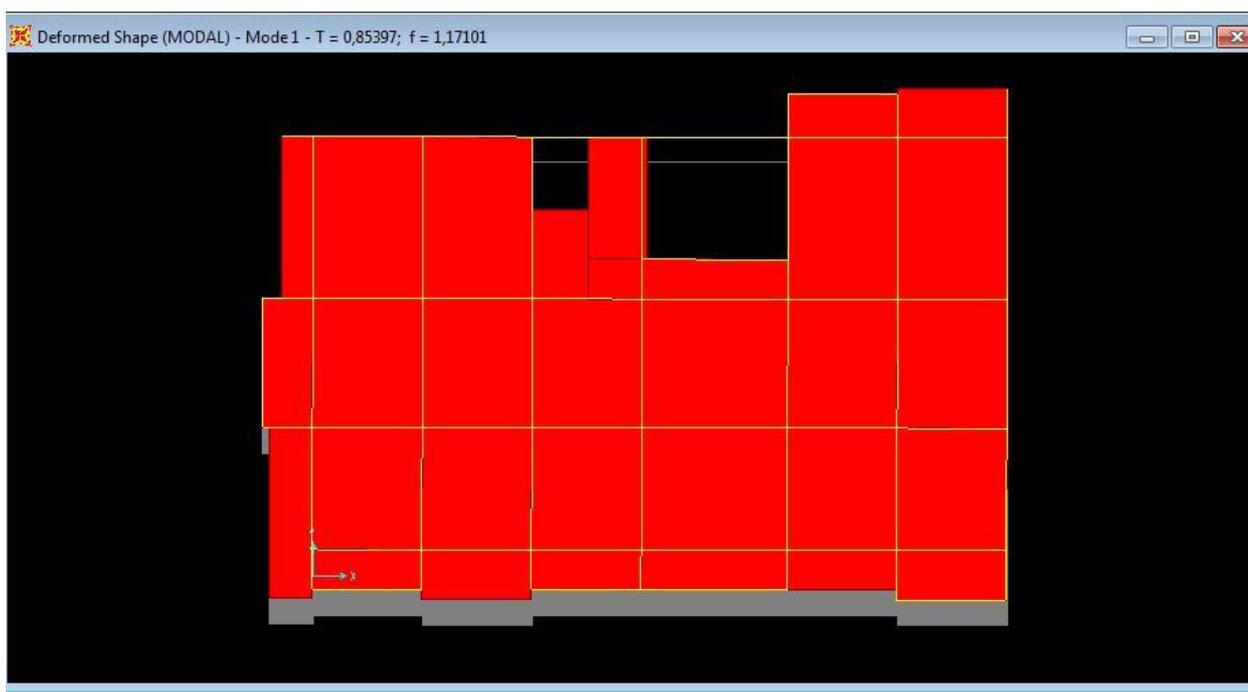


Figure IV.2 : premier mode de déformation (translation suivant “y “)(T=0.85397 sec)

❖ Mode (2)

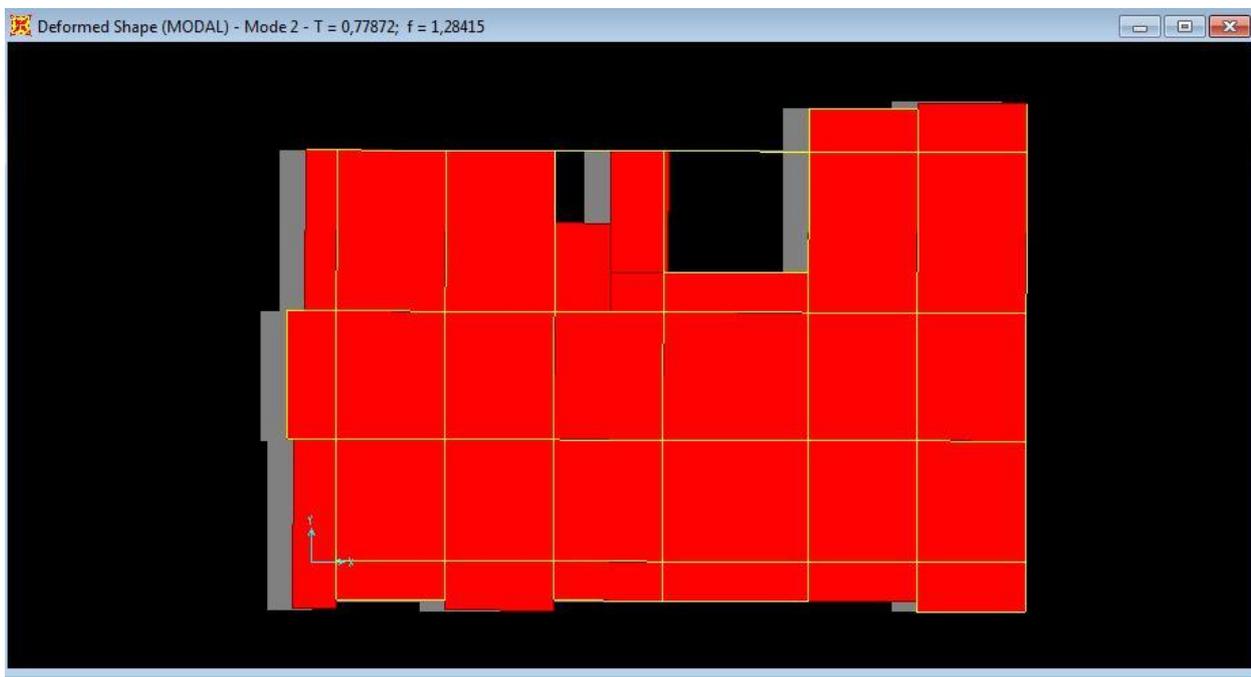


Figure IV.3 : deuxième mode de déformation (translation suivant "x") ($T=0.77872$ sec)

❖ Mode (3)

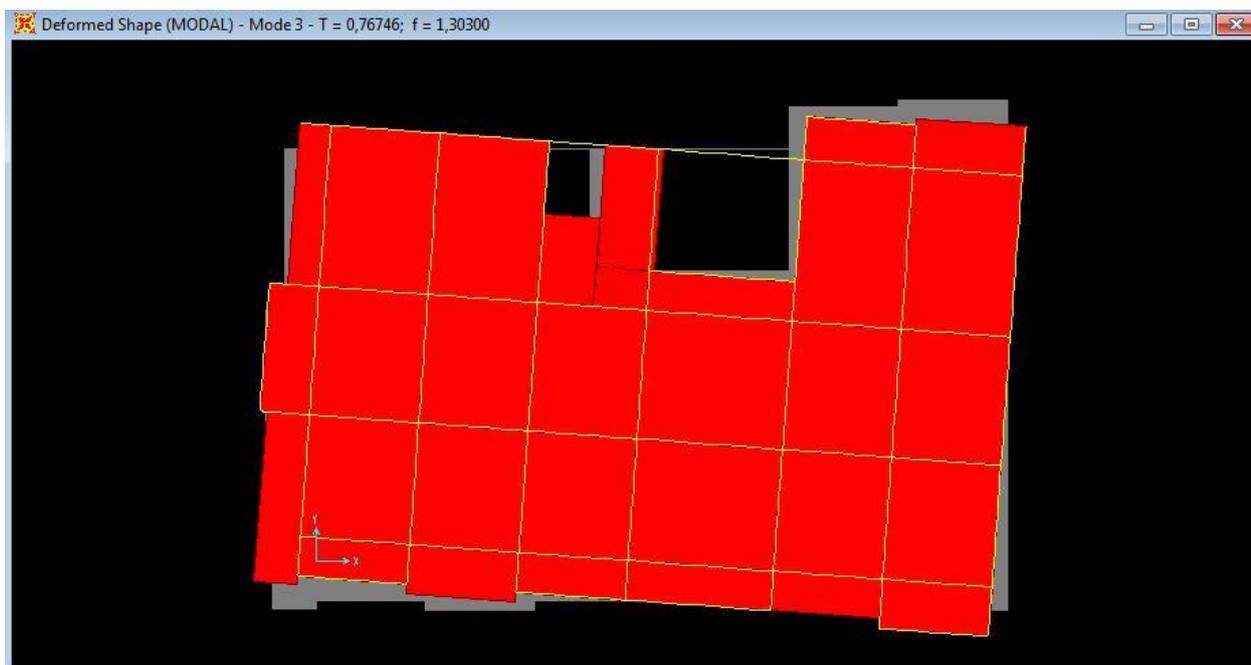


Figure IV.4 : troisième mode de déformation (rotation suivant "z") ($T=0.76746$ sec)

Analyse des résultats

La participation modale du premier mode suivant la direction y est prépondérante ($U_y=77.10\%$), ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montre sur la figure précédente,

la même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction x ($U_x=76.34\%$).

On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure a celle calcule par les formule empirique du RPA 99 majore de 30 %

$$(T_y=0.853s \leq T_{S_y}=0.865s; T_x=0.778s \leq T_{S_x}=0.803s).$$

a) Justification de l'interaction voiles portiques

• **Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage}$$

des charges verticales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

Tableau IV.5. Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
S-sol	3306,369	575,687	85,170564	14,82944
RDC	3362,07	229,957	93,598127	6,401873
Etage 1	2885,445	466,561	86,081141	13,91886
Etage 2	2968,978	334,102	89,885138	10,11486
Etage 3	2598,706	560,161	82,267028	17,73297
Etage 4	2727,188	428,757	86,414307	13,58569
Etage 5	2396,289	623,302	79,358065	20,64193
Etage 6	2475,567	544,365	81,974263	18,02574
Etage 7	2191,414	706,423	75,622404	24,3776
Etage 8	2174,94	679,858	76,185425	23,81457
Etage 9	2518,891	871,471	74,295636	25,70436

• **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages sauf les troisderniers étages.

• **Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

Tableau IV.6. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portique (%)	Voile (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portique (%)	Voile (%)
S-sol	620,152	796,339	43,780	56,21	808,53	499,326	61,82	38,17
RDC	579,395	819,627	41,414	58,58	765,15	526,396	59,24	40,75
Etage 1	717,23	628,512	53,296	46,70	811,61	426,775	65,53	34,46
Etage 2	683,552	541,488	55,798	44,20	768,46	384,772	66,63	33,36
Etage 3	621,855	506,756	55,09	44,90	649,99	411,594	61,22	38,77
Etage 4	616,671	404,461	60,390	39,609	653,49	307,087	68,03	31,96
Etage 5	505,257	391,091	56,368	43,63	524,36	320,251	62,08	37,91
Etage 6	489,702	268,91	64,552	35,44	487,42	228,453	68,08	31,91
Etage 7	365,864	241,938	60,194	39,80	349,89	223,54	61,01	38,98
Etage 8	321,477	125,996	71,842	28,15	283,94	131,449	68,35	31,6
Etage 9	266,795	59,656	81,725	18,27	181,85	60,789	74,94	25,05

- **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

c) Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilise est la suivante :
$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \dots \dots \text{RPA 99 (Article 7.1.3.3)}$$

Nd : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

A : L'aire brute du poteau.

Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

TYPE	Nd(KN)	A(m ²)	V	remarque
P(75×70)	2259,329	0,525	0,17214	vérifiée
P(70×65)	1790,764	0,455	0,15743	vérifiée
P(65×60)	1338,983	0,390	0,13733	vérifiée
P(60×55)	922,097	0,330	0,11177	vérifiée
P(55×50)	534,592	0,275	0,07776	vérifiée
P(50×45)	219,117	0,225	0,03895	vérifiée

d) Vérification vis à vis des déformations

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3).}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{RPA (Formule 4 - 19)}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art.5.10)}$

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

Tableau IV.8. Vérification des déplacements

	Niveau ux	Sens xx						Sens yy				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k
9 ^{ème} étage	31.62	1.26	6.3	5.95	0.3	306	0,0008	1.37	6.85	6.5	0.35	0,0010
8 ^{ème} étage	28.56	1.19	5.95	5.55	0.8	306	0,0019	1.3	6.5	6.1	0.4	0,0022
7 ^{ème} étage	25.5	1.11	5.55	5.05	0.75	306	0,0024	1.22	6.1	5.6	0.5	0,0026
6 ^{ème} étage	22.44	1.01	5.05	4.5	0.7	306	0,0022	1.12	5.6	5	0.6	0,0026
5 ^{ème} étage	19.38	0.9	4.5	3.9	0.7	306	0,0022	1	5	4.35	0.65	0,0024
4 ^{ème} étage	16.32	0.78	3.9	3.25	0.65	306	0,0021	0.87	4.35	3.6	0.75	0,0024
3 ^{ème} étage	13.26	0.65	3.25	2.55	0.6	306	0,0019	0.72	3.6	2.85	0.75	0,0021
2 ^{ème} étage	10.2	0.51	2.55	1.85	0.55	306	0,0017	0.57	2.85	2.05	0.8	0,0019
1 ^{ème} étage	7.14	0.37	1.85	1.1	0.5	306	0,0016	0.41	2.05	1.25	0.8	0,0016
RDC	4.08	0.22	1.1	0.3	0.4	408	0,0013	0.25	1.25	0.35	0.9	0,0013
S-sol	-3.4	0.06	0.3	0	0.35	-340	0,0011	0.07	0.35	0	0.35	0,0011

▪ Analyse des résultats

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\text{Sens}(x) : \Delta_{k \max} = 0.8 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$$

$$\text{Sens}(y) : \Delta_{k \max} = 0.9 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 4.08 \text{ cm}$$

e) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9).}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ; avec :

$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}) \text{ RPA99/2003(Article 5.9).}$$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Tableau IV.9. Vérification a L'effet P- Δ

	Hauteur (m)	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
				Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k
9 ^{ème} étage	31.62	3.06	0	0.003	326.45	0	0,0035	242.64	0
8 ^{ème} étage	28.56	3.06	3081.07	0.008	447.47	0.009	0,009	413.38	0.009
7 ^{ème} étage	25.5	3.06	5505.66	0.0075	607.8	0.014	0,008	573.43	0.015
6 ^{ème} étage	22.44	3.06	7964.3	0.007	758.61	0.018	0,008	715.87	0.021
5 ^{ème} étage	19.38	3.06	10545.03	0.007	896.34	0.023	0,0075	844.61	0.026
4 ^{ème} étage	16.32	3.06	13125.47	0.0065	1021.1	0.027	0,0075	960.58	0.033
3 ^{ème} étage	13.26	3.06	15842.25	0.006	1128.61	0.032	0,0065	1061.58	0.036
2 ^{ème} étage	10.2	3.06	18561.98	0.0055	1225.04	0.034	0,006	1153.24	0.042
1 ^{ème} étage	7.14	3.06	21425.92	0.005	1345.74	0.039	0,005	1258.39	0.045
RDC	4.08	4.08	27398.3	0.004	1399.02	0.038	0,004	1291.55	0.046
S-SOL	-3.4	-3.40	30235.36	0.0035	1416.49	0.018	0,0035	1307.86	0.023

▪ **Analyse des résultats**

On remarque d'après les résultat obtenue ($\theta_k < 0.1$) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

f) Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.10 : vérification de la résultante des forces.

	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)
Sens xx	2697.97	2156.37
Sens yy	2566.95	2053.56

▪ Analyse des résultats

$$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} \geq 0.80 \Rightarrow \text{Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.}$$

V_{dyn} et V_{st} : Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

Conclusion

L'étude au séisme de notre structure s'est faite par la méthode dynamique suite à non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente.

La modélisation de notre structure s'est donc faite à l'aide du logiciel Sap2000.V14.

Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. L'aspect architectural a été un véritable obstacle pour la disposition des voiles.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile- portique) vis-à-vis le RPA 99/version 2003.

Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- Δ).

On a opter pour les sections suivante :

✓ Pour les poteaux :

- Sous-sol(70×75)
- RDC (70×75)
- 1^{er} étage (65×70)
- 2^{em} étage (65×70)
- 3^{em} étage (60×65)
- 4^{er} étage (60×65)
- 5^{em} étage (55×60)
- 6^{em} étage (55×60)

- 7^{em} étage (50×55)
 - 8^{em} étage (50×55)
 - 9^{em} étage (45×50)
- ✓ Pour les poutres :
- poutre principale (35*45)
 - poutre secondaire (30*40)
- ✓ Pour les voiles :
- e=20cm pour tous les étages

Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

V.1. Étude 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 ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000.V14 dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**.

- ✓ 1.35 G + 1.5 Q.....(1)
- ✓ G + Q.....(2)
- ✓ G + Q + E.....(3)
- ✓ G + Q – E.....(4)
- ✓ 0.8 G +E.....(5)
- ✓ 0.8 G – E.....(6)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$
3. Moment maximum et effort normal correspondant : $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$

V.1.1. Recommandations du RPA99/2003

A. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1).

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone II
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.

- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (II_a).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

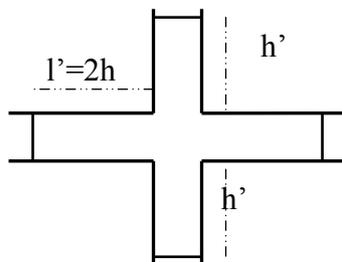


Figure. V.1.Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
S-sol et RDC	75*70	42	210	315
Etage (1et 2)	70*65	36.4	182	273
Etage (3et 4)	65*60	31.2	156	234
Etage (5et 6)	60*55	26.4	132	198
Etage (7et 8)	55*50	22	110	165
Etage (9)	50*45	18	90	135

B. Armatures transversales**(Article 7.4.2.2).**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

- ✓ 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'élanement 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 IIa.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **La quantité d'armatures transversales minimales**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right); \text{ Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation}$$

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.1.2. Les sollicitations dans les poteaux

Tableau V.2. Les sollicitations dans les poteaux

Niveaux	M _{max} , N _{corr}		N _{max} , M _{corr}		N _{min} , M _{corr}	
	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)
S-sol et RDC	-147.18	-1344.22	-2259.32	-15.41	-62.54	82.46
Etage (1et 2)	118.94	-953.67	-1790.76	-40.63	-136.11	8.82
Etage (3et 4)	-98.56	-641.92	-1338.98	-36.55	-149.73	12.74
Etage (5et 6)	-76.54	-400.92	-922.09	-34.82	-124.55	6.56
Etage (7et 8)	-55.23	-219.87	-534.59	-29.48	-32.73	6.93
Etage (9)	50.80	-113.14	-219.11	-11.51	-9.21	6.45

V.1.3. Ferrailage

A. Armatures longitudinales

Les résultats des ferrillages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3. Armature longitudinales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{cal} (cm ²) K	Nombre de barres	A _{adopté} (cm ²)
S-sol et RDC	75*70	42	27,56	8HA25+4HA14	45.43
Etage (1et 2)	70*65	36.4	25,74	12HA20	37.7
Etage (3et 4)	65*60	31.2	20,47	8HA20+4HA14	31.29
Etage (5et 6)	60*55	26.4	17,32	8HA20+4HA14	31.29
Etage (7et 8)	55*50	22	14,43	8HA16+4HA14	22.24
Etage (9)	50*45	18	11,81	8HA16+4HA14	22.24

B. Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau V.4. Armatures transversales dans les poteaux

Niveau x	B (cm ²)	ϕ_t^{min} (cm)	l_f (c m)	λ_g	V_u (K)	zone nodale S_t (cm)	S_t (zone Courane) (cm)	A_t^{calcul} (cm ²)	A_t^{min} (cm ²)	$A_t^{adopté}$ (cm ²)
S-sol	75*70	1.6	206.5	2.75	47.37	8	15	0.88	4.48	6HA10=4.71
RDC	75*70	1.6	254.1	3.38	56.48	8	15	1.059	3.08	6HA10=4.71
Etage (1et 2)	70*65	1.6	182.7	2.61	91.86	8	15	1.84	4.16	6HA10=4.71
Etage (3et 4)	65*60	1.6	182.7	2.81	73.73	8	15	1.59	3.84	6HA10=4.71
Etage (5et 6)	60*55	1.4	182.7	3.04	57.7	8	15	1.35	2.58	6HA8=3.02
Etage (7et 8)	55*50	1.4	182.7	3.32	42.38	8	15	1.08	1.89	6HA8=3.02
Etage (9)	50*45	1.4	182.7	3.65	29.25	8	15	0.82	1.48	6HA8=3.02

Conformément au RPA99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales

On doit vérifier la condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_t^{max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{25}{3} = 8.33mm$.

V.1.4. Vérifications

A. Vérification au flambement (effort normal ultime)

Selon le BAEL91 (Article 4. 4. 1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre) .

• **Exemple de calcul**

$$h = 2.95m \text{ et } N_{\max} = 2259.32KN.$$

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

Tel que :

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots \text{Si } \lambda > 50 \end{cases} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement ($0.7 * l_0 = 1.204 \text{ m}$), l_0 : hauteur libre d'étage = ($h - h_{\text{poutre}}$)

i : Rayon de giration

$$i = \left(\frac{I}{A}\right)^{1/2} = \left(\frac{b \times h^2}{12bh}\right)^{1/2}, \quad \lambda = \frac{2.06}{0.25} = 8.26$$

$$\Rightarrow i = 0.25m$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{8.26}{35}\right)^2} = 0.840. B_r = (a - 2)(b - 2) = (75 - 2)(70 - 2) = 4964 \text{ cm}^2$$

$$N_U = 0.840 \times \left[\frac{0.4964 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 45.43 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right]$$

$$\Rightarrow N_U = 9049.12KN$$

$$N_{\max} = 2259.32KN < N_U \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

Niveau	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	i (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _u (KN)
S-sol	75*70	2.95	2.06	0.25	8.24	0.840	45.43	4964	2259.32	9049.12
RDC	75*70	3.63	2.54	0.25	10.16	0.836	45.43	4964	2003.27	9006.03
Etage (1et 2)	70*65	2.61	1.827	0.24	7.612	0.842	37.7	4284	1790.76	7783.98
Etage (3et 4)	65*60	2.61	1.827	0.232	7.875	0.841	31.29	3654	1338.98	6603.89
Etage (5et 6)	60*55	2.61	1.827	0.223	8.192	0.840	31.29	3074	922.09	5693.81
Etage (7et 8)	55*50	2.61	1.827	0.214	8.537	0.840	22.24	2544	534.59	4605.58
Etage (9)	50*45	2.61	1.827	0.204	8.955	0.839	22.24	2494	219.11	4522.41

Commentaire : On voit bien que N_{max} < N_u pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

B. Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d)^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

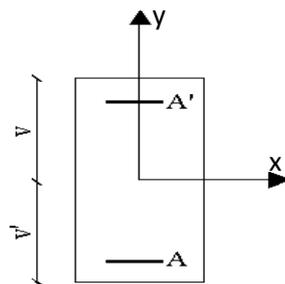


Figure V.2 : Section d'un poteau

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

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

$$v' = h - v \text{ Et } d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveau x	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (m)	v' (m)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc}
S-sol et RDC	75*70	72	45.43	0.7388	0.011	0.094	1630.4	10.98	3.09	15
Etage (1 et 2)	70*65	67	37.7	0.688	0.0119	0.0705	1297.07	29.48	3.04	15
Etage (3 et 4)	65*60	62	31.29	0.637	0.0128	0.0517	970.07	27.66	2.72	15
Etage (5 et 6)	60*55	57	31.29	0.586	0.0138	0.0369	668.52	26.4	2.35	15
Etage (7 et 8)	55*50	52	22.24	0.534	0.0151	0.025	388.42	23.43	1.826	15
Etage (9)	50*45	47	22.24	0.483	0.0166	0.0169	160.50	15.30	1.102	15

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

C. Vérification aux des sollicitations tangentes Selon *le RPA99/2003 (Article 7.4.3.2)*, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d}$: La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes

Niveaux	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	D (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MP)
S-sol	75*70	2.06	2.75	0.04	72	47.37	0.093	1
RDC	75*70	2.54	3.38	0.04	72	56.48	0.093	1
Etage (1et 2)	70*65	1.82	2.61	0.04	67	91.86	0.210	1
Etage (3et 4)	65*60	1.82	2.81	0.04	62	73.73	0.198	1
Etage (5et 6)	60*55	1.82	3.04	0.04	57	57.7	0.184	1
Etage (7et 8)	55*50	1.82	3.32	0.04	52	42.38	0.163	1
Etage (9)	50*45	1.82	3.65	0.04	47	29.25	0.138	1

Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.1.5. Dispositions constructives

- **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1.2 = 12 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 25mm \rightarrow L_r = 40 \times 2.5 = 100cm.$$

On adopte : $L_r = 100cm.$

$$\phi = 20mm \rightarrow L_r = 40 \times 2$$

On adopte : $L_r = 80cm.$

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

On adopte : $L_r = 70cm.$

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

On adopte : $L_r = 60cm$

▪ **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire, car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

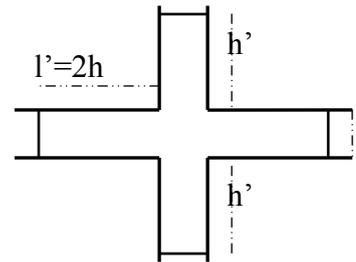
La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60cm\right), l' = 2 \times h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

h : Hauteur de la poutre principale (45 cm).



$$S-SOL : \begin{cases} h' = 75 \text{ cm} \\ l' = 90 \text{ cm} \end{cases}, RDC : \begin{cases} h' = 70 \text{ cm} \\ l' = 90 \text{ cm} \end{cases}, \text{Niveau 1 jusqu'à 9} : \begin{cases} h' = 65 \text{ cm} \\ l' = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

Nous montrons sur les figures suivantes les différents schémas de ferrailage adoptés pour les différents poteaux

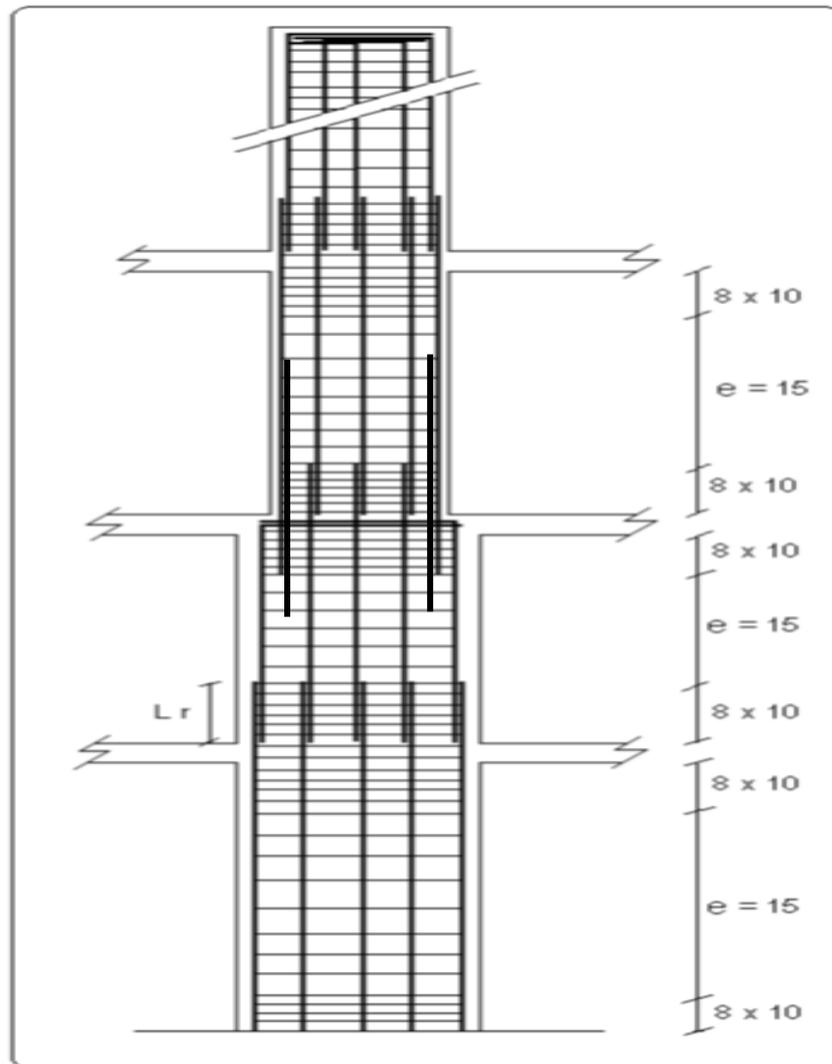
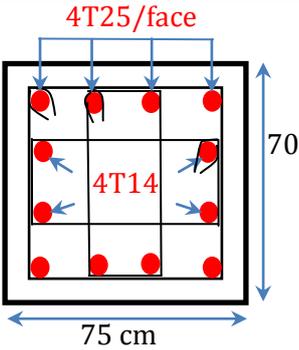
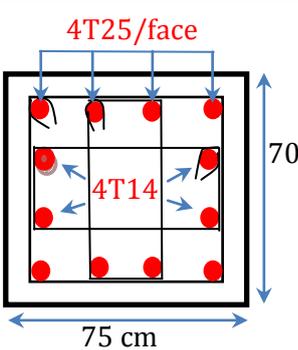
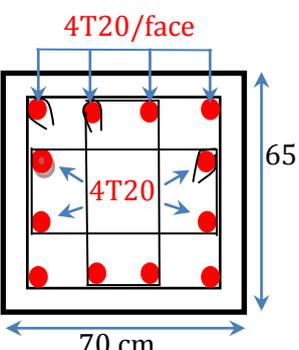
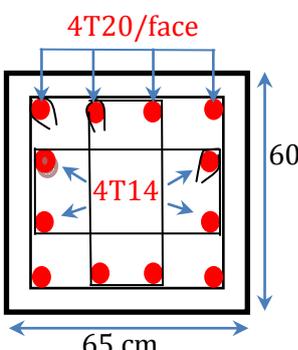
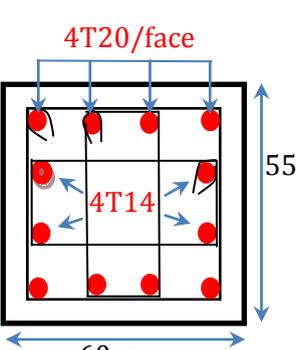
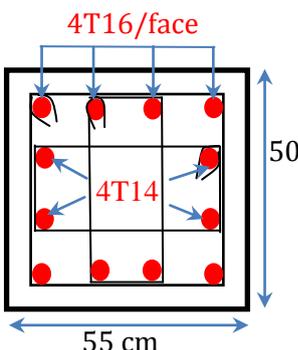
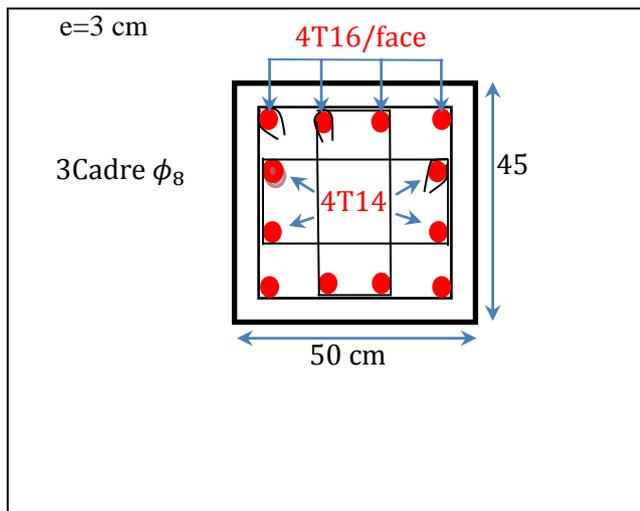


Figure. V.3 : Dispositions des armatures des poteaux

Tableau V.8. Schémas de ferrailage des poteaux

Sous-sol	RDC
<p>e=3 cm</p> <p>3Cadre ϕ_{10}</p>  <p>75 cm</p> <p>70</p>	<p>e=3 cm</p> <p>3Cadre ϕ_{10}</p>  <p>75 cm</p> <p>70</p>
Etages 1 et 2	Etages 3 et 4
<p>e=3 cm</p> <p>3Cadre ϕ_{10}</p>  <p>70 cm</p> <p>65</p>	<p>e=3 cm</p> <p>3Cadre ϕ_{10}</p>  <p>65 cm</p> <p>60</p>
Etages 5 et 6	Etages 7 et 8
<p>e=3 cm</p> <p>3Cadre ϕ_8</p>  <p>60 cm</p> <p>55</p>	<p>e=3 cm</p> <p>3Cadre ϕ_8</p>  <p>55 cm</p> <p>50</p>
Etages 9	



V.2. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le *RPA99/2003* et celles données par le *BAEL91*.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99/2003* suivantes :

- ✓ $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- ✓ $G + Q$
- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $G + Q - E$
- ✓ $0.8 \times G + E$
- ✓ $0.8 \times G - E$

RPA99/2003 (article 5.2).

V.2.1. Recommandation du RPA99/2003

A. Coffrage

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{cases} \quad \text{et } \frac{h}{b} \leq 4 \text{ RPA 99/2003 (article 7.5).}$$

B. Ferrailage

❖ Les armatures longitudinales RPA 99/2003 (article 7.4.2.1).

✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre. $A_l^{\min} = 0.5\% b * h$.

✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% de la section de la poutre en zone courante.

6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.

✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

✓ La longueur minimale des recouvrements est de :

40ϕ En zone II_a.

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 poussée 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.

❖ Les armatures transversales RPA 99/2003 (article 7.5.2.2).

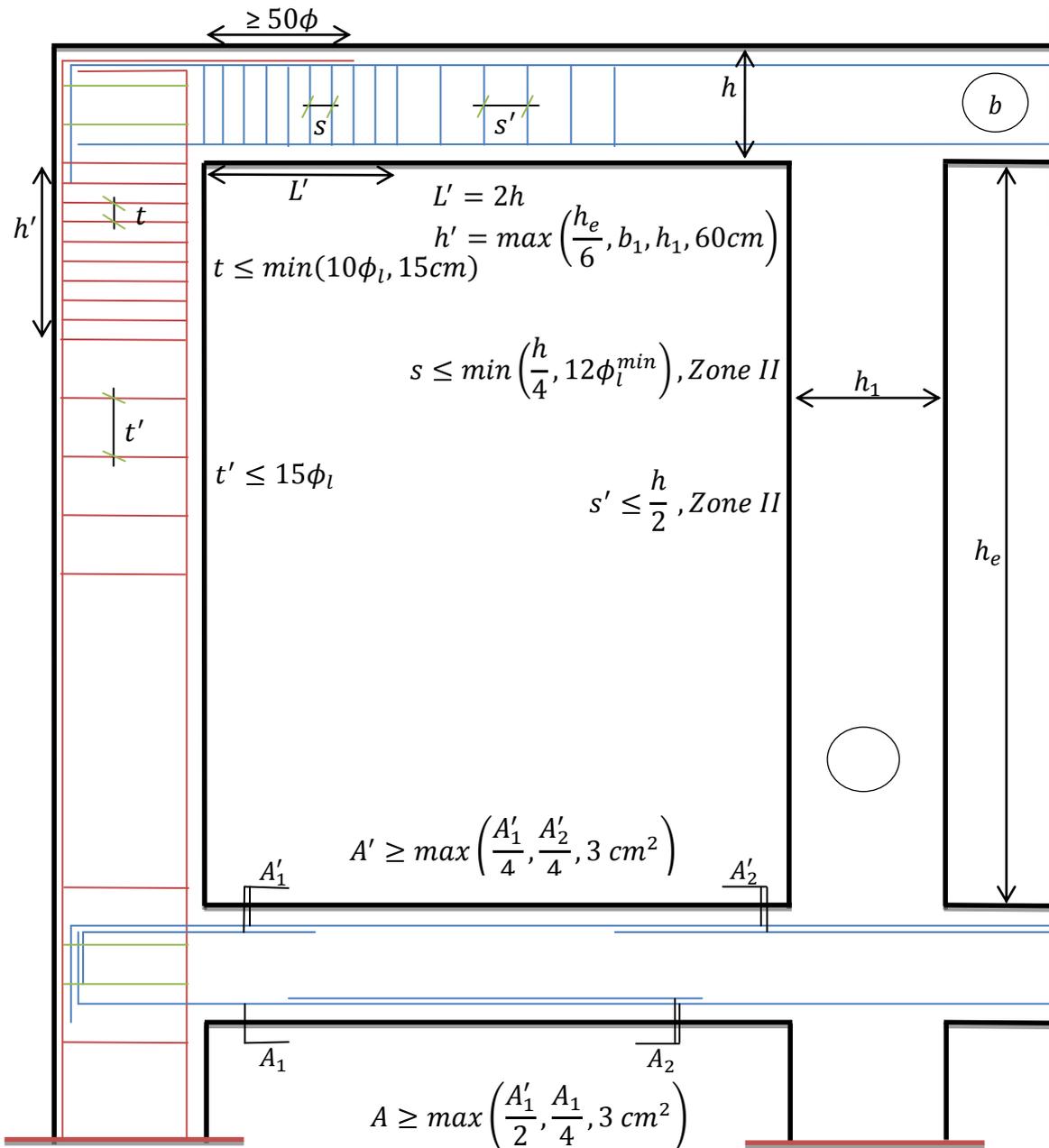
✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$

✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$, Zone nodale (Zone II).
- $S \leq \frac{h}{2}$, Zone courante (Zone II).

✓ 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.



Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale



2 U superposés (avec alternation dans l'orientation)

Figure V.4 : Dispositions constructives des poutres

V.2.2. Ferrailage des poutres

V.2.2.1. Sollicitation de calculs

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.9. Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires.

Planchers	Poutre principale			Poutre secondaire		
	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V (KN)	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V(KN)
S- sol et RDC	85.188	92.56	147.4	76.92	78.83	103.71
Services	116.83	124.36	171.34	102.35	105.32	147.07
Habitations	122.25	128.09	126.89	99.49	102.71	137.42
Terrasse	31.8	58.07	69.61	28.07	49.24	62.92

V.2.2.2. Les armatures longitudinales

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel SAP 2000. Nous avons retenu le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Les armatures longitudinales dans les poutres principales.

Planchers	Type de poutres	Section (cm ²)	Localisation	A_{SAP} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	N^{barres} (cm ²)
S- sol et RDC	Principale	45×35	Appui	5.52	7.87	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	5.51		8.01	3HA14+3HA12
	Secondaire	40×30	Appui	5.2	6	8.01	6HA12
			Travée	5.36		8.01	6HA12
Services	Principale	45×35	Appui	7.22	7.87	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	7.52		8.01	3HA14+3HA12
	Secondaire	40×30	Appui	6.96	6	8.01	3HA14+3HA12

			Travée	7.26		8.01	3HA14+3HA12
Habitations	Principale	45×35	Appui	6.55	7.87	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	7.76		8.01	3HA14+3HA12
	Secondaire	40×30	Appui	6.3	6	8.01	6HA12
			Travée	7.07		8.01	3HA14+3HA12
Terrasse	Principale	45×35	Appui	4.55	7.87	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	4.55		8.01	3HA14+3HA12
	Secondaire	40×30	Appui	4.01	6	8.01	6HA12
			Travée	4.01		8.01	6HA12

❖ **Longueur de recouvrement**

- $L_r \geq 40 \Phi_l$ **RPA/2003 Art (7.5.2.1).**
- $\Phi_l = 14\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$, on adopte: $L_r = 60\text{cm}$.
- $\Phi_l = 12\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$, on adopte: $L_r = 50\text{cm}$.

❖ **Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux**

1. Poutre principale

✓ En zone courante :

$$3HA14 + 3HA12 = 8.01 \text{ cm}^2 < 4\% (b \times h) = 63 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifiée.}$$

✓ **En zone de recouvrement :**

$$(3HA14 + 3HA12) + (3HA14 + 3HA12) = 8.01 + 8.01 = 16.02 \text{ cm}^2 < 6\% (b \times h) = 94.5 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifiée}$$

2. Poutre secondaire

✓ En zone courante

$$3HA14 + 3HA12 = 8.01 \text{ cm}^2 < 4\% (b \times h) = 48 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifiée.}$$

✓ En zone de recouvrement

$$(3HA14 + 3HA12) + (3HA14 + 3HA12) = 8.01 + 8.01 = 16.02 \text{ cm}^2 < 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifiée}$$

V.2.2.3. Les armatures transversales

$$\phi \leq \min \left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \text{BAEL91 (article H.III.3).}$$

✓ Poutres principales

$$\phi \leq \min \left(1.6; \frac{45}{35}; \frac{35}{10} \right) \leq 1.28 \Rightarrow \phi = 8\text{mm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier).

✓ Poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1.14 \Rightarrow \phi = 8mm.$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier).

❖ **Calcul des espacements des armatures transversales**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 57cm$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40cm) = 37.8 cm \text{BAEL91(Article H.III.3).}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 28.58cm .$$

Selon le RPA 99/2003 (article 7.5.2.2)

- $S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5cm$, On adopte un espacement de 15cm en zone courante.
- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t^{min}\right) = 10 cm$. On adopte $S_t=10cm$ en zone nodale.

On adopte un espacement de 10cm en zone nodale sur une longueur de $l' = 2 \times h = 90cm$.

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57cm^2$$

$$A_t = 2.01cm^2 > A_t^{min} = 1.57cm^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.2.3. Vérifications à l'ELU

1. Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.81 cm^2, \text{ Pour les poutres principales.}$$

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.34 cm^2, \text{ Pour les poutres secondaires.}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2. Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible:

$$\tau_{bu} = \frac{V_u \leq \bar{\tau}}{b \times d} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4MPa) = 3.25MPa, \text{BAEL91(Article H.III).}$$

Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ_u (MPa)	Observation
---------	------------	----------------	-------------

Principales	171.34	1.165	Vérifiée
Secondaires	147.07	1.324	Vérifiée

Commentaire : Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

- ✓ en appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- ✓ en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Vérification au cisaillement

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principale	8.01	171.34	128.09	4.926	- 4.583	Vérifiée
Secondaires	8.01	147.07	105.32	4.226	- 4.625	Vérifiée

Commentaire : Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

V.2.4. Vérifications à l'ELS

1. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

- ❖ $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).
- ❖ M_{ser} : moment max à l'ELS.
- ❖ y : position de l'axe neutre.
- ❖ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 Ay - 15 A d = 0, \text{ on aura } y.$$

Tableau V.13 Vérification de la contrainte limite de béton

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Poutres principales	Appuis	56.49	33936.8	6.902	11.49	15
	Travées	28.33	49299.4	8.369	4.81	15
Poutres secondaires	Appuis	35.77	25627.6	6.918	9.65	15
	Travées	21.94	36942.7	8.363	4.96	15

2. Vérification de la flèche

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**.

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

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus défavorable.

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{490} = 0.0918 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Poutres principales

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus défavorable.

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{490} = 0.0918 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.055 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = 0.00136 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ Poutres secondaires

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus grande.

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{490} = 0.081 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.075 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = 0.00597 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

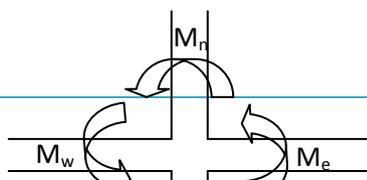
Commentaire :Les trois conditions de flèches étant satisfaites, le calcul des flèches s'avère inutile.

V.2.5. Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le *RPA99addenda2003 (Art.7.6.2)* exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).



A. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton.
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

- $Z = 0.85 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.14 : Les Moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (m)	As (cm ²)	M _R (KN.m)
S-sol et RDC	75*70	0.637	45.43	1007.07
Etage (1et 2)	70*65	0.595	37.7	780.61
Etage (3et 4)	65*60	0.552	31.29	601.06
Etage (5et 6)	60*55	0.51	31.29	555.33
Etage (7et 8)	55*50	0.467	22.24	361.43
Etage (9)	50*45	0.425	22.24	328.92

C. Détermination du moment résistant dans les poutres

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.15: Les moments résistants dans les poutres

Niveau	Type	Section (cm)	Z(m)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
S- sol et RDC	PP	35×45	0.38	8.01	105.92
	PS	30×40	0.34	8.01	94.774
Services	PP	35×45	0.38	8.01	105.92
	PS	30×40	0.34	8.01	94.774
Habitations	PP	35×45	0.38	8.01	105.92
	PS	30×40	0.34	8.01	94.774
Terrasse	PP	35×45	0.38	8.01	105.92
	PS	30×40	0.34	8.01	94.774

Tableau V.16. Vérification de la zone nodale

Niveau	M _N	M _S	M _N +M _S	Sens	M _W	M _E	1.25 (M _W +M _E)	Observation
S-sol et RDC	1007.07	1007.07	2014.14	y-y	105.92	105.92	264.8	Vérifiée
				x-x	94.774	94.774	236.93	Vérifiée
Etage (1et 2)	780.61	780.61	1561.22	y-y	105.92	105.92	264.8	Vérifiée
				x-x	94.774	94.774	236.93	Vérifiée
Etage (3et 4)	601.06	601.06	1202.12	y-y	105.92	105.92	264.8	Vérifiée
Etage (5et 6)	555.33	555.33	1110.66	x-x	94.774	94.774	236.93	Vérifiée
Etage (7et 8)	361.43	361.43	722.86	y-y	105.92	105.92	264.8	Vérifiée
Etage (9)	328.92	328.92	657.84	x-x	94.774	94.774	236.93	Vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.2.6. Dispositions constrictives des armatures dans les poutres

Exemple de ferrailage d'une poutre principale de plancher service :

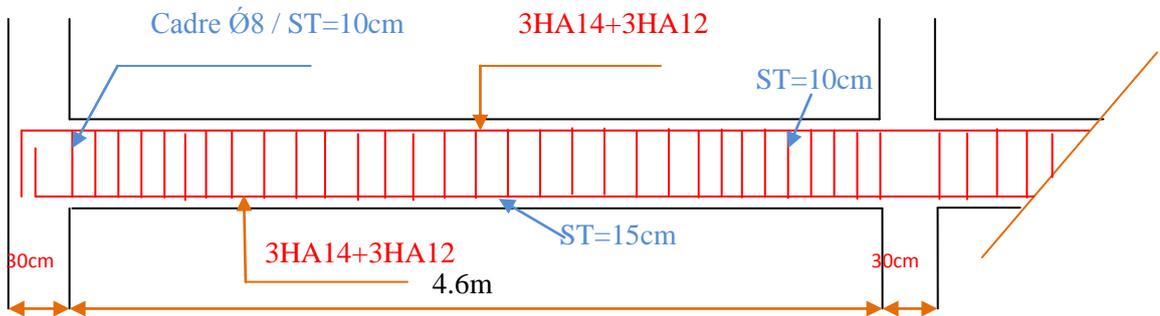
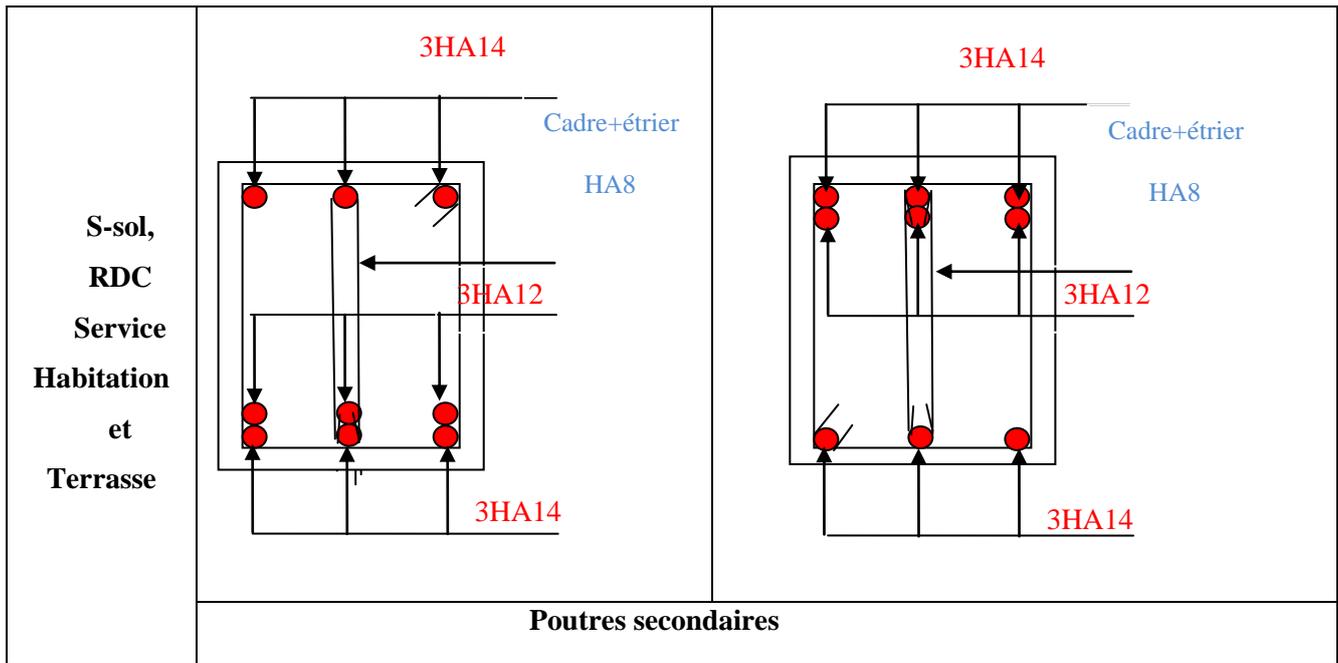


Figure V .6. Schémas du ferrailage d'une poutre principale

V.2.7. Schémas de ferrailage des poutres

Tableau V.17 : Ferrailages des différentes poutres

Plancher	En travée	En appui
S-sol, RDC Service Habitation et Terrasse		
	poutres principales	



V.3. Etude des voiles

Le RPA 99/ 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II_a (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l’un de faible inertie et l’autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

- ✓ Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$
- ✓ Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d’où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.3.1. Recommandation du RPA

A. Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t \leq e$ (e : épaisseur de voile).

✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

B. Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

C. Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

D. Armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

E. Règles communes (armatures verticales et horizontales)

✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile.

$A_{min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante

$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

✓ L'espacement : $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$.

✓ Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

✓ Longueurs de recouvrement :

- 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
- 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.3.2. Ferrailage

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- ✓ $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- ✓ $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$
- ✓ $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$

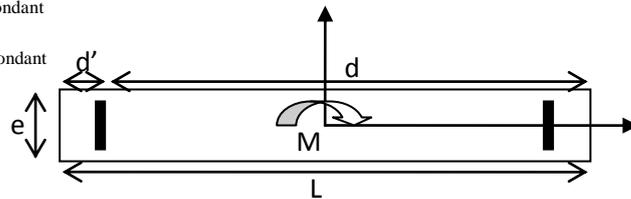


Figure V.7. Schéma d'un voile pleine

❖ Armatures horizontales

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \left\{ \begin{array}{l} \text{flexion composé} \\ \text{un effort } N = \text{compression} \end{array} \right. \Rightarrow k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30\text{cm})$$

$$\sigma_{cm} = \frac{N_{compression}}{b \times h}; \text{ contrainte moyenne de compression. } \tau_u = \frac{v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

❖ La longueur de recouvrement

$$L_r \begin{cases} 40\phi, & \text{pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.} \\ 20\phi, & \text{pour les barres situées dans les zones comprimées.} \end{cases}$$

❖ Règles communes

$$A_{min} \begin{cases} 0.15\% (L \times e), & \text{globalement dans la section du voile.} \\ 0.10\% (L_c \times e), & \text{en zone comprimé.} \\ 0.20\% (L_t \times e), & \text{en zone tendue.} \end{cases}$$

✓ Diamètres des barres

$$\phi < \frac{1}{10} e$$

✓ Espacement des barres horizontales et verticales

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

- ✓ $A_v^{cal} / face$: Section d'armature verticale pour une seule face de voile.
- ✓ A_{vmin}^{RPA} : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.
- ✓ $A_v^{adap} / face$: Section d'armature verticale adaptée par face.
- ✓ Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.
- ✓ S_t : Espacement.
- ✓ A_H^{min} : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.
- ✓ A_H^{cal} : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.
- ✓ A_H^{adap} / ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.
- ✓ $A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$
- ✓ A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

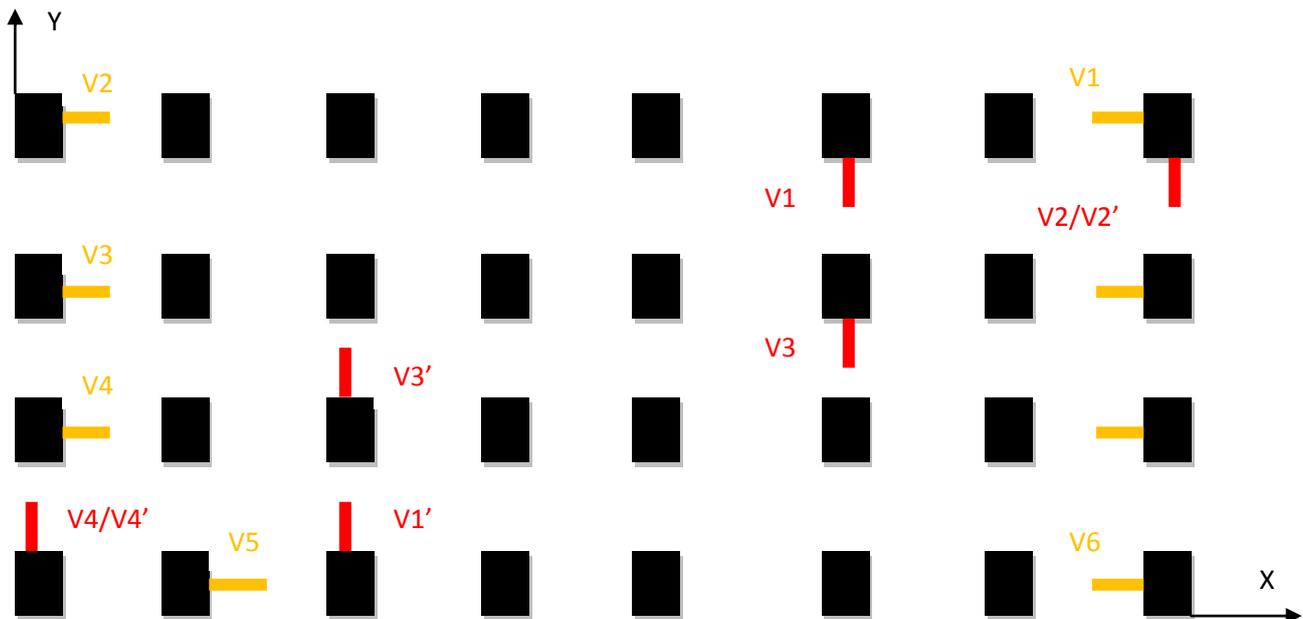


Figure V.8. Disposition des voiles

❖ Exemple de calcul de ferrailage du voile (V_{x2})

✓ Armatures verticales

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

$$\sigma_{\max} = 4.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = 0.997 \text{ MPa}$$

$$s' = e \times L = 0.32 \text{ m}^2$$

$$I' = e L^3 / 12 = 0.266 \text{ m}^4$$

$$e_G = M/N = 0.586 \text{ m} < L/2 = 0.8 \text{ m} \text{ (le centre de pression a l'exterieur de la section)}$$

$$N = 733.23 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M = 430.35 \text{ KN.m}$$

$$a = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$a = (0.337 * 1.10 - 0.81 * 0.05) 0.2 * 1.10 * 14.2 \text{ (MN.m)}$$

$$\mathbf{a = 2.268 \text{ (MN.m)}}$$

$$b = N u (d - c') - M u a$$

$$M u a = M u + N u * (d - h/2) = 430.35 + 733.23 * (0.85) = 980.27 \text{ (KN.m)}$$

$$b = 733.23 * (1.5) - 980.27 = 119.57 \text{ (KN.m)}$$

$$\mathbf{b = 0.1195 \text{ (MN.m)}}$$

$$a > b \Rightarrow \mu_a = M u / b d f_{bu} = 0.097$$

$$\mu_a < 0.186: \text{ pivot A} \Rightarrow \mathbf{A' = 0}$$

$$f_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.127$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 1.471 \text{ m}$$

$$A_1 = M u a / Z \times f_{st} = 0.102 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - N / f_c = 10.01 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile V_{x_2} aux niveaux de sous sol et RDC

Soit $A_v/face=0.102cm^2$

Calcul de la longueur de la partietendue

$$L_t = (\sigma_{max} * L) / (\sigma_{max} + \sigma_{min})$$

$L_t=0.29m$

✓ **Armatures horizontales**

Elle se calcul selon la formule suivante:

$$A_h / (e * S_h) \geq t_u / (0.8 * f_e)$$

$V_{max} = 147.38KN$

$t_u = 0.706MPa$

Soit $S_h = 15cm$ $A_h = 0.882cm^2$

✓ **Verification des sections minimales**

$A_{min(ZT)} = 0.2\% * e * L_t = 0.2\% * 20 * 0.29 = 4.80 cm^2$. (A_{min} en zone tendue par le RPA).

$A_{min(BAEL)} = 0.23 * d * e * f_{t28} / f_e = 0.23 * 1.55 * 0.20 * 2.1 / 400 = 5.94 cm^2$. (A_{min} dans le voile par le BAEL).

$A_{min(ZC)} = 0.1\% * e * (L - 2 L_t) = 0.1\% * 20 * (160 - 2 * 29) = 2.04 cm^2$. (A_{min} en zone comprimée par le RPA).

$A_{min(ZG)} = 0.15\% * e * L = 0.15\% * 20 * 1.60 = 4.8cm^2$. (A_{min} en zone globale du voile par le RPA).

Donc on ferraille avec $A_v (ZT) = 4.8cm^2$.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

❖ **Voile V_{x_1} :**

Tableau V.18. Résultats du ferrailage du voile V_{x_1}

Niveaux	S-sol et RDC	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8	9
L (cm)	130	130	130	130	130	130
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	278.38	7.51	26.58	41.14	9.06	5.72

$N (KN)$	649.99	497.23	415.08	330.78	233.04	88.84
$V(KN)$	103.25	81.13	75.63	63.62	46.06	24.33
$\tau_U (MPa)$	0.617	0.485	0.452	0.378	0.275	0.141
$A_v \text{ cal /face (cm}^2\text{)}$	0.093	7.4	6.84	6.11	3.65	1.466
$A_v \text{ min/face (cm}^2\text{)}$	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9
$A_v \text{ adopté/face (cm}^2\text{)}$	7.92	7.92	7.92	6.88	6.88	6.88
$N^{\text{barres}} \text{ /face (cm}^2\text{)}$	7HA12	7HA12	7HA12	4HA12 +3HA10	4HA12 +3HA10	4HA12 +3HA10
$S_t (cm)$	20	20	20	20	20	20
$A_h \text{ cal/face (cm}^2\text{/ml)}$	0.771	0.606	0.4	0.47	0.34	0.181
$A_h \text{ min/face (cm}^2\text{/ml)}$	1.973	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9
$A_h \text{ adopté/face (cm}^2\text{/ml)}$	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
$N^{\text{barres}} \text{ face (cm}^2\text{/ml)}$	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
$S_t (cm)$	25	25	25	25	25	25

❖ Voile Vx_2 :Tableau V.19 : Résultats du ferrailage du voile Vx_2

Niveaux	S-sol et RDC	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8	9
L (cm)	160	160	160	160	160	160
e (cm)	20	20	20	20	20	20
$M (KN.m)$	430.35	189.26	114.79	74.34	40.88	59.98
$N (KN)$	733.23	606.86	519.59	399.56	264.36	86.36
$V(KN)$	147.38	112.4	77.64	58.19	32.59	27.48
$\tau_U (MPa)$	0.706	0.546	0.377	0.282	0.158	0.133
$A_v \text{ cal /face (cm}^2\text{)}$	0.102	0.107	10.56	7.74	4.9	0.0114
$A_v \text{ min/face (cm}^2\text{)}$	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
$A_v \text{ adopté/face (cm}^2\text{)}$	7.92	7.92	7.92	7.92	5.50	5.5
$N^{\text{barres}} \text{ /face}$	7HA12	7HA12	7HA12	7HA12	7HA10	7HA10
$S_t (cm)$	20	20	20	20	20	20
$A_h \text{ cal/face (cm}^2\text{/ml)}$	0.882	0.682	0.471	0.353	0.198	0.166

$A_h \text{ min/face (cm}^2\text{/ml)}$	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
$A_h \text{ adopté/face (cm}^2\text{/ml)}$	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5
$N^{\text{barres}} \text{ face (cm}^2\text{/ml)}$	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10
$S_t \text{ (cm)}$	15	15	15	15	15	15

❖ Voile Vx_3 :Tableau V.20. Résultats du ferrailage du voile Vx_3

Niveaux	S-sol et RDC	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8	9
L (cm)	90	90	90	90	90	90
e (cm)	20	20	20	20	20	20
$M \text{ (KN.m)}$	1246.22	1293.37	1104.78	866.53	542.82	35.95
$N \text{ (KN)}$	937.5	816.84	699.52	553.23	371.03	141.22
$V \text{ (KN)}$	106.69	94.21	86.14	70.75	49.41	25.79
$\tau_U \text{ (MPa)}$	0.658	0.815	0.744	0.611	0.305	0.222
$A_v \text{ cal /face (cm}^2\text{)}$	0.099	0.0856	0.0734	0.058	0.0392	0.0734
$A_v \text{ min/face (cm}^2\text{)}$	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
$A_v \text{ adopté/face (cm}^2\text{)}$	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93
$N^{\text{barres}} \text{ /face}$	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
$S_t \text{ (cm)}$	20	20	20	20	20	20
$A_h \text{ cal/face (cm}^2\text{/ml)}$	1.152	1.0177	0.930	0.764	0.533	0.278
$A_h \text{ min/face (cm}^2\text{/ml)}$	0.304	0.255	0.256	0.258	0.276	1.59
$A_h \text{ adopté/face (cm}^2\text{/ml)}$	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93
$N^{\text{barres}} \text{ face (cm}^2\text{/ml)}$	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
$S_t \text{ (cm)}$	20	20	20	20	20	20

❖ Voile V_{x_4} :Tableau V.21. Résultats du ferrailage du voile V_{x_4}

Niveaux	S-sol et RDC	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8	9
L (cm)	110	110	110	110	110	110
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	1555.35	1837.43	1551.73	1169.41	708.8	-23.87
N (KN)	1124.9	991.94	844.07	660.63	434.78	149.85
V (KN)	145.25	116.64	111.72	94.178	68.94	44.15
τ_U (MPa)	1.027	0.589	0.789	0.665	0.487	0.312
A_v cal /face (cm ²)	0.122	0.104	0.0889	0.0698	0.0463	3.08
A_v min/face (cm ²)	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3
A_v adopté/face (cm ²)	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93
N^{barres} /face (cm ²)	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ² /ml)	1.152	1.0177	0.930	0.764	0.533	0.278
A_h min/face (cm ² /ml)	0.304	0.255	0.256	0.258	0.276	1.59
A_h adopté/face (cm ² /ml)	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14
N^{barres} face (cm ² /ml)	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
S_t (cm)	25	25	25	25	25	25

❖ Voile V_{x_5} :Tableau V.22. Résultats du ferrailage du voile V_{x_5}

Niveaux	S-sol et RDC	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8	9
L (cm)	150	150	150	150	150	150
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	371.27	26.13	16.22	18.93	19.88	32.06
N (KN)	841.52	703.58	595.19	457.63	298.85	104.57
V (KN)	127.42	115.27	96.82	80.79	58.26	24.06
τ_U (MPa)	0.660	0.597	0.502	0.418	0.302	0.124
A_v cal /face	10.9	10.86	9.02	7.12	4.86	0.0181

(cm^2)						
A_v min/face (cm^2)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
A_v adopté/face (cm^2)	11.09	11.09	10.68	10.68	6.28	6.28
N^{barres} /face (cm^2)	5HA14+3HA12	5HA14+3HA12	4HA14+4HA10	4HA12+4HA10	8HA10	8HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm^2/ml)	0.825	0.747	0.627	0.523	0.377	0.155
A_h min/face (cm^2/ml)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
A_h adopté/face (cm^2/ml)	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71
N^{barres} face (cm^2/ml)	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15

❖ Voile Vx_6 :

Tableau V.23. Résultats du ferrailage du voile Vx_6

Niveaux	S-sol et RDC	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8	9
L (cm)	180	180	180	180	180	180
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	561.74	215.40	116.66	-23.79	-22.86	-5.92
N (KN)	821.81	709.9	603.39	471.74	309.83	119.65
V (KN)	172.86	132.55	103.22	78	47.32	40.68
τ_U (MPa)	0.746	0.572	0.446	0.337	0.208	0.175
A_v cal /face (cm^2)	0.113	0.135	11.46	7.35	5	1.861

A_v min/face (cm^2)	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4
A_v adopté/face (cm^2)	12.22	12.22	12.22	8.10	7.07	7.07
N^{barres} /face (cm^2)	5HA14+4HA12	5HA14+4HA12	5HA14+4HA12	3HA12+6HA10	9HA10	9HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm^2/ml)	0.933	0.715	0.557	0.421	0.260	0.219
A_h min/face (cm^2/ml)	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4
A_h adopté/face (cm^2/ml)	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5
N^{barres} face (cm^2/ml)	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15

❖ Voile V_{y1} et $V_{y1'}$:

Tableau V.24. Résultats du ferrailage du voile V_{y1} et $V_{y1'}$.

Niveaux	S-sol et RDC	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8	9
L (cm)	80	80	80	80	80	80
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	21.25	17.5	14.68	11.65	7.98	-6.84
N (KN)	446.06	389.79	333.64	263.97	176.09	75.04
V (KN)	63.54	64.18	61.17	51.08	34.99	16.45
τ_v (MPa)	0.617	0.623	0.594	0.496	0.340	0.159
A_v cal /face (cm^2)	7.55	6.54	5.58	4.42	2.96	1.447
A_v min/face (cm^2)	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
A_v adopté/fa	7.92	7.92	5.5	5.5		

$ce (cm^2)$					3.93	3.93
$N^{barres} /face (cm^2)$	7HA12	7HA12	7HA10	7HA10	5HA10	5HA10
$S_i (cm)$	10	10	10	10	15	15
$A_{h,cal}/face (cm^2/ml)$	0.772	0.779	0.743	0.620	0.425	0.199
$A_h min/face (cm^2/ml)$	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
$A_h adopté/face (cm^2/ml)$	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14
$N^{barres} /face (cm^2/ml)$	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
$S_i (cm)$	25	25	25	25	25	25

❖ Voile Vy_2 et Vy_2' :Tableau V.25. Résultats du ferrailage du voile Vy_2 et Vy_2' .

Niveaux	S-sol et RDC	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8	9
L (cm)	110	110	110	90	90	90
e (cm)	20	20	20	20	20	20
$M (KN.m)$	-224.42	-18.79	-6.64	-4.84	-35.52	-11.01
$N (KN)$	656.79	412.63	334.48	228.46	159.76	71.66
$V(KN)$	88.9	58.47	52.42	36.55	27.71	9.6
$\tau_U (MPa)$	0.628	0.413	0.370	0.315	0.239	0.082
$A_v cal /face (cm^2)$	0.096	6.66	5.06	3.516	0.025	0.013
$A_v min/face (cm^2)$	3.3	3.3	3.3	2.7	2.7	2.7
$A_v adopté/face (cm^2)$	6.79	6.79	5.65	3.9	3.9	3.9

$N^{barres}/face$ (cm^2)	6HA12	6HA12	5HA12	5HA10	5HA10	5HA10
S_i (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm^2/ml)	0.785	0.516	0.463	0.394	0.299	0.103
A_h min/face (cm^2/ml)	1.77	3.3	3.3	2.7	1.82	2.63
A_h adopté/face (cm^2/ml)	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9
$N^{barres} face$ (cm^2/ml)	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
S_i (cm)	20	20	20	20	20	20

❖ Voile Vy_3 et Vy_3' :Tableau V.26. Résultats du ferrailage du voile Vy_3 et Vy_3' .

Niveaux	S-sol et RDC	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8	9
L (cm)	100	100	100	100	100	100
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	-173.94	29.14	34.13	36.47	38.53	23.45
N (KN)	692.59	485.33	419.15	335.81	227.31	102.94
V (KN)	84.42	84.58	87.38	79.58	63.33	49.95
τ_U (MPa)	0.656	0.654	0.679	0.618	0.492	0.388
A_v cal/face (cm^2)	0.110	8.23	7.497	6.4	0.043	0.017
A_v min/face (cm^2)	3	3	3	3	3	3
A_v adopté/face (cm^2)	8.42	8.42	8.42	6.79	4.71	4.71
$N^{barres}/face$ (cm^2)	4HA14+2HA12	4HA14+2HA12	4HA14+2HA12	6HA12	6HA10	6HA10

S_i (cm)	15	15	15	15	15	15
A_h cal/face (cm ² /ml)	0.82	0.822	0.849	0.773	0.615	0.485
A_h min/face (cm ² /ml)	1.99	3	3	3	2.19	2.19
A_h adopté/face (cm ² /ml)	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14
N^{barres} /face (cm ² /ml)	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
S_i (cm)	25	25	25	25	25	25

❖ Voile Vy₄ et Vy₄Tableau V.27. Résultats du ferrailage du voile Vy₄ et Vy₄

Niveaux	S-sol et RDC	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8	9
L (cm)	150	150	150	1.3	1.3	1.3
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	-421.39	36.91	32.24	23.54	-18.4	2.043
N (KN)	800.15	650.46	544.43	403.54	268.18	109.81
V (KN)	146.2	119.5	104.53	68.74	50.63	36.78
τ_v (MPa)	0.757	0.619	0.512	0.411	0.302	0.220
A_v cal /face (cm ²)	0.113	10.41	8.753	6.58	4.46	2.25
A_v min/face (cm ²)	4.5	4.5	4.5	3.9	3.9	3.9
A_v adopté/face (cm ²)	10.78	10.78	9.55	7.22	5.5	5.5
N^{barres} /face (cm ²)	7HA14	7HA14	4HA14+3HA12	5HA12+2HA10	7HA10	7HA10
S_i (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face	0.947	0.774	0.677	0.514	0.378	0.275

(cm^2/ml)						
A_h min/face (cm^2/ml)	2.136	4.5	4.5	3.9	3.9	3.9
A_h adopté/face (cm^2/ml)	4.71	4.71	4.71	3.93	3.93	3.93
N^{barres} face (cm^2/ml)	6HA10	6HA10	6HA10	5HA10	5HA10	5HA10
$S_t (cm)$	15	15	15	15	15	15

V.3.3. Exemples de schémas de ferrailage

En prend un seul exemple dans chaque sens :

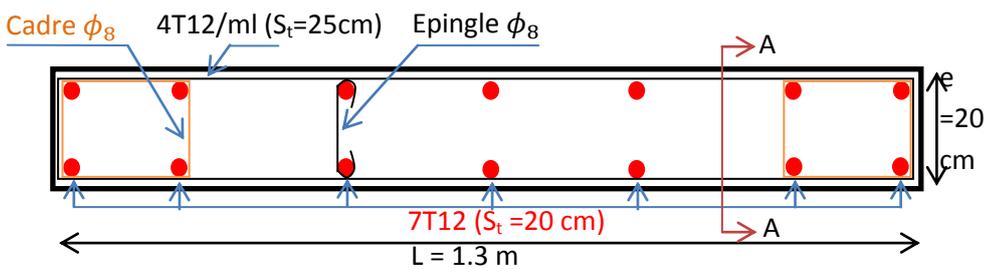


Figure V.9. Schéma de ferrailage du voile V_{X1} des niveaux S-SOL, RDC, 1, 2, 3 et 4

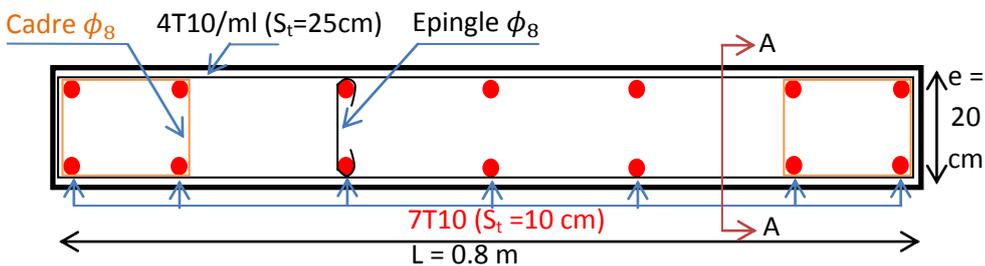
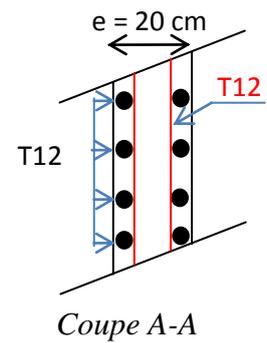
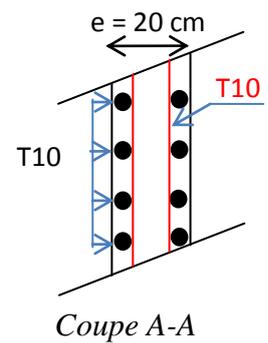


Figure V.10. Schéma de ferrailage du voile V_{Y1} des niveaux 3, 4, 5 et 6



Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferraillements obtenus par l'application ainsi que le ferraillement minimum édicté par le RPA 99/ 2003.

Il est noté que le ferraillement minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisé. Les ferraillements adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

Introduction

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal.
- Une force horizontale, résultant par exemple de l'action d'un séisme.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

VI.1. Choix du type de fondation

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins 1.30 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1 \text{ bars}$.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes:

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8G \pm E$ **RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1).**

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

- ✓ $1.35G + 1.5Q$
- ✓ $G + Q$

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}, \text{ avec } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas

VI.1.1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont rectangulaire à la base (a*b) d'où les semelles sont rectangulaires (A× B).

La vérification à faire : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N_{sup} : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELU ; obtenu par le SAP2000 V14.

N_{inf} : Le poids estimé de la semelle.

$$N_{inf} = 25 \times 0.45 \times 1.5 \times 2 = 33.75 \text{ KN}$$

$$N = N_{sup} + N_{inf} = 2300.9 + 33.75 = 2334.65 \text{ KN.}$$

S : La surface d'appui de la semelle.

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

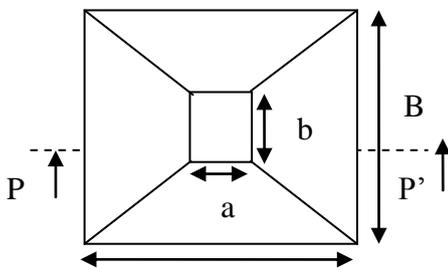


Figure VI.1 : Vue en plan de la semelle.

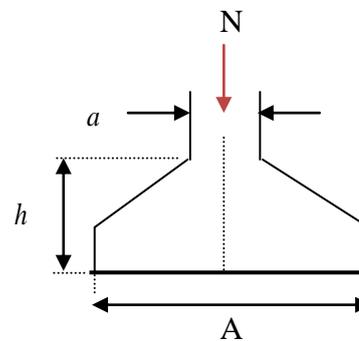


Figure VI.2 : Coupe P-P'.

Choisissant deux poteaux de section (75*70) dans la structure où la distance entre eux est de 2.6 m dans

le sens (x-x)

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 1 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{2.33465}{0.1}} = 4.83 \text{ m}$$

On remarque qu'il y aura 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.1.2. Vérification des semelles filantes

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 7 poteaux.

1788.88 KN 1617.95 KN 1778.13 KN 2300.9 KN 1711.05 KN 1523.10 KN 1482.64 KN

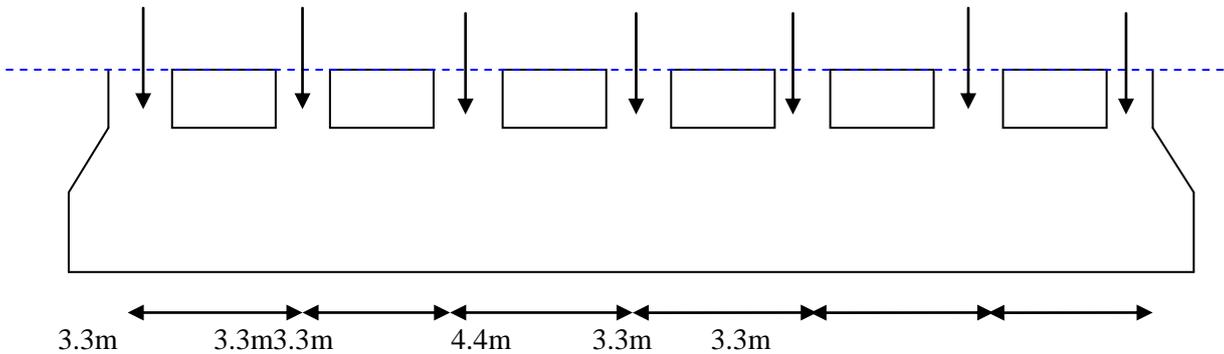


Figure VI .3 :Semelle filante

Avec :

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

$N_1 = 1788.88 \text{ KN}$, $N_2 = 1617.95 \text{ KN}$, $N_3 = 1778.13 \text{ KN}$, $N_4 = 2300.9 \text{ KN}$

$N_5 = 1711.05 \text{ KN}$, $N_6 = 1523.10 \text{ KN}$, $N_7 = 1482.64 \text{ KN}$

$$N = \sum N_i = 12202.65 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{12202.65}{100 * 20.9} = 5.83 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, donc on doit passer à un radier général

VI.2. Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisit selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

VI.2.1. Prédimensionnement

A. La condition de coffrage

✓ Nervure: $h_t \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{490}{10} = 49cm \Rightarrow h_t = 50cm \dots\dots(a)$

✓ Dalle: $h_r \geq \frac{l_{max}}{20} = \frac{490}{20} = 24.5cm \Rightarrow h_r = 35cm.$

- $L_{max} = 4.90$ m: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.
- h_t : hauteur de la nervure.
- h_r : hauteur du radier.

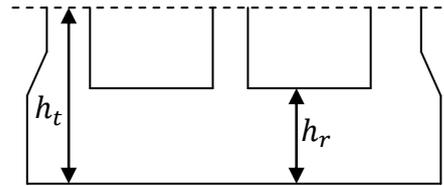


Figure VI.4: Dimensions du radier.

B. La condition de rigidité

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max}$$

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

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

- E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.2 \times 10^7$ KN/m².
- I : Inertie de la section du radier.
- K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4$ KN/m³
- b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

On a : $I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} \Rightarrow h \geq 0.70$ m.....(b)

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- ✓ La hauteur de la nervure $h_t = 70$ cm.
- ✓ La hauteur du radier $h_r = 35$ cm.

➤ La surface du radier

- N_{ser} : l'effort de service de la superstructure. $N_{ser} = 36263.63$ KN

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 362.63m^2$$

La surface du bâtiment $S_{bat} = 21.2 \times 12.8 = 271.36$ m²

Donc on prend $S_{radier} = 362.63m^2$

$S_{rad} > S_{bat}$ (le radier a des débords)

P : le poids propre de radier, $P = 25 \times 0.35 \times 362.63 = 3173.01$ KN

$$S_{rad} = S_{bat} + D \times P$$

p : le périmètre de la structure ; On prend: $p=68\text{m}$

D :Débord

$$D = S_{\text{débord}}/p = S_{\text{rad}} - S_{\text{bat}}/p = 362.63 - 271.36/68 = 1.34\text{m}, \text{ Donc: } D = 1.35\text{cm}$$

VI.2.2. Les Vérifications nécessaires

✚ Vérification au poinçonnement

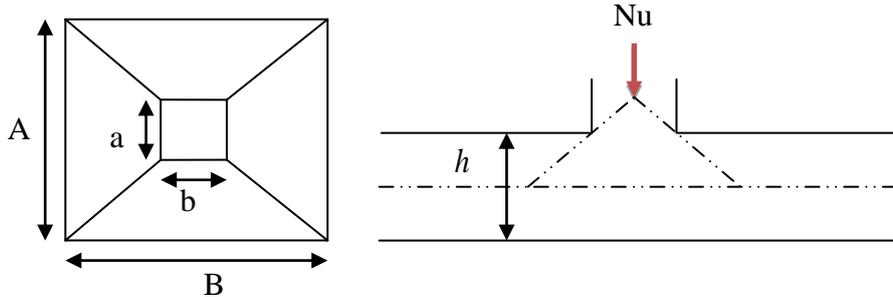


Figure VI.5: Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **BAEL91 (Art A.5.2 ,42).**

- N_u : L'effort normal sur le poteau.
- U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu c = (a + b + 2ht) \times 2 \Rightarrow \mu c = 2 \times (0.7 + 0.75 + 2 \times 0.7) \Rightarrow \mu c = 5.7\text{m}$$

On trouve $U_c = 5.7\text{ m}$

$$N_u = 2300.9 < 0.045 \times 5.7 \times 0.7 \times \frac{25}{1.15} = 3903.26\text{KN} \text{ (La condition est vérifiée).}$$

\Rightarrow Pas risque au poinçonnement.

✚ Vérification au cisaillement

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

CBA 93 (A.5.1.2.1.1).

$$V_u = \frac{N_u * L_{\text{max}}}{2 * S} = \frac{2300.9 * 4.9}{2 * 271.36} = 20.77\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{20.77 * 10^{-3}}{1 * 0.63} = 0.032\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On considère une bande de $b = 1\text{ m}$, de longueur $d = 0.9 * h_t = 0.63\text{ m}$.

\Rightarrow Pas risque de rupture par cisaillement.

✚ Vérification des contraintes dans le sol DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 (a)).

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol} \text{ Avec } \sigma_{(\max,\min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$$

N: L'effort normal dû aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismiques à la base tiré du logiciel sap2000, avec la combinaison G+Q+E.

A partir du programme SOCOTEC (calcul des formes) on trouve :

$$\begin{cases} X_G = 10.6 \text{ m} ; I_{xx} = 10163.33 \text{ m}^4 \\ Y_G = 6.4 \text{ m} ; I_{yy} = 3704.96 \text{ m}^4 \\ S = 271.36 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$N = 36263.63 + 25 * 0.35 * 271.36 = 38638.03 \text{ KN}$$

✓ Dans le sens x-x : $N = 38638.03 \text{ KN} ; M_Y = 24282.036 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_Y} * Y_G = \frac{38638.03 * 10^{-3}}{271.36} + \frac{24282.036 * 10^{-3} * 6.4}{3704.96} = 0.184 \text{ MPa} \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_Y} * Y_G = 0.1 \text{ MPa} \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.131 \text{ MPa} \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 1 \text{ MPa}$$

⇒ La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

✓ Dans le sens y-y : $N = 38638.03 \text{ KN} ; M_X = 21729.679 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_X} * X_G = \frac{38638.03 * 10^{-3}}{271.36} + \frac{21729.679 * 10^{-3} * 10.6}{10163.33} = 0.164 \text{ MPa} \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_X} * X_G = 0.120 \text{ MPa} \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \langle \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.136 \text{ MPa} \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 1 \text{ MPa}$$

⇒ la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

✚ Vérification de la stabilité au renversement

Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement:

$$\text{On doit vérifier que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

√ Dans le sens x-x

$$e = \frac{21729.679}{38638.03} = 0.562m < \frac{21.2}{4} = 5.3m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

√ Dans le sens y-y

$$e = \frac{24282.03}{38638.03} = 0.628m < \frac{12.8}{4} = 3.2m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas risque au renversement dans les deux sens.

✚ **Vérification de la poussé hydrostatique**

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$$

Avec

$$N = 38638.03KN$$

$$H = 4.5m, \text{ (la hauteur de la partie encrée du bâtiment).}$$

$$F_s = 1.5 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$S_{rad} = 271.36m^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$\gamma_w = 10KN / m^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

$$\text{On trouve : } N = 38638.03 KN \geq 1.5 * 4.5 * 271.36 * 10 = 18316.8 KN.$$

La condition est vérifiée.

⇒ Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivé de l'eau.

VI.2.3.Ferraillage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho * e = 25 * 0.35 = 8.75KN / m^2.$$

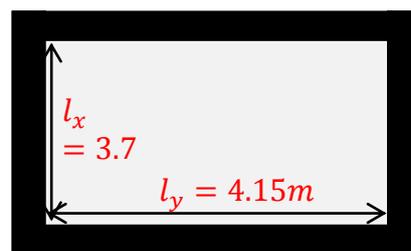


Figure VI.6 : Panneau de dalle

VI.2.4. Calcul des sollicitations

- $q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{49966.743}{271.36} + 1.35 * 8.75 = 195.94 \text{ KN/m}^2$
 - $q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{36263.63}{271.36} + 8.75 = 142.38 \text{ KN/m}^2$
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,89 > 0,4 \Rightarrow$ Alors, la dalle travaille dans les deux sens

✚ L'ELU

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y ? \begin{cases} \rho = 0.89 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0466 * 195.94 * 3.7^2 = 125. \text{ KN.m} \\ M_0^y = 95.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 106.2 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 81.12 \text{ KN.m} \end{cases}$
- En appui : $M_a^x = M_a^y = 0.4 M_0^x = -50 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0.35) \text{ m}^2$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Résumé des résultats du ferrailage du radier.

		M (KN.m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{choisie} (cm ² /ml)	S _t (cm)
En travée	Sens x-x	106.2	9.92	7HA14=10.78	15
	Sens y-y	81.12	7.50	7HA12=7.92	15
En appuis		-50	4.57	4HA12=4.52	25

Nota

On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

✚ Vérification de condition de non fragilité

- ✓ En travée : $\begin{cases} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho = 0,79 \end{cases} \text{ (Acier HA FeE400)} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

- Sens xx: $A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * h_r = 3.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_t^x = 9.92 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérifiée

- Sens yy: $A_{min} = \rho_0 * b * h_r = 2.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_t^y = 7.5 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérifiée

✓ En appuis :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow A_a = 4.57 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérifiée

✚ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_{u^*} l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 241.65 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_{u^*} l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 281.21 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 281.21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{281.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.32} \Rightarrow \tau_u = 0.892 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

✓ L'ELS

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y ? \begin{cases} \rho = 0.89 \\ v = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0537 * 142.38 * 3.7^2 = 104.67 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 87.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 88.97 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 74.36 \text{ KN.m} \end{cases}$
- En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.4 M_0^x = -41.86 \text{ KN.m}$

✚ Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

- ✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).
- ✓ $\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)
- ✓ F.N: $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$, avec $\eta = 1,6$ acier HA
- ✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.
- ✓ y : position de l'axe neutre.
- ✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de radier.

Sens	Moments (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2/ml)	y (cm)	$I(cm^4)$	σ_b (MPa)	Observation	σ_s (Mpa)	Observation
x-x	$M_t^x = 88.97$	14.98	7.64	86074	7.902	Vérifié	377.61	Non vérifiée
y-y	$M_t^y = 74.36$	12.23	5.58	46939	8.841		627.79	
Appuis	$M_a = -41.86$	6.93	6.21	57867	4.499		279.8	

↳ **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s .

Tableau VI.3 : Recalcul des sections d'armatures à l'ELS

Sens	Moments (KN.m)	β	α	A_{calc} (cm^2/ml)	$A_{choisie}$ (cm^2/ml)	S_t (cm)
x-x	$M_t^x = 88.97$	$2.3 * 10^{-3}$	0.262	18.34	6HA20=18.85	15
y-y	$M_t^y = 74.36$	$1.156 * 10^{-3}$	0.186	13.85	7HA16=14.07	15
appui	$M_a = -41.86$	$1.46 * 10^{-3}$	0.209	8.33	6HA14=9.24	15

Tableau VI.4 : Revérifications des contraintes de radier.

Sens	Moments (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2/ml)	y (cm)	$I(cm^4)$	σ_b (MPa)	Observation	σ_s (Mpa)	Observation
x-x	$M_t^x = 88.97$	18.85	10.9	169050.3	5.746	Vérifié	166.42	Vérifié
y-y	$M_t^y = 74.36$	14.07	8.13	135375	5.329		183.72	
Appuis	$M_a = -41.86$	9.24	5.32	96883	3.515		154.70	

↳ Toutes les contraintes sont vérifiées.

✚ Espacement des armatures :

$$\checkmark \text{ Sens x-x: } S_t \leq \min[3h_r, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Sens y-y: } S_t \leq \min[4h_r, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

VI.2.5. Schéma de ferrailage de radier

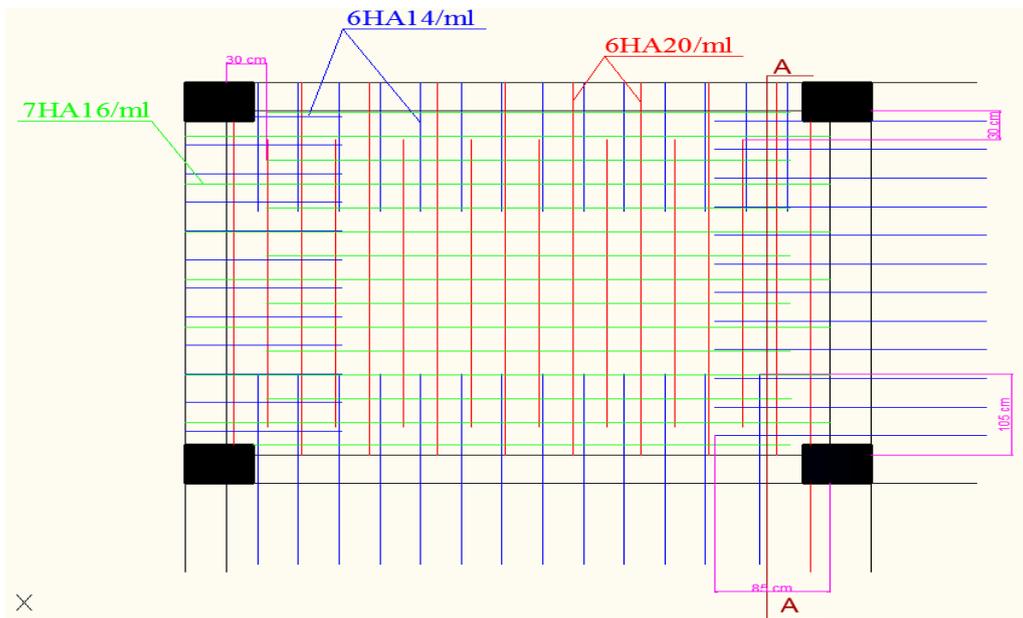


Figure VI.7 : Schémas de ferrillages du radier

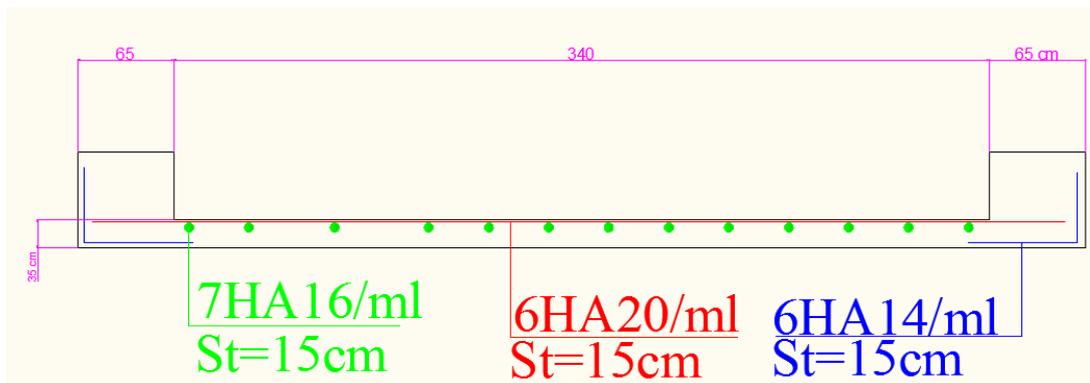


Figure VI.8 : Coupe A-A (radier)

B) Ferrailage des débords

Le débord est assimilé à une console de 1m de largeur soumise à la flexion simple.

1) Calcul des sollicitations:

$Q_u = 195.94 \text{ kN}$, $Q_s = 142.38 \text{ kN}$, $D = l = 135 \text{ cm}$.

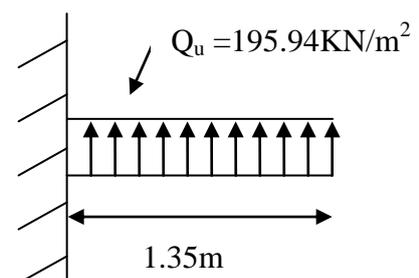


Figure VI.9: Schéma statique du débord.

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 178.55 \text{ KNm}$$

2) Calcul du ferrailage :

➤ **Armatures principales :**

$$A_t = M_x / \sigma_{st} * Z$$

En tenant en compte la continuité des panneaux, les moments seront réduits, ainsi :

↪ **En travée :** $M_{tx} = 0.85M_u = 151.76 \text{ KN.m}$

↪ **En appui :** $M_{ax} = 0.4M_u = 71.41 \text{ KN.m}$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_{sec} = A/4 = 18.85/4 = 4.71 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 6.03 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement (St):**

$$St \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 20\text{cm}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Sachant que : $V_u = q_u \times l = 195.94 \times 1.35 = 264.51 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.529 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \text{ est vérifié pas d'armatures transversales.}$$

Le calcul du ferrailage et les vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5: Résumé des résultats.

	M_u (KNm)	$A_{calculé}(c)$ (m ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	151,76	12,15	6,03	4HA16+3HA14 =13.02	3.85	107.3	15	201.63
Appui	71,42	5.62	6.03	4HA14=6.16	1.59	34.67	15	201.63

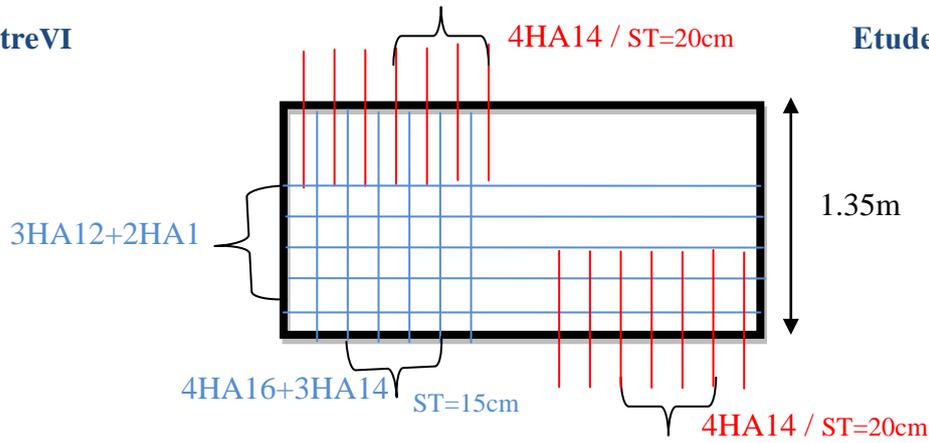


Figure.VI.10:Schéma de ferrailage du débord.

VI.3. Etude des nervures

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

VI.3.1. Dimensionnement de la nervure

$$h_t = 0.7m, h_r = 0.35m, b_0 = 0.70m, d = 0.67m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4.15}{10}; \frac{3.7}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(41.5; 185)$$

Soit : $b_1 = 40cm$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 150cm$

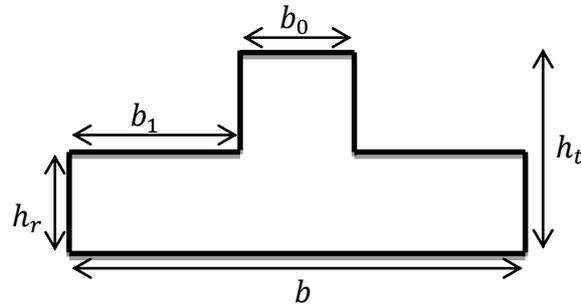


Figure VI.11 : Section de la nervure à ferrailer

Le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par

chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- ✓ P_m : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.
- ✓ P_v : charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) L_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$ <p>Remarque : si la nervure est soumise à un chargement triangulaire à deux coté</p>

Avec :

$$\checkmark \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}, \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

VI.3.2. Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

❖ **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = -0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

❖ **Moments en travée**

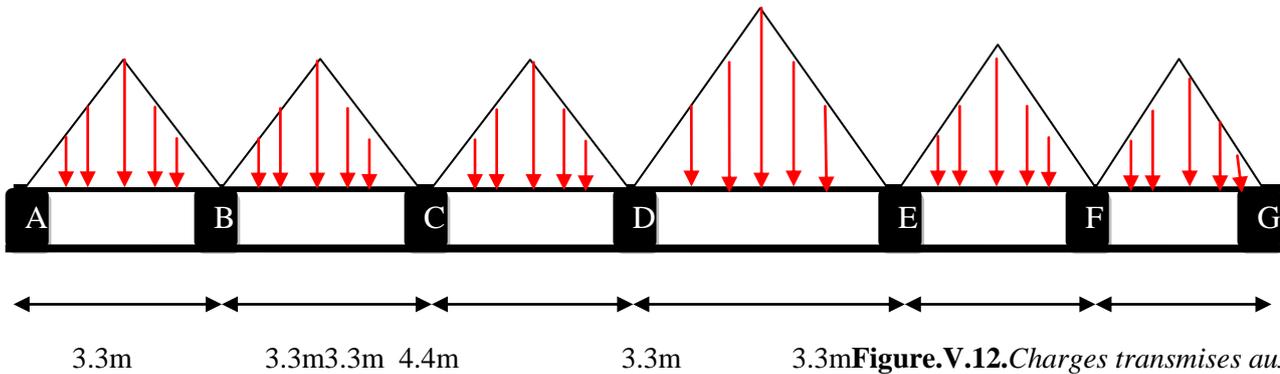
M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

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

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

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Sens X-X



On a : $q_u = 195.94 \text{ KN/m}^2$

Tableau VI.6 : Sollicitations de la nervure principale (sens X-X)

Travée	l (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	3.3	3.3	431.06	-15.67	-210.86	1.34	162.36
B-C	3.3	2.64	431.06	-210.86	-160.66	1.72	81.549
C-D	3.3	2.64	431.06	-160.66	-232.06	1.54	71.554
D-E	4.4	3.52	574.75	-232.06	-232.06	2.2	242.108
E-F	3.3	2.64	431.06	-232.06	-210.86	1.68	45.361
F-G	3.3	3.3	431.06	-210.86	-15.67	1.95	162.36

Tableau VI.7 : Sollicitations maximales (sens X-X)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	242.108	-232.06
Effort tranchant (KN)	431.068	

Sens Y-Y :

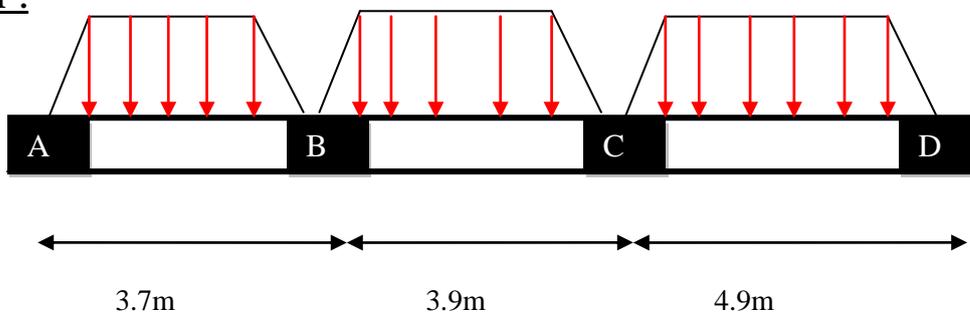


Figure.V.13. Charges transmises aux nervures transversales

On a : $q_u = 195.94 \text{ KN/m}^2$

Tableau VI.8 : Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y)

Travée	l (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	3.7	3.7	581.48	-15.67	-273.86	1.49	202.95
B-C	3.9	3.12	1259.33	-273.86	-425.45	1.75	26.72
C-D	4.9	4.9	646.53	-425.45	-15.67	2.87	385.34

Tableau VI.9 : Sollicitations maximales (sens Y-Y)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	385.34	-425.45
Effort tranchant (KN)	563.681	

VI.3.3. Ferrailage

Tableau VI.10 : Tableau De ferrailage des nervures

		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix (cm ² / ml)
Sens X-X	Travée	242.108	50.68	12.14	12T25 = 58.9
	Appui	-232.06	50.35	12.14	12T25 = 58.9
Sens Y-Y	Travée	385.34	55.34	12.14	12T25 = 58.9
	Appui	-425.45	56.63	12.14	12T25 = 58.9

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4\text{MPa}] = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes**

On a : $q_s = 142.38 \text{ KN/m}^2$.

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes dans les nervures

Localisation		Moment (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Sens X-X	Travée	175.92	2.247	75.78	Vérifiée
	Appui	-168.63	2.276	80.05	Vérifiée
Sens Y-Y	Travée	280.01	3.57	120.67	Vérifiée
	Appui	-309.15	4.17	146.76	Vérifiée

❖ **Les armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_t^{max} \right] = 20 \text{ mm}, \text{ Alors, } \phi_t = 10 \text{ mm}.$$

❖ Espacements des aciers transversaux

Pour les armatures transversales, on a :

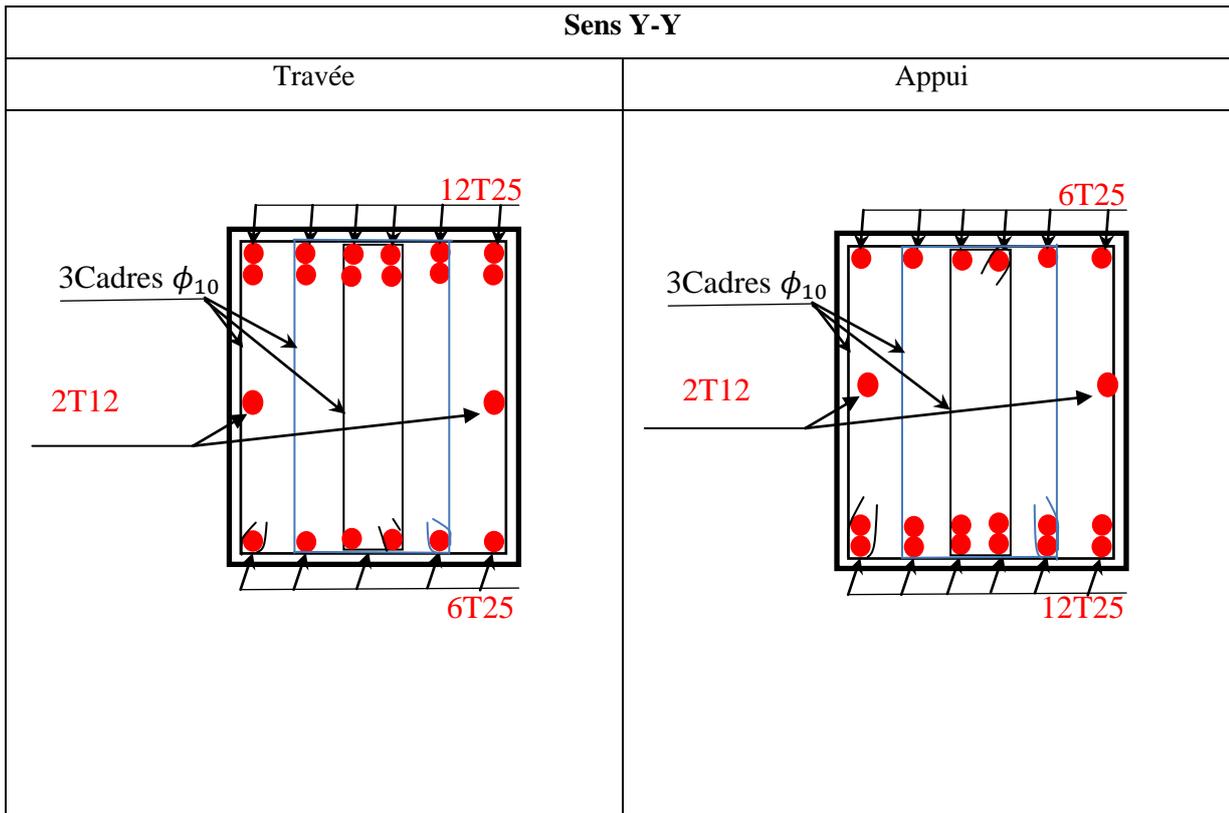
$$A_t = 3 \text{ Cadres } \phi_{10} = 6 \phi_{10} = 4.74 \text{ cm}^2.$$

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t1} \leq 73 \text{ cm} \quad S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \quad S_{t3} \leq 21.13 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 60.3 \text{ cm} \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ Schémas de ferrailages

Tableau VI.12 : Schémas de ferrailages des nervures	
Sens X-X	
Travée	Appui
<p>12T25</p> <p>3Cadres ϕ_{10}</p> <p>2T12</p> <p>6T25</p>	<p>6T25</p> <p>3Cadres ϕ_{10}</p> <p>2T12</p> <p>12T25</p>



VI.4 Voiles périphériques

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de terrain naturel (sous-sol). Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres.

Il doit remplir les exigences suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ Épaisseur minimale $E_p \geq 15$ cm .

VI.4.1 Dimensions de voile périphérique

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante :

On prend, $E_p = 20$ cm

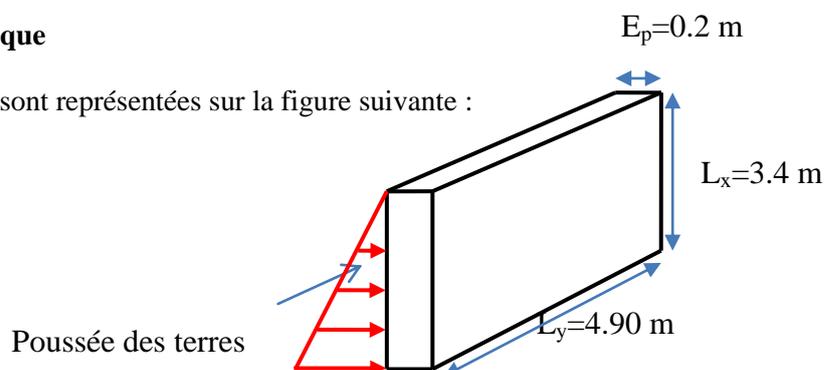


Figure VI.14 : schéma de voile périphérique.

VI.4.2 Caractéristiques du sol

- ✓ Poids spécifique : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.
- ✓ Angle de frottement : $\varphi = 14.49^\circ$
- ✓ Cohésion : $C=0.13\text{bars}$.

VI.4.3 Méthode de calcul

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux dalles, encastrés en chaque côté. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

VI.4.4 Sollicitations

A. Poussée des terres

$$P_1 = \gamma \times h \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times C \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$P_1 = 16.73 \text{ KN/m}^2.$$

B. Charge due à la surcharge

Au vu du plan de masse annexé au plan de notre structure, il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendrer ; on prévoit le calcul de notre voile périphérique en tenant compte d'une surcharges $Q=10\text{KN/m}^2$.

$$P_2 = Q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 5.9 \text{ KN/m}^2.$$

VI.4.5. Ferrailage de voile périphérique

❖ **Calcul à l'ELU**

$$P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 31.43 \text{ KN/m}^2.$$

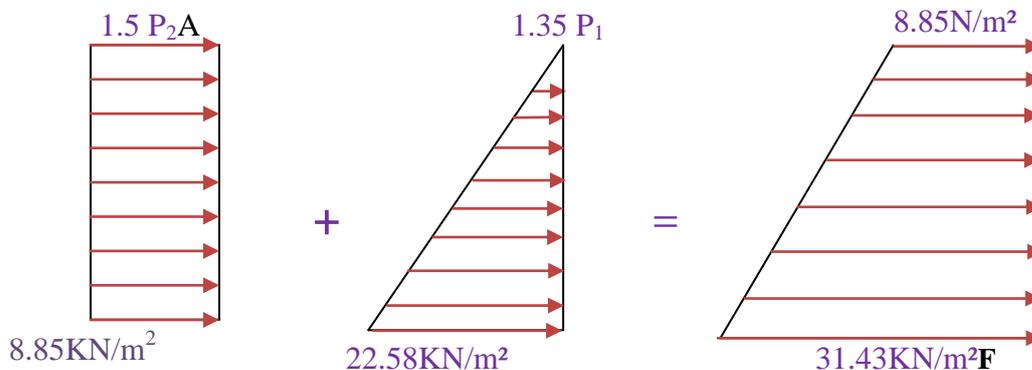


Figure VI.15: Diagrammes des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\begin{cases} L_x = 3.4\text{ m} \\ L_y = 4.9\text{ m} \\ E_p = 20\text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{min}(h = 0\text{ m}) = 1.5 * P_2 = 8.85\text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max}(h = 3.4\text{ m}) = 1.35 * P_1 + 1.5 * P_2 = 31.43\text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 25.78\text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.69 \Rightarrow$ Le panneau travaille dans les deux sens.

- **ELU** : ($\nu = 0$)

$$\rho = 0.69 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0697 \\ \mu_y = 0.4181 \end{cases} \quad (\text{Annexe I}).$$

Tableau VI.13 : Sollicitation et ferrailage du voile périphérique			
Sens	Désignation	$q_u = 25.78\text{ KN/m}^2$	
		Travées	Appuis
X-X	M_0 (KN.m)	47.19	47.19
	M (KN.m)	40.11	18.87
	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	7.15	2.89
	A_{min} (cm ² /ml)	2	2
	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	5HA14 = 7.7	4HA10 = 3.14
Y-Y	M_0 (KN.m)	19.73	19.73
	M (KN.m)	16.77	- 7.89
	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	3.26	1.347
	A_{min} (cm ² /ml)	2	2
	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	5HA10 = 3.93	4HA8 = 2.01

✓ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier :

$$V_u = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho}{2}\right)} = 66.37\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.591 < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4\text{ MPa}) = 3.25\text{ MPa}$$

Commentaire : Pas risque de cisaillement par effort tranchant.

❖ **Vérifications à l'ELS**

$$\begin{cases} L_x = 3.4\text{ m} \\ L_y = 4.9\text{ m} \\ E_p = 20\text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{min}(h = 0\text{ m}) = P_2 = 5.9\text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max}(h = 2.12\text{ m}) = P_1 + P_2 = 22.63\text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 18.44\text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- ELS : ($\nu = 0.2$)

$$\rho = 0.69 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0577 \\ \mu_y = 0.57045 \end{cases} \quad (\text{Annexe I}).$$

❖ Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}, FN \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 : Vérification des contraintes								
Localisation		M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
Sens x-x	En travée	31.6	7.7	0.039	1.2*10 ⁻⁴	10.28	513.9	N-Vérifiée
	En appuis	14.91	3.14	0.035	1*10 ⁻⁴	5.3	293.1	N-Vérifiée
Sens y-y	En travée	18.07	3.93	0.039	1.2*10 ⁻⁴	5.86	300.35	N-Vérifiée
	En appuis	8.5	2.01	0.035	1*10 ⁻⁴	3.02	171.31	Vérifiée

↳ **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s.

Tableau VI.15 : Recalcul des sections d'armatures à l'ELS					
Localisation		M _{ser} (KN.m)	A _{calc} (cm ² /ml)	A _{choisie} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	En travée	31.6	10.01	5HA16=10.05	20
	En appuis	14.91	4.67	6HA10=4.71	15
Sens y-y	En travée	18.07	5.71	4HA14=6.16	25
	En appuis	8.5	2.01	4HA8=2.01	25

❖ Espacement des armatures

Conformément au RPA 99/2003, l'espacement doit vérifier la condition suivante:

- ✓ Sens X-X: S_t ≤ min (3E_p, 33 cm) = 33 cm. Alors, S_t = 25 cm.
- ✓ Sens Y-Y: S_t ≤ min (4E_p, 45 cm) = 45 cm. Alors, S_t = 25 cm.

❖ Schémas de ferrillages

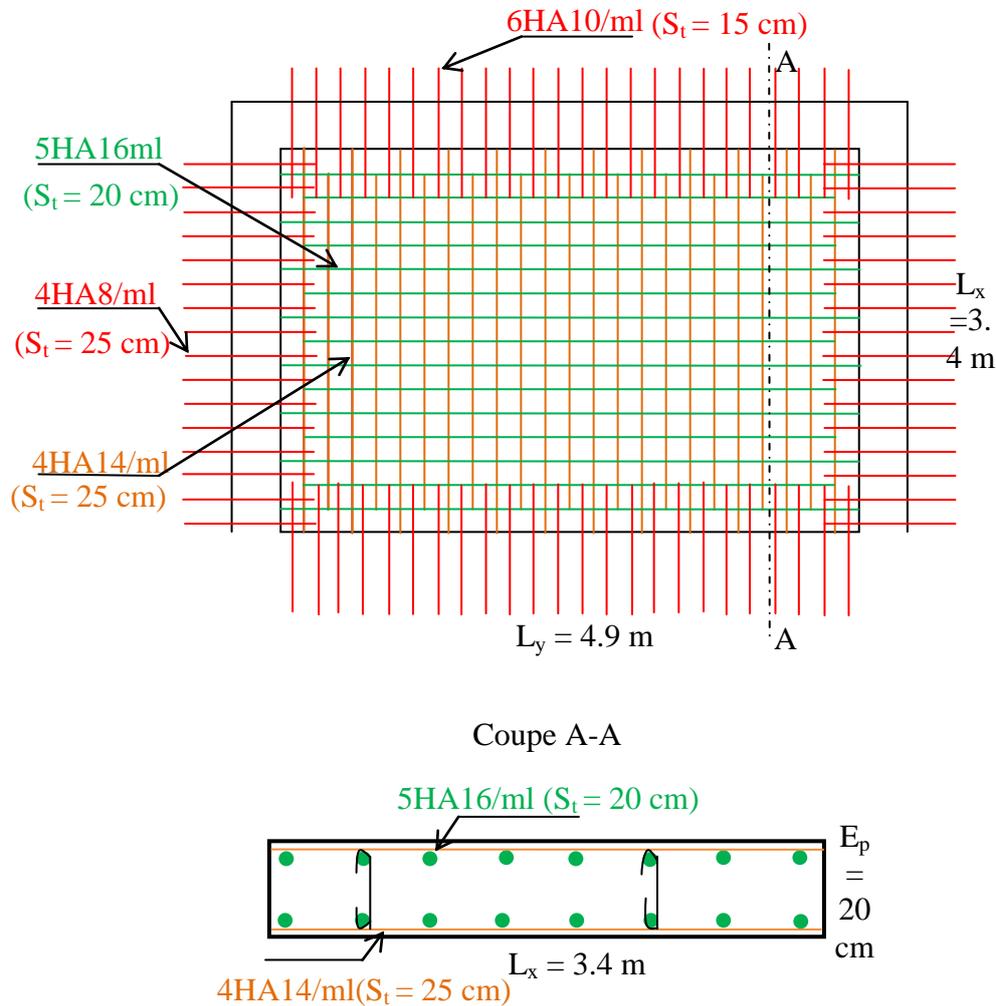


Figure VI.16: Schéma du ferrillage du voile périphérique

Conclusion

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrillage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrailé comme un plancher encastré au niveau du radier.

CONCLUSION GENERALE

L'analyse tridimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir le SAP 2000 et robot millenium ... ; mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande la connaissances de certaines notions de base d'élément finis et de dynamique des structure afin de mieux rapprocher les modélisation de la réalité.

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 règlementation en vigueur.

D'autre part cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✓ l'ingénieur chargé de l'étude doit avoir un esprit critique face aux résultats du fait de l'existence des incertitudes propres au calcul.
- ✓ L'utilisation et le choix de logiciel de calcul dépend de la connaissance des équations qui régissent les lois de comportement utilisées, ainsi que le model numérique propre à chaque logiciel.
- ✓ la différence des résultats obtenus est due aux méthodes de résolution numérique utiliser par chaque logiciel.
- ✓ L'irrégularité en plan et en élévation de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles)
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- ✓ La position des escaliers joue un rôle très important sur le bon comportement de la structure.
- ✓ éviter des constructions ayant une rigidité insuffisante dans un sens par rapport a l'autre (exemple : construction a deux travées).

Enfin, notre souhait le plus chère est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D. T. R), charges et surcharges d'exploitations.
- ✓ M. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).
- ✓ Béton armé (Jean-Pierre Mougin).

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Annexe III

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

$$\varepsilon_s = 10\%$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

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

Annexe I

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe II
Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx *$

Ly

Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.89$

	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 M_1	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 M_2	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	

Tableau des Armatures (en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33