

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

Mémoire de fin d'études

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

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+8+ galerie commercial+1Sous-sol) à usage
d'habitation, commercial et service contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

M^{er} ISSAD Fateh
M^{elle} DJEBBAR Dihia

Encadré par :

M^{me} OURABAH Sabiha

Examineurs :

M^{me} BOUNOUNI

M^{me} SEGHIR

Promotion 2014-2015



Remerciements



Nous tenons d'abord à remercier les membres de jury d'avoir accepté de juger notre travail.

Nous tenons à exprimé nos remerciements et sincères reconnaissances à notre promotrice, MADAME OURABAH sabiha pour avoir accepté de parrainer ce travail, pour l'honneur qu'il nous a fait en assurant l'encadrement du présent mémoire et pour son soutien scientifique et morale.

Sans oublier de remercier tous les membres de nos familles respectives pour leurs soutiens et leurs encouragements, particulièrement nos parents.

La concrétisation de ce travail n'aurait jamais vu le jour sans une volante d'une dynamique équipe et sans la précieuse collaboration de nos amis, nos collègues et nos proches et dans le souci de n'oublier personne, que tout ceux qui nous ont aidé, de près ou de loin, trouvent l'expression de notre gratitude.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ *Mes parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie.*
- ❖ *Mes frères et mes sœurs et à toute la famille ISSAD.*
- ❖ *Mes amis sans exception.*
- ❖ *Toute la promotion 2015.*



**FATEH
ISSAD**

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A ceux que j' aime et bien sûr à toute ma famille :

A mes très chers parents qui ont été a mes cotes et a ma soutenu durant toute ma vie.

A mes chères sœurs : Linda, Lyakout, Mouna, Tinhinane, djohra, et katia.

A mon seul et cher frère : Mohand.

Et a tous mes amis.

Finalement, je remercie mon binôme Issad Fatah qui a participé à la réalisation de ce modeste travail.

DJEBBAR Dihia

Introduction générale	01
Chapitre I : Généralités	
Introduction	02
I.1 Présentation de l'ouvrage	02
I.2 caractéristique de l'ouvrage	02
I.3 Règlementations et normes utilisées	04
I.4 Etats limites de calculs	04
I.5 Action et sollicitations de calcul	06
I.6 Caractéristique des matériaux	07
Conclusion	14
Chapitre II Pré dimensionnement des éléments	
Introduction.	15
II.1 pré dimensionnement des éléments	15
II.2 les escaliers	18
II.3 l'acrotère	22
II.4 les poutres	22
II.5 les voiles	24
II.6 les poteaux	24
II.7 Evaluation des charges et surcharges	25
II.8 Descente de charge	30
II.9 Vérifications pour le poteau	38
Conclusion	41
Chapitre III Etude des éléments secondaires	
Introduction	42
III.1 Etude des planchers	42
III.2 Etude des escaliers	79
III.3 Etude de l'acrotère	87
III.4 Etude de l'ascenseur	92
Conclusion	99
Chapitre IV Etude dynamique	
Introduction.	100
IV.1 Objectifs de comportement	100
IV.2 Méthode de calcul.	100
IV.3 Description du logiciel SAP 2000	106
IV.4 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000	107
Conclusion	114
Chapitre V Etude des éléments structuraux	
Introduction.	115
V.1 Etude des poteaux	115
V.2 Etude des poutres	126
V.3 Etude des voiles	137
Conclusion	147

Sommaire

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

Introduction.	148
VI.1 Choix du type des fondations	148
VI.2 Les voiles périphériques	163
Conclusion	167
Conclusion générale.	
Bibliographie.	
Annexes.	

Liste Des Figures

Figure.I.1	Règle des trois pivots	06
Figure.I.2	Diagramme des contraintes déformations du béton.....	10
Figure.I.3	Diagramme des contraintes déformations du calcul.....	13
Figure.II.1	Plancher à corps creux.....	15
Figure.II.2	Vue en coupe d'une poutrelle.....	16
Figure.II.3	Schéma de la disposition des poutrelles pour les étages courants	16
Figure.II.4	Schéma de la disposition des poutrelles pour RDC	17
Figure.II.5	Dalle sur 3 appuis.....	18
Figure.II.6	Dalle sur 3 appuis.....	18
Figure.II.7	Dalle sur 3 appuis.....	18
Figure.II.8	Dalle sur 4 appuis.....	18
Figure.II.9	Schéma d'un escalier.....	19
Figure.II.10	Schéma statique l'escalier.....	19
Figure.II.11	Vue en plan de l'escalier de l'étage courant.....	20
Figure.II.12	Schéma de 1 ^{er} et 3 ^{eme} volées.....	20
Figure.II.13	Schéma de 2 ^{eme} et 4 ^{eme} volées	21
Figure.II.14	Coupe transversale de l'acrotère.....	22
Figure.II.15	Coupe verticale d'un voile.....	24
Figure.II.16	Schéma de plancher terrasse inaccessible.....	25
Figure.II.17	schéma du plancher étage courante.....	26
Figure.II.18	Schémas du plancher galerie commerciale	27
Figure.II.19	Schéma de cloisons extérieures.....	28
Figure.II.20	Schéma surface qui revient au poteau (E3).....	30
Figure.II.21	Schéma statique de la décente de charge	33
Figure.II.22	Surface qui revient au poteau (D1).....	36
Figure.III.1	Les différents types de poutrelles	43
Figure.III.2	Schéma d'une Poutre continue	43
Figure.III.3	Moments sur une poutre à plus de deux travées.....	44
Figure.III.4	Moments sur une poutre à deux travées	44
Figure.III.5	Effort tranchant sur une poutre à 2 travées	45
Figure.III.6	Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées	45
Figure.III.7	Schéma statique de la poutrelle T1 (plancher terrasse inaccessible).....	46
Figure.III.8	Caractéristique géométrique de la poutre	56
Figure.III.9	Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	68
Figure.III.10	Dalle de la galerie commerciale	69
Figure.III.11	Schéma de ferrailage de la dalle de la galerie	73
Figure.III.12	Dalle pleine avec ouverture.....	74
Figure.III.13	Schéma de ferrailage de la dalle pleine avec ouverture	74
Figure.III.14	Dalle sur 3 appuis	74
Figure.III.15	Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis	79
Figure.III.16	Schéma d'une volée d'étage courant	79
Figure.III.17	Schéma de ferrailage de l'escalier droit 2 et 3	82
Figure.III.18	Schéma d'une volée 1 et 3 d'étage courant	82
Figure.III.19	Schéma de ferrailage de la dalle console	84
Figure.III.20	Schéma statique de la poutre brisé	84
Figure.III.21	Schéma de ferrailage de la Poutre brisée.....	86
Figure.III.22	Coupe transversale l'acrotère.....	87
Figure.III.23	Schéma de ferrailage de l'acrotère	92

Liste Des Figures

Figure.III.24	Schéma statique et concept d'ascenseur	92
Figure.III.25	Cage d'ascenseur.....	93
Figure.III.26	Schéma représentant la surface d'impacte	96
Figure.III.27	Vue en coupe du ferrailage de la dalle.....	99
Figure. IV.1	Spectre de réponse.....	105
Figure. IV.2	Dispositions des voiles.....	106
Figure. IV.3	1 ^{ere} mode de déformation (translation suivant y-y).....	107
Figure. IV.4	2 ^{ème} mode de déformation (translation suivant x-x).....	107
Figure. IV.5	3 ^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z).....	108
Figure. V.1	Zone nodale	116
Figure. V.2	Section réduite du béton	122
Figure. V.3	Section d'un poteau	123
Figure. V.4	Ferrailage des sections des poteaux	125
Figure. V.5	2U superposés (avec alternance dans l'orientation).....	127
Figure. V.6	Les moments sur la zone nodale	133
Figure. V.7	Dispositions constructives de la poutre	135
Figure. V.8	Schéma de ferrailage des poutres principales de tous les niveaux.....	136
Figure. V.9	Schéma de ferrailage des poutres secondaires de tous les niveaux.....	137
Figure. V.10	Disposition des armatures verticales.....	138
Figure. V.11	Schéma de répartition des voiles.....	139
Figure. V.12	Schéma d'un voile pleine	141
Figure. V.13	Schéma de ferrailage du voile $V_x = 3m$ (sous-sol).....	147
Figure.VI.1	Vue d'une semelle isolée.....	149
Figure.VI.2	Semelle filante	149
Figure.VI.3	Dimension du radier.....	150
Figure.VI.4	Zone de contact poteau- radié	151
Figure.VI.5	Dalle sur quatre appuis.....	154
Figure.VI.6	Schéma de ferrailage du radier	157
Figure.VI.7	Répartition des charges aux poutres selon les lignes de rupture.....	157
Figure.VI.8	La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures.....	158
Figure.VI.9	Sollicitations sur les nervures du sens y-y.....	158
Figure.VI.10	Sollicitations sur les nervures du sens x-x	159
Figure.VI.11	Section à ferrailer	160
Figure.VI.12	Schémas de ferrailage des nervures.....	162
Figure.VI.13	Schéma du mur adossé	163
Figure.VI.14	Diagramme des contraintes	164
Figure.VI.15	schéma de ferrailage de voile périphérique	167

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1	Caractéristiques mécaniques des aciers.....	12
Tableau I.2	L'enrobage des armatures	14
Tableau II.1	dimensionnement de volées 1 et 3.....	20
Tableau II.2	dimensionnement de volées 2 et 4.....	21
Tableau II.3	Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible 1 et 2.....	22
Tableau II.4	Evaluation des charges du plancher étage courant	26
Tableau II.5	Evaluation des charges du plancher étage RDC.....	26
Tableau II.6	évaluation des charges du plancher galerie commerciale.....	27
Tableau II.7	Evaluation des charges du plancher étage RDC.....	27
Tableau II.8	évaluation des charges du balcon.....	28
Tableau II.9	évaluation des charges du balcon de terrasse inaccessible.....	28
Tableau II.10	Evaluation des charges de l'acrotère	28
Tableau II.11	Evaluation des charges des cloisons extérieures	29
Tableau II.12	Evaluation des charges du palier	29
Tableau II.13	Evaluation des charges de la volée 1 et 3.....	29
Tableau II.14	Evaluation des charges de la volée 2 et 4.	30
Tableau II.15	propre des poteaux	31
Tableau II.16	Descente de charge pour le poteau (E3)	36
Tableau II.17	La loi de dégression pour le poteau (D1).....	37
Tableau II.18	Descente de charge pour le poteau (D1).....	38
Tableau II.19	Vérification des poteaux à la compression simple pour le poteau E3.	39
Tableau II.20	vérification au flambement des poteaux.....	40
Tableau II.21	Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau E3.....	41
Tableau III.1	Chargements sur les poutrelles.....	46
Tableau III.2	Les sollicitations à ELU poutrelle type 1(terrasse inaccessible).....	50
Tableau III.3	Les sollicitations à ELS poutrelle type 1(terrasse inaccessible).....	50
Tableau III.4	Les sollicitations à ELU poutrelle type 2 (terrasse inaccessible).....	51
Tableau III.5	Les sollicitations à ELS poutrelle type 2 (terrasse inaccessible).....	51
Tableau III.6	Les sollicitations à ELU poutrelle type 3 (terrasse inaccessible).....	51
Tableau III.7	Les sollicitations à ELS poutrelle type 3 (terrasse inaccessible).....	51
Tableau III.8	Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1(étage courant)	52
Tableau III.9	Les sollicitations à ELS, poutrelle type 1(étage courant).....	52
Tableau III.10	Les sollicitations à ELU poutrelle type 2 (étage courant).....	52
Tableau III.11	Les sollicitations à ELS, poutrelle type 2(étage courant).....	52
Tableau III.12	Les sollicitations à ELU, poutrelles type 3 (étage courant).....	53
Tableau III.13	Les sollicitations à ELS, poutrelles type 3 (étage courant).....	53
Tableau III.14	Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1 (RDC).....	53
Tableau III.15	Les sollicitations à ELS, poutrelle type 1 (RDC).....	53
Tableau III.16	Les sollicitations à ELU poutrelle type 2 (RDC).....	54
Tableau III.17	Les sollicitations à ELS poutrelle type 2 (RDC).....	54
Tableau III.18	Les sollicitations à ELU, poutrelle type 3(RDC).....	54
Tableau III.19	Les sollicitations à ELS, poutrelle type 3(RDC).....	55
Tableau III.20	Les sollicitations les plus défavorables.....	55
Tableau III.21	Ferraillage des différents types de poutrelles.....	65
Tableau III.22	Vérification au cisaillement.	65
Tableau III.23	Vérification des états limite de compression du béton.....	66
Tableau III.24	Vérification des états limitent de déformation.....	67

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.25	les schémas de ferrailage des poutrelles.	68
Tableau III.26	Résumé le calcul des armatures en travées et en appuis.....	70
Tableau III.27	Calcul du ferrailage du plancher de la galerie commerciale.	70
Tableau III.28	Calcul de la flèche de la dalle galerie commerciale x-x.....	72
Tableau III.29	Calcul de la flèche de la dalle galerie commerciale y-y.....	72
Tableau III.30	Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.....	74
Tableau III.31	Calcul de la flèche de la dalle balcon x-x.....	78
Tableau III.32	Calcul de la flèche de la dalle balcon y-y.....	78
Tableau III.33	Résultats de ferrailage des volées (2 et 4) de l'étage courant.....	80
Tableau III.34	Résultats de ferrailage des volées de l'étage courant	83
Tableau III.35	Ferrailage de la poutre brisée.	85
Tableau III.36	Combinaison d'action de l'acrotère.....	87
Tableau III.37	Résultats de calcul de ferrailage de la dalle d'ascenseur x-x.....	94
Tableau III.38	Résultats de calcul de ferrailage de la dalle d'ascenseur y-y.....	95
Tableau III.39	Résultats des calculs	97
Tableau IV.1	Valeurs des pénalités P_q	102
Tableau IV.2	Période de vibration et taux de participation massique.....	108
Tableau IV.3	Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	110
Tableau IV.4	Vérification de l'interaction sous charges horizontales	110
Tableau IV.5	Vérification de l'effort tranchant à la base	111
Tableau IV.6	Vérification des déplacements.....	112
Tableau IV.7	Vérification a L'effet $P-\Delta$	113
Tableau IV.8	Vérification de l'effort normale réduit	114
Tableau V.1	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	116
Tableau V.2	Les sollicitations dans les poteaux.....	117
Tableau V.3	Les Armatures longitudinale dans les poteaux.....	120
Tableau V.4	Les armatures transversales adoptées pour les poteaux	121
Tableau V.5	Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.....	122
Tableau V.6	Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.....	123
Tableau V.7	Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.....	124
Tableau V.8	Ferrailage des sections des poteaux.....	126
Tableau V.9	Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99.....	128
Tableau V.10	Les sollicitations les plus défavorables.....	128
Tableau V.11	Armatures longitudinales dans les poutres.....	129
Tableau V.12	Vérification de l'effort tranchant.....	131
Tableau V.13	Vérification au cisaillement.....	131
Tableau V.14	Vérification de l'état limite de compression du béton.....	132
Tableau V.15	Moment résistant dans les poteaux.....	134
Tableau V.16	Moments résistants dans les poutres.....	134
Tableau V.17	Vérification de la zone nodale.....	135
Tableau V.18	Les sollicitations dans les voiles V_x à tous les niveaux.....	140
Tableau V.19	Les sollicitations dans les voiles $V_y = 2m$ à tous les niveaux.....	140
Tableau V.20	Les sollicitations dans les voiles $V_y = 3,6m$ à tous les niveaux.....	140
Tableau V.21	Ferrailage du voile $V_x = 3m$ à tous les niveaux.....	145
Tableau V.22	Ferrailage du voile $V_y = 2m$ à tous les niveaux.....	146
Tableau V.23	Ferrailage du voile $V_y = 3,6m$ à tous les niveaux.....	147
Tableau VI.1	Ferrailage du radier.....	155
Tableau VI.2	Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	156
Tableau VI.3	les nouvelles sections d'acier adopte à l'ELS.....	156

LISTE DES TABLEAUX

Tableau VI.4	Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.....	159
Tableau VI.5	Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.....	159
Tableau VI.6	Résumé des résultats du ferrailage les nervure.....	160
Tableau VI.7	Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	161
Tableau VI.8	résumé des résultats (vérification des contraintes).....	161
Tableau VI.9	Ferrailage du voile périphérique.....	164
Tableau VI.11	Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	166

Symboles et notation

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur.

 : Coefficient de la fibre neutre

B : Aire d'une section de béton.

Br : 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_a, 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).

h_t : hauteur totale du plancher.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

Symboles et notation

h_e : 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.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

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 .

N_s : Effort normal de service.

N_u : 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).

Symboles et notation

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_{gi} : 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).

b₀ : 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

γ : Coefficient de poison

σ : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

Symboles et notation

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

b : coefficient de sécurité.

s : coefficient de sécurité.

ϕ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

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

q : chargement KN/ml..

f_{ultim}^{\dagger} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

f_u^{\dagger} : 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.

Introduction Générale

Introduction générale

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs (interstorey drifts), et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que la plus part des bâtiments à voiles en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (mur de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (commerciales + habitations) en (R+8+1 sous sol) implanté à Bejaia qui classé d'après le règlement parasismique algérien 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.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on a utilisé le code national (règlement parasismique algérien RPA99)

Le travail est réalisé selon le plan de travail suivant :

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

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

Chapitre I

Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

I.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant notre projet de fin d'étude est un bâtiment de R+8+1entre sol +1sous-sol, dont le rez-de chaussée a usage de service, les deux sous-sols à usage commercial, et les autres étages à usage d'habitations (logement en F1, F2, F3). Il est implanté à Bejaia, qui est classée par le RPA99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (IIa), cette ouvrage est de moyenne importance donc il est appartient au groupe d'usage 2, le site est considéré comme ferme (S2) dont la contrainte admissible est $\sigma=2$ bars

I.2. Caractéristiques de la structure

I.2.1 Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques de notre structure sont les suivantes :

- Hauteur total de l'ouvrage : 34,1 m.
- Hauteur de sous-sol : 2,80m.
- Hauteur de GC : 4,06m.
- Hauteur de RDC : 3.06m.
- Hauteur d'étage courant : 3.06m.
- Largeur en plan : 16.25m.
- Longueur en plan : 26,10m.

I.2.2 Système de contreventement

En se basant sur l'article (3-4-A-1-a) du RPA99/Version 2003 qui d'adopter un contreventement mixte lorsque la hauteur de l'ouvrage dépasse 4 niveaux (14m) en zone IIa, nous avons opté pour un contreventement par voiles et portiques avec justification de l'interaction. Selon toujours le même article ; les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales quant aux charges horizontales (effort sismique), elles sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives, ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.2.3 les éléments de l'ouvrage

I.2.3.1 Les éléments structuraux

- ❖ **Les poutres** : ce sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts, leur pré-dimensionnement est déterminé selon des conditions bien définies. On distingue : les poutres principales, les poutres secondaires.
- ❖ **Les poteaux** : sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.
- ❖ **Les voiles** : Ils seront plan (épaisseur petite par rapport aux deux autres dimensions), réalisés en béton armé, le choix de nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

I.2.3.2 Les éléments secondaires

- ❖ **Les planchers** : ce sont des aires-généralement, planes destinés à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, il existe deux types :
 - ✓ **Les planchers en corps creux** : pour cette structure, tous les planchers des étages courants seront en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.
 - ✓ **Les planchers en dalle pleines** : ce sont des éléments plans, constitués de panneaux en béton armé, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation. Pour cette structure les deux sous-sols, le RDC ainsi que les balcons, les paliers des escaliers seront en dalle pleine.
- ❖ **la cage d'escalier** : elle permet l'accès du RDC jusqu'à la dernière étage. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées droites et un palier intermédiaire.
- ❖ **Local d'ascenseur** : l'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.
- ❖ **L'acrotère** : est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, il sert à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

I.2.3.3 Les éléments de remplissages

- ❖ **La maçonnerie**
 - **Les murs extérieurs** : ils sont réalisés en briques creuses à double paroi dont l'épaisseur (10+15) cm séparée par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
 - **Les murs intérieurs** : sont réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm, leur fonction principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.
- ❖ **Les revêtements** : les revêtements de la structure sont constitués par :
 - ✓ Du carrelage de 2cm pour les planchers courants.
 - ✓ De l'enduit de ciment pour les murs intérieurs et les plafonds.
 - ✓ De mortier pour les murs de façade.

I.2.3.4 L'infrastructure

- **Les fondations** : elles seront réalisées en béton armé pour assurer les fonctions suivantes :
 - ✓ Transmettre les charges horizontales et verticales au sol ;
 - ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol ;
 - ✓ Limiter les tassements
- **Les voiles périphériques** : en se basant sur l'article (10.1.2) du RPA99V 2003, les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fonctions (semelles, radié.....) et le niveau de base. D'où nécessiter d'un voile périphérique pour le cas des deux sous-sols vus la pousse des terres.

I.3 Règlements et normes utilisées

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

- Règles Parasismique Algérienne (RPA99/ Version 2003).
- Code du Béton Armé (CBA93).
- Règles du Béton Armé aux Etats Limites (BAEL91).
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation (DTR-BC2.2).

I.4 Etats limites de calculs

C'est un état au-delà duquel la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue, il existe deux états limites différents : l'ELU et l'ELS.

a) Etat limite ultime (ELU)

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure (résistance maximum de l'ouvrage). Son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage, il y a trois états limites :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux (limite de rupture d'une ou plusieurs sections critiques).
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

• Hypothèses de calcul à l'ELU

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles relatives au calcul classique ; à savoir :

- Les sections droites restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- La résistance du béton tendu est négligée.

- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :
 - ✓ $v_{bc} = 3.5\text{‰} \rightarrow$ En flexion.
 - ✓ $v_{bc} = 2\text{‰} \rightarrow$ En compression simple.
- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots) (figure. I.1).

b) Etat limite de service (ELS)

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées. Son dépassement implique un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage, On distingue trois états limites :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

• Hypothèses de calcul à l'ELS

- Conservation des sections planes.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$.

• Règle des trois pivots

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

- Dans le domaine 1, pivot A, l'état limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 2, pivot B, l'état limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 3, pivot C, l'état limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux $3/7$ de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables de la fig. I.1) : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

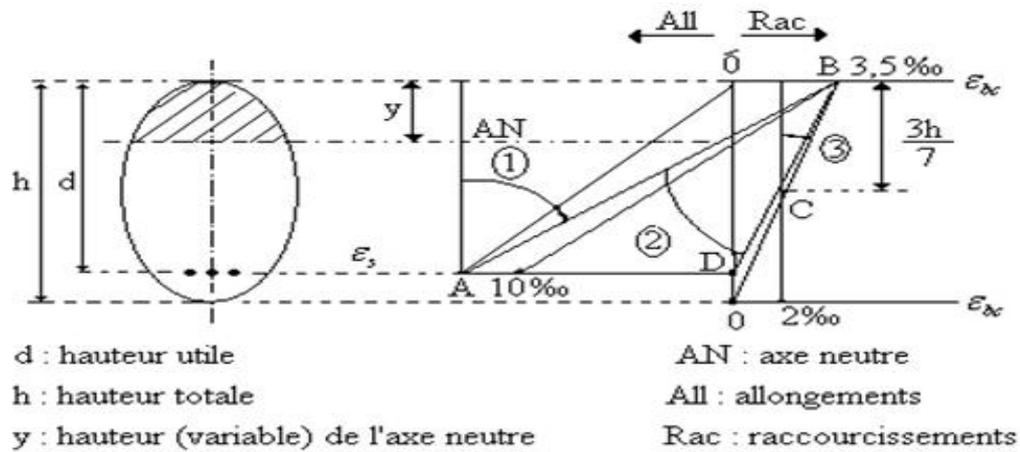


Figure I.1 Règle des trois pivots

Le diagramme passe par :

- Le pivot A si $y \leq 0.2593 \times d$
- Le pivot B si $0.2593 \times d \leq y \leq h$
- Le pivot C si $y \geq h$

I.5 Action et sollicitations de calcul

I.5.1 Les actions

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées et aux déformations imposées à la structure, on distingue:

a) Les actions permanentes (G)

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

- Le poids propre des éléments de la structure.
- Le poids des revêtements et cloisons.
- Le poids des poussées des terres et des liquides.

b) Les actions variables (Q)

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

- Charges d'exploitations appliquées au cours d'exécution.
- Effet de température.
- Charges climatiques (vent, neige).
- Charges non permanentes appliquées au cours d'exécution.

c) Les actions accidentelles (FA)

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est faible. Par exemple :

- Séismes.
- Explosions.
- Chocs.

I.5.2 Les Sollicitations de calcul et combinaisons d'actions

Les sollicitations de calcul sont des efforts internes (normaux et tranchants) et des moments (de flexion et de torsion), ces sollicitations sont calculées avec les combinaisons des différentes actions.

- **Les Sollicitations de calcul vis-à-vis de l'ELU de résistance**

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables à la justification de l'élément.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables à la justification de l'élément.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$).

γ_0, γ_1 et γ_2 : Coefficients relatifs aux charges d'exploitation

- **Combinaisons fondamentales** (Art A.3.3.21 BAEL91)

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer la combinaison suivante :

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + 1.3 \gamma_{Qi} \cdot Q_i$$

Expression dans laquelle γ_{Q1} vau 1,5 dans le cas général et 1,35 dans les cas suivants;

- La température
- Les charges d'explications étroitement bornées ou de caractère particulier.
- Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine.

- ✓ **Situations accidentelles**

Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \gamma_{11} \cdot Q_1 + \gamma_{2i} \cdot Q_i$$

Avec : F_A : valeur normale de l'action accidentelle.

$\gamma_{11} \cdot Q_1$: valeur fréquente d'une action variable.

$\gamma_{2i} \cdot Q_i$: valeur quasi permanente d'une autre action variable.

- **Les Sollicitations de calcul vis-à-vis de l'ELU**

La combinaison d'action à considérer est appelée combinaison rare :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \gamma_{Qi} \cdot Q_i$$

- **Combinaisons d'actions données par le RPA99/ Version 2003**

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

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

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

I.6 Caractéristique des matériaux

Les bétons et les aciers seront choisi conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armée (CBA93 article A.2.1.1) les règlements en vigueur en Algérie.

I.6.1. Béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Ses principaux constituants sont :

- **Le ciment**

C'est un liant hydraulique caractérisé par sa propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

- **Les granulats**

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats provenant de concassage des roches.

- **Les adjuvants**

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton, dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

I.6.1.1 Composition et dosage du béton

Le dosage de différents constituants du béton dépend de type de matériaux utilisés, et de la qualité de béton recherché. En effet, les propriétés physiques et mécaniques du béton dépendent essentiellement de sa composition mais aussi des facteurs extérieurs (la température, l'humidité,...).

La composition pour un (1m²) de béton est la suivante :

- | | | |
|------------------------|--------|--|
| ➤ 350kg/m ³ | —————→ | ciment de classe C.P.A325. |
| ➤ 400 litres | —————→ | sable de diamètre 0 à 5mm. |
| ➤ 800 litres | —————→ | gravier de diamètre 2/8 et 5/25mm. |
| ➤ 175 litres | —————→ | eau de gâchage pour rapport E/C égale à 0,5. |

I.6.1.2 Caractéristiques du béton

1. Résistance mécanique à la compression f_{cj}

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

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

D'après le BAEL91, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa pour les éléments principaux.

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

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (j } \leq 28 \text{ jours)} \quad \text{CBA93 (Art A.2.1.1.1)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \text{ Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa (j } > 28 \text{ jours)}$$

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

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

2. Résistance à la traction f_{ij}

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

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (Art A.1.2.1.2)}$$

Comme $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

3. Contrainte limite à l'ELU

La contrainte en compression est donnée par : $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\eta \times \chi_b}$ BAEL91(Art. A.4.3.4)

Avec : η dépend de la durée d'application des contraintes.

$$\eta = \begin{cases} 1: & \text{Lorsque la durée probable d'application } \geq 24 \text{ h.} \\ 0.9: & \text{Lorsque la durée probable d'application entre 1h et 24h.} \\ 0.85: & \text{Lorsque la durée probable d'application } < 1 \text{ h.} \end{cases}$$

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

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

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ($q = 0,85$).

4. Contrainte limite à l'ELS

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{f}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (Art. A4.5.2)}$$

5. Diagramme des contraintes- déformations

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

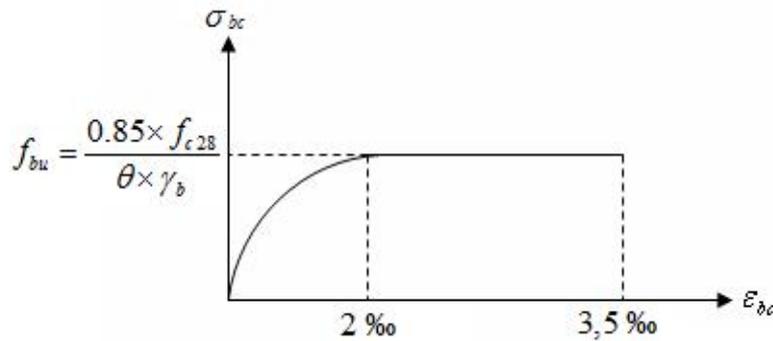


Figure .I.2 Diagramme contrainte-déformation pour le béton.

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

- 2 ‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- 3,5 ‰ : en flexion simple ou composée.

Pour $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰}$ $f_{bc} = 0,25 \times f_{bu} \times 10^3 \times v_{bc} (4 \times 10^3 \times v_{bc}).$

$2 \text{ ‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰}$ $f_{bc} = f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$

6. Module de déformation longitudinale du béton

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93(Art. A.2.1.2.1)}$$
- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à(j) jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ CBA93(Art. A.2.1.2.2)
- Pour : $f_{c28}=25 \text{ MPa}$ on a : $\begin{cases} E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases}$

7. Coefficient de Poisson

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

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\epsilon = \frac{\frac{\Delta a}{a} \text{ (Variation unitaire du côté de la section)}}{\frac{\Delta l}{l} \text{ (Raccourcissement unitaire)}} \quad \text{CBA93(Art. A.2.1.3)}$$

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\epsilon = \begin{cases} 0,2 & \text{à l'ELS} \\ 0 & \text{à l'ELU} \end{cases}$$

8. Module de déformation transversale du béton

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\epsilon + 1)}$$

$$G = \begin{cases} 0.5 \times E_{ij} & \text{si } \epsilon = 0 \quad \text{à l'ELU} \\ 0.42 \times E_{ij} & \text{si } \epsilon = 0.2 \quad \text{à l'ELS} \end{cases}$$

9. Contrainte ultime de cisaillement (du béton)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportant à la fois des barres droites et des barres relevées d'après le BAEL91, la contrainte admissible \ddagger_{adm} diffère selon que la fissuration est peu nuisible ou nuisible. Elle est donnée suivant le cas comme suit :

$$\text{Fissuration peu nuisible F.P.N : } \ddagger_{adm} = \min\left(0.20 \times \frac{f_{cj}}{\chi_b}; 5MPa\right)$$

$$\ddagger_u = \begin{cases} 3,33MPa & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 4,34MPa & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\text{Fissuration nuisible ou très nuisible F.N ou F.T.N : } \ddagger_{adm} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\chi_b}; 4MPa\right)$$

$$\ddagger_u = \begin{cases} 2,5MPa & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 3,26MPa & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

I.6.2 L'acier

I.6.2.1 Définition

L'acier est mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

I.6.2.2 Différents types d'aciers

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

Ñ Les ronds lisses (R.L) :

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

- $f_e=215MPa$ (contrainte à la limite élastique).
- $f_u=330$ à $490MPa$ (contrainte à la limite de rupture).
- $f_e=235MPa$.
- $f_u=410$ à $490MPa$.

Ñ Les aciers à haute adhérence (H.A) :

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

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

- Limite élastique : $f_e=400\text{Mpa}$.
- Contrainte admissible : $\sigma_s=348\text{Mpa}$.
- Coefficient de fissuration : $\eta=1.6$
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s=1.15$
- Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$.

Ñ Treillis soudés :

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

- TL50($\phi > 6\text{mm}$) ; $f_e=500\text{Mpa}$.
- TL52($\phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e=520\text{Mpa}$.

I.6.2.3 Caractéristiques mécaniques des aciers :

Les caractéristiques mécaniques des aciers sont données dans le tableau suivant :

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de Rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Tableau I.1 Caractéristiques mécaniques des aciers

Selon (*l'Art 7.2.2 du RPA99/Version 2003*), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec $f_e = 500\text{MPa}$, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5%.

I.6.2.4 Diagramme des contraintes – déformations (acier)

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

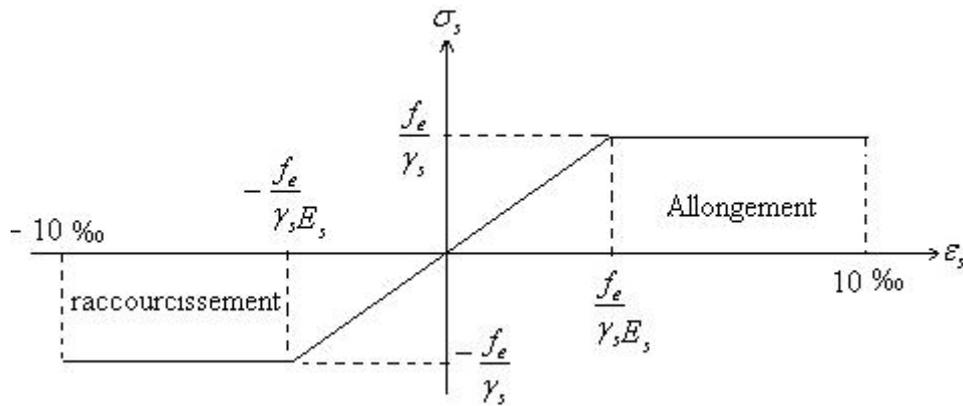


Figure I.3. Diagramme contraintes-déformations de calcul

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

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur :

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle (choc et séisme).

$\gamma_s = 1.15$ situation durable ou transitoire.

I.6.2.5 Contrainte limite des aciers :

- **Etat limite ultime (E.L.U)**

$$\begin{cases} \dagger_s = \frac{f_e}{\chi_s} & \text{pour : } v_{se} \leq v_s \leq 10\% \\ \dagger_s = E_s \times v_s & \text{pour : } v_s \leq v_{se} \end{cases}$$

Avec : $v_s = \frac{f_e}{\chi_s \times E_s}$; v_s : Allongement relatif

Pour le cas de ce projet : $\dagger_s = \begin{cases} \dagger_s = 348 \text{ MPa} & \text{pour : une situation courante.} \\ \dagger_s = 400 \text{ MPa} & \text{pour : une situation accidentelle.} \end{cases}$

- **Etat limite de service (E.L.S)**

✓ Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

La contrainte est limitée à :

$$\bar{\dagger}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\gamma \times f_{ij}} \right] [\text{MPa}] \quad \text{BAEL91 (Art. A.4.5)}$$

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

✓ Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\dagger}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\gamma \times f_{ij}} \right] [\text{MPa}] \quad \text{BAEL91 (Art. A.4.5.33)}$$

η : Coefficient de fissuration avec :

- $\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.
- $\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $w \geq 6mm$.
- $\eta=1,3$: pour les hautes adhérences $w < 6mm$.

I.6.2.6 Protection des Armatures

Dans le but d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autres effets ; un enrobage de ces dernières est prévu.

Le BAEL91 donne les enrobages à respecter en tenant compte de l'exposition et de la nature de l'ouvrage comme résumé sur le tableau suivant :

Exposition et nature de l'ouvrage	Valeurs minimales de C
Ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.	5cm (1)
Parfois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou à des condensations, ou encore, eu égal à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.	3cm (2)
Parfois situées dans des locaux couverts et clos et que ne seraient pas exposées aux condensations.	1cm

Tableau I.2 L'enrobage des armatures

Avec C : l'enrobage de l'armature la plus proche de la paroi.

(1) Cet enrobage de 5cm peut être réduit à 3cm si, soit les armatures, soit le béton, sont protégés par un procédé dont l'efficacité a été démontrée.

(2) La valeur de 3cm peut être ramenée à 2cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieure à 40MPa. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croît avec sa résistance.

Conclusion

Au terme de ce chapitre ; nous retenons ce qui suit :

- L'étude du projet sera faite conformément aux règlements suivants :
 - RPA99/ Version 2003 (Règles Parasismique Algérienne).
 - CBA93 (Code du Béton Armé).
 - BAEL91 (Règles du Béton Armé aux Etats Limites).
 - DTR-BC2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- La résistance de compression du béton utilisé pour notre structure à l'âge de 28 jours est $f_{c28} = 25MPa$.
- Les aciers utilisés sont de nuance FeE400.

Chapitre II

Introduction

L'objectif du pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis, on distingue :

- Eléments structuraux : poutres, poteaux et voiles.
- Eléments secondaires : planchers, escaliers, acrotère et l'ascenseur.

Le pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA99 révisé 2003, le BAEL91 et le CBA.

Les éléments structuraux doivent avoir une section minimale pour pouvoir transmettre aux fondations et sol les efforts qui leurs sont appliqués.

II.1 Pré dimensionnement des éléments

II.1.1 Eléments secondaire

II .1.1 Les planchers

II.2.1.1 Plancher à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

Avec :

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

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L = 460 - 30 = 430 \text{ cm}$$

$$h_t = \frac{430}{22,5} = 19,11 \quad \text{soit } h_t = 24 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 24 \text{ cm}$, tel que 4 cm est l'épaisseur de la dalle de compression est 20 cm la hauteur du corps creux.

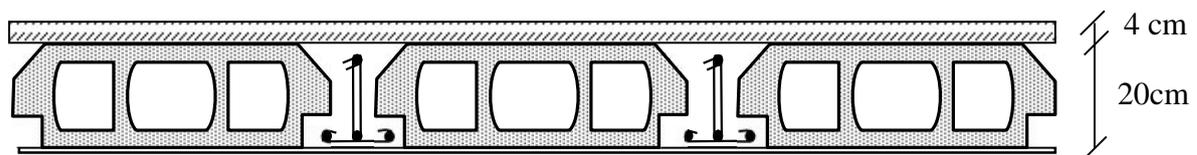


Figure II.1 : Plancher à corps creux

a. Les poutrelles

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

$$h_t = 24 \text{ cm}$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t = (9,6 \text{ à } 14,4) \text{ cm}$$

On adopte : $b_0 = 12 \text{ cm}$.

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$$

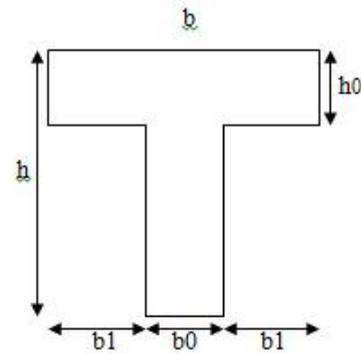


Figure II.2 vue en coupe d'une poutrelle

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$).

L_y : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_y = 430 \text{ cm}$)

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{53}{2}, \frac{430}{10} \right) \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopt } b_1 = 26,5 \text{ cm}.$$

$$b = 2b_1 + b_0 \leftrightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

Soit : **$b = 65 \text{ cm}$**

La disposition des poutrelles se fait selon le critère :

- La plus petite portée
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis)

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon le 1^{er} critère et cela pour tous les planchers comme indiqué sur les deux figures.

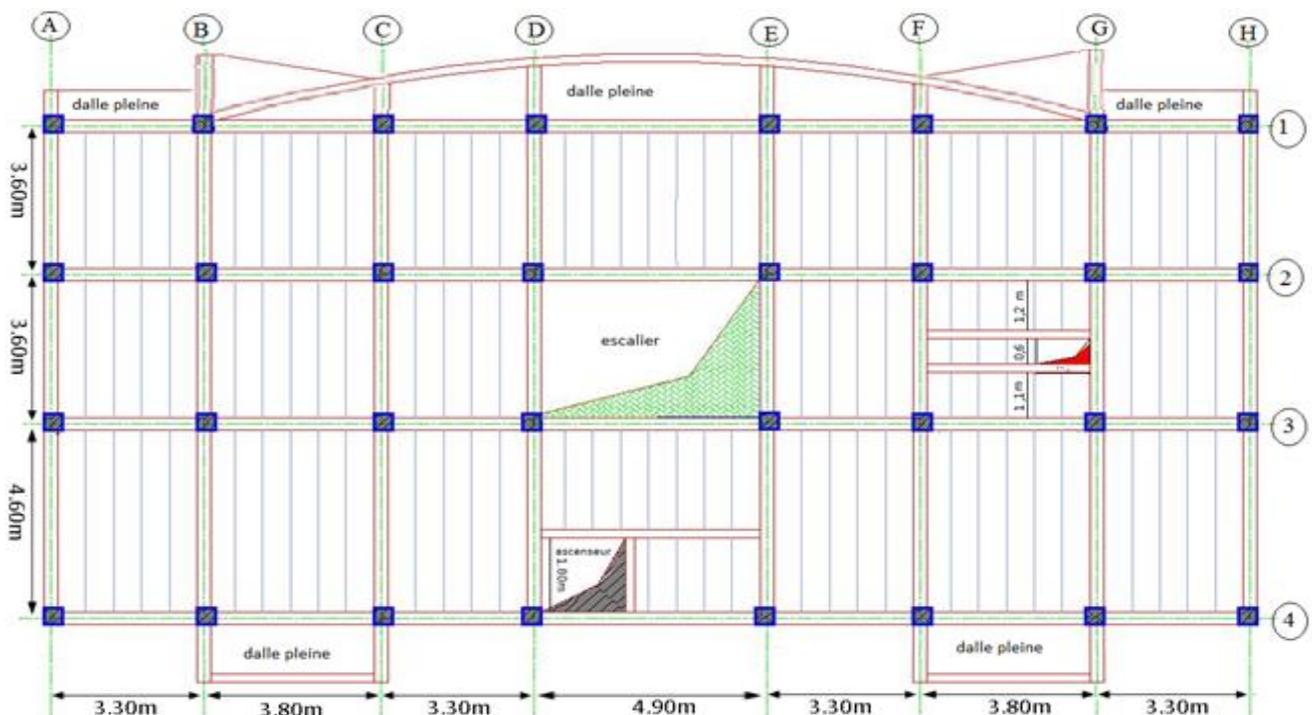


Figure II.3 schéma de la disposition des poutrelles pour les étages courants

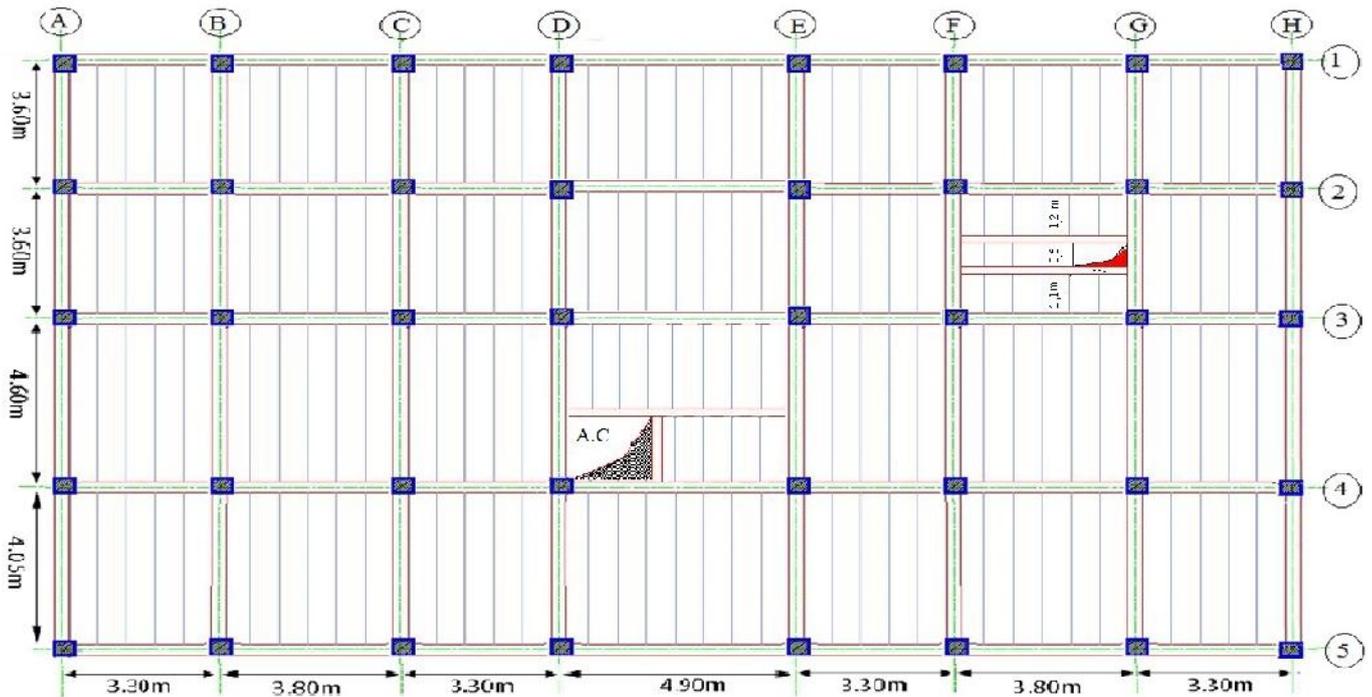


Figure II.4 schéma de la disposition des poutrelles pour RDC.

Remarque : pour les dalles de la galerie commerciale c'est la dalle pleine.

II.1.1.2 Dalles pleines :

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a. Résistance au feu

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

On admet que : $e = 12$ cm.

b. Isolation phonique

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

On limite donc notre épaisseur à : $e = 14$ cm

c. Résistance a la flexion

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles : $e \geq L_x / 20$.
- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$ pour ($< 0,4$).
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$ pour ($> 0,4$).

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

***Dalle sur 3 appuis (balcon)**

On a: $L_x = 1,40 \text{ m}$; $L_y = 3,00 \text{ m}$. ($\rho = 0,467$)

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40} \Rightarrow 140/50 < e < 140/40$$

$$2,8\text{cm} < e < 3,5\text{cm}$$

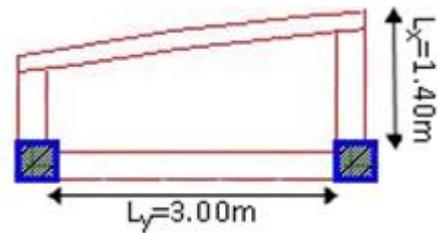


Figure II.5 Dalle sur 3 appuis

***Dalle sur 3 appuis (balcon)**

$L_x = 1,80\text{m}$; $L_y = 3,80\text{m}$ ($\rho = 0,474$)

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40} \Rightarrow 180/50 < e < 180/40$$

$$3,60\text{cm} < e < 4,50\text{cm}$$

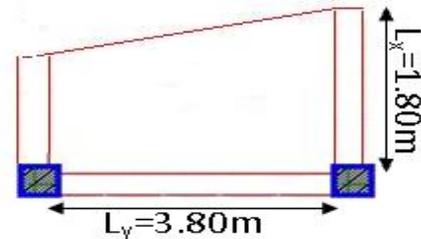


Figure II.6 Dalle sur 3 appuis

***Dalle sur 3 appuis (balcon)**

On $L_x = 1,4\text{m}$; $L_y = 4,6\text{m}$; ($\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,3$).

$$L_x/35 < e < L_x/30$$

$$140/35 < e < 140/30 \Rightarrow 4\text{cm} < e < 4,67\text{cm}.$$

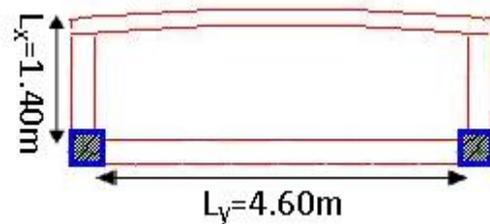


Figure II.7 Dalle sur 3 appuis

***Dalle sur 4 appuis (galerie commerciale)**

On a $L_x = 4,30\text{m}$; $L_y = 4,60\text{m}$; ($\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,934$).

$$\text{On aura donc } \frac{430}{50} \leq e \leq \frac{430}{40}$$

$$\text{Soit : } 8,6 \text{ cm} \leq e \leq 10,75 \text{ cm}$$

Donc : On prend $e = 10\text{cm}$

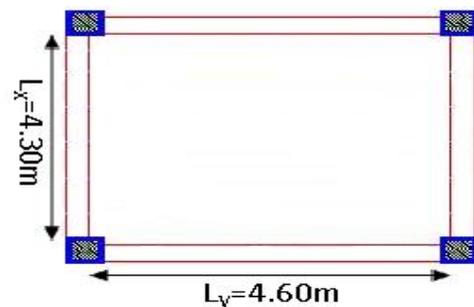


Figure II.8 Dalle sur 4 appuis

Les épaisseurs obtenus par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition de l'isolation phonique, d'où on opte pour une épaisseur des dalles $e = 14\text{cm}$

II.2 Les escaliers

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à des charges qui peuvent être important, c'est la raison pour laquelle on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage qu'on doit adopter dans notre cas.

❖ Terminologie

Un escalier se compose de plusieurs éléments :

- La cage : est le volume ou se situe l'escalier.
- Marche : la partie horizontale.
- Contre marche : la partie verticale d'une marche.
- Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.
- Echappée : la hauteur de volée.
- Paillasse : la dalle inclinée qui se situe sous les marches.
- Pallier : la dalle horizontale a la fin ou au début de la paillasse.

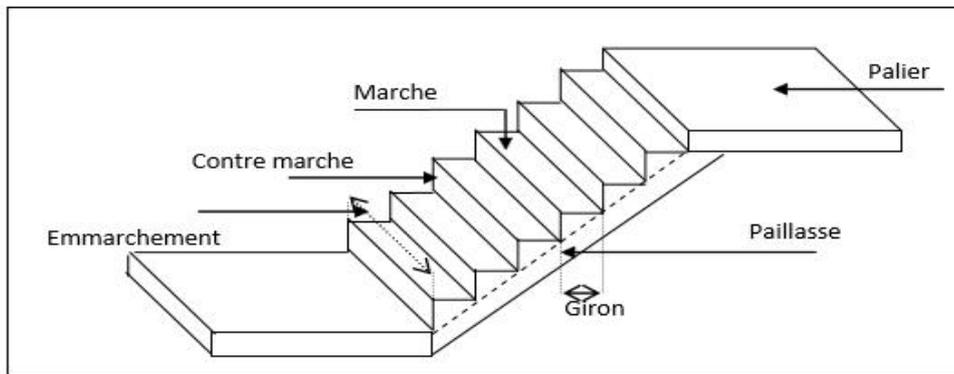


Figure II.9 Schéma d'un escalier

❖ Pré dimensionnement des escaliers

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

- La hauteur(h) des contremarches se situe entre 14 et 18cm.
- La largeur (g) se situe entre 25 et 32cm.
- utilise la formule empirique de **Blondel** : $59 \quad g + 2 \times h \quad 64 \dots \dots \dots (1)$.

Si $g + 2 \times h = 64 \text{cm} \dots \dots \dots (2)$. $h = \frac{H}{n}$ et $g = \frac{L}{n-1} \dots \dots \dots (3)$.

On remplace (3) dans (2) : $L/n - 1 + 2 \times (H/n) = 64$

Donc : $64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2 H = 0$ (cm).

Soit : (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marches

H : la hauteur de la volée

L : la longueur projetée de la volée

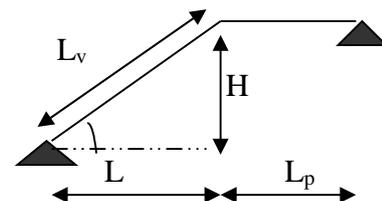


Figure II.10 schéma statique l'escalier

❖ type escalier à quatre volées (étage courant)

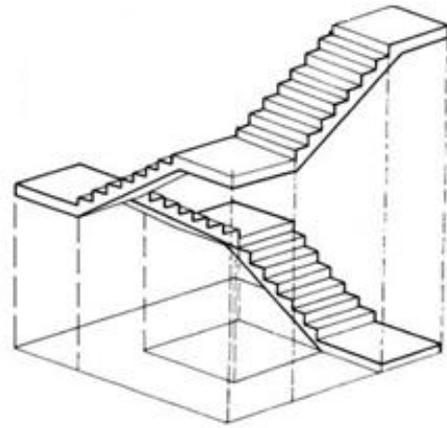
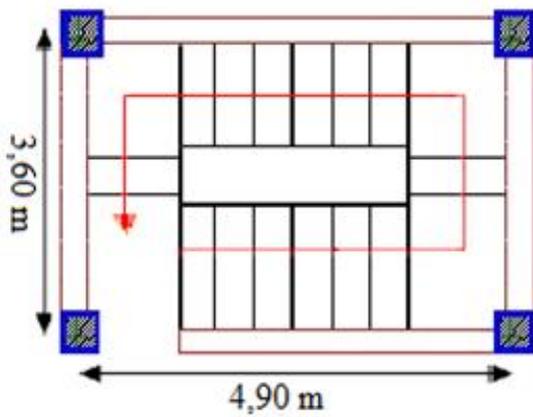


Figure II.11 vue en plan de l'escalier de l'étage courant

✓ 1^{er} et 3^{ème} Volée sont identiques

On a H=119cm; L=180cm;

$$64n^2 - (4 + 2H + L)n + 2H = 0 \Leftrightarrow 64n^2 + 482n - 238 = 0$$

Après la résolution, on trouve $\begin{cases} n=7 \\ n-1=6 \end{cases}$

$$\text{D'ou : } \begin{cases} h = \frac{H}{n} = 17\text{cm.} \\ g = \frac{L}{n-1} = 30\text{cm.} \end{cases}$$

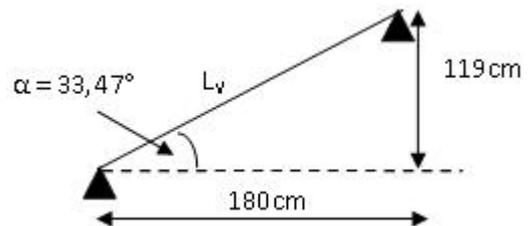


Figure II.12 Schéma de 1^{er} et 3^{ème} volées

Épaisseur de la paillasse d'étage courant.

Elle est calculée par la relation suivante :

$$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (119^2 + 180^2)^{1/2} = 215,77\text{cm}$$

$$L_v/30 \text{ e } L_v/2 \Leftrightarrow 7,19\text{ cm e } 10,78\text{ cm}$$

Pour 2 heure de Coup feu e > 11cm

On prend : e=14 cm

Calcul de :

$$= \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(119/180) \Rightarrow = 33,47^\circ$$

L(m)	H(m)	n	h(cm)	g(cm)	α (°)	L _v (m)	e(cm)
1.80	1.19	7	17	30	33.47	2.16	14

Tableau II.1 dimensionnement de volée 1et 3.

✓ **2^{ème} et 4^{ème} Volée sont identique**

On a H=34cm; L=30cm

Après la résolution, on trouve : $\begin{cases} n=2 \\ n-1=1 \end{cases}$

D'ou: $\begin{cases} h = \frac{H}{n} = 17\text{cm.} \\ g = \frac{L}{n-1} = 30\text{ cm.} \end{cases}$

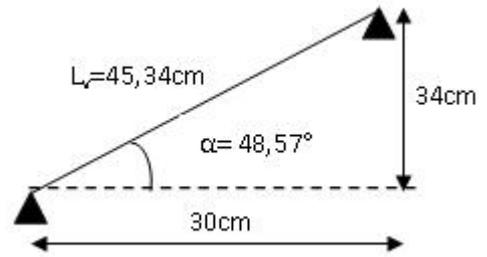


Figure II.13 Schéma de 2^{ème} et 4^{ème} volées

Épaisseur de la paillese d'étage courant.

$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (30^2 + 34^2)^{1/2} = 45,34\text{cm}$

$L_v/30 \text{ e } L_v/2 \leftrightarrow 1,51\text{cm e } 2,26\text{ cm}$

Pour 2 heure de Coup feu e > 11

On prend : e=14cm

$= \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(34/30) \Rightarrow = 48,57^\circ$

L(m)	H(m)	N	h(cm)	g(cm)	α (°)	L _v (m)	e(cm)
0.30	0.34	2	17	30	48.57	0.4534	14

Tableau II.2 dimensionnement de volée 2 et 4

❖ **Pré dimensionnement de la poutre brisé**

On doit vérifier les conditions de la flèche :

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{470}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 31,33\text{cm} \leq h \leq 47\text{cm.}$

Donc on prend : $\begin{cases} b=30\text{cm} \\ h=40\text{cm.} \end{cases}$

• **Vérifications**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$\Leftrightarrow \begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 40\text{cm} > 30\text{ cm} \\ h/b = 40/30 = 1.33 < 4 \end{cases} \text{ vérifiée}$

Remarque : pour les escaliers de sous-sol sont réalisées en bois.

II.3 L'acrotère

L'acrotère est l'élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p .

Hypothèses de calcul :

le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

la fissuration est considéré préjudiciable.

l'acrotère sera calculée en flexion composée.

Le poids propre et la charge d'exploitation :

$$S = (0,8 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + (0,03 \times 0,1) / 2$$

$$S = 0,0885 \text{ m}^2$$

$$G = 0,0885 \times 25 = 2,213 \text{ KN/ml}; \quad Q = 1 \text{ Kn/ml}$$

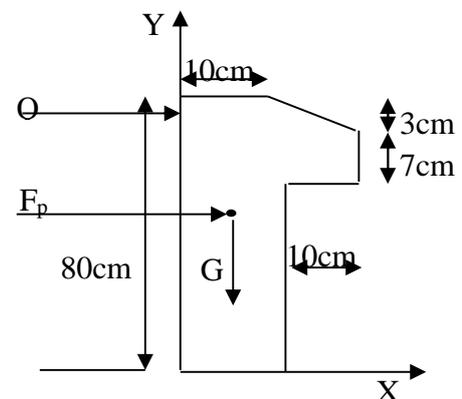


Figure II.14 : coupe transversale de l'acrotère

II.4 Les poutres

a- Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

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

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{\max} = 490 - 30 = 460 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow 30,67 \text{ cm} \leq h \leq 46 \text{ cm.}$$

Soit : $h = 40 \text{ cm.}$

$$0,4 \times 40 < b < 0,8 \times 40 \Rightarrow 16 \text{ cm} < b < 31 \text{ cm}$$

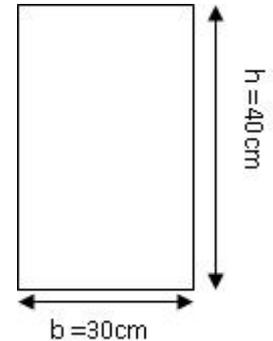
Donc : $b = 30 \text{ cm}$

- **Vérifications**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4.00 \end{array} \right. \quad \text{Sachant que } \begin{array}{l} b : \text{largeur de la poutre.} \\ h : \text{hauteur de la poutre} \end{array}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 40\text{cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 40 / 30 = 1.33 < 4 \end{array} \right. \quad \text{vérifiée}$$



Donc on adopte pour les poutres principales une section de : **(b h) = (30 h 40) cm**

b- Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

L_{\max} : Portée libre maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 460 - 30\text{cm} = 430 \Rightarrow 28,67\text{cm} \leq h \leq 43\text{cm}.$$

Soit : $h = 35\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$.

- **Vérifications**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4.00 \end{array} \right. \quad \text{Sachant que } \begin{array}{l} b : \text{largeur de la poutre.} \\ h : \text{hauteur de la poutre} \end{array}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 35\text{cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 35 / 30 = 1,16 < 4 \end{array} \right. \quad \text{vérifiée}$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : **(b h) = (30 h 35) cm²**

II.5 Les voiles

Le Pré dimensionnement des voiles se fera d'après le RPA 99 (article 7.7.1). Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement sont :

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- Les actions horizontales : effet de séisme.

Selon le RPA 99 (article 7.7.1) le pré dimensionnement des voiles est :

$$a \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15\text{cm} \right] \Rightarrow \quad (\text{Conditions de rigidité aux extrémités}).$$

On a:

- $h_e = 306 - 24 = 282\text{cm}$ pour étage courant et pour R.D.C.
 $e \geq \max(14,1\text{cm}; 15\text{cm}) \Rightarrow e = 15\text{cm}$
- $h_e = 4,06 - 24 = 3,82\text{cm}$ pour la galerie commerciale.
 $e \geq \max(19,1\text{cm}; 15\text{cm}) \Rightarrow e = 20\text{cm}$
- $h_e = 280 - 14 = 266\text{cm}$ pour sous-sol.
 $e \geq \max(13,3\text{cm}; 15\text{cm}) \Rightarrow e = 15\text{cm}$

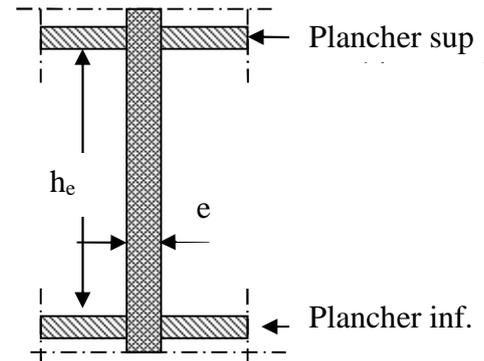


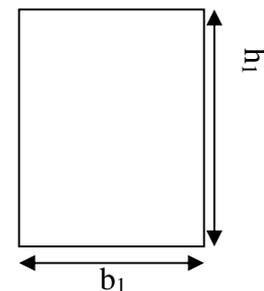
Figure. II.15 coupe verticale d'un voile

II.6 Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{cases}$$



Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage

$h_e = 2,82\text{m}$ le RDC et étage courant.

$h_e = 3,82\text{m}$ Pour galerie commerciale.

$h_e = 2,66\text{m}$ sous-sol.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

- ❖ Sous-sol et la galerie commerciale est de section (55x55) cm².
- ❖ La RDC et 2 étages est de section (50x50) cm².
- ❖ 3^{ème} a 5^{ème} étage est de section (45x45) cm².
- ❖ 6^{ème} a 8^{ème} étage est section (40x40) cm².
- ❖ Poteaux de terrasse inaccessible (35x35) cm².

II.7 Evaluation des charges et surcharges

- Plancher terrasse inaccessible 1 et 2

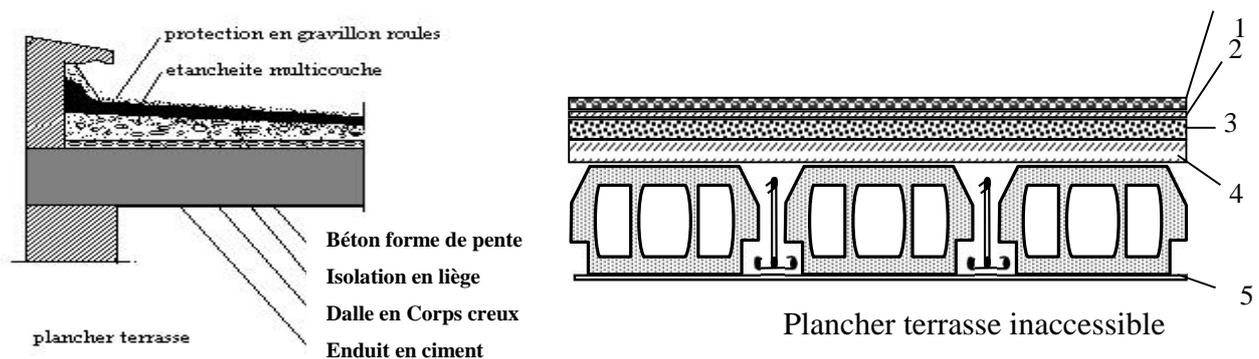


Figure II.16 : Schéma du plancher terrasse inaccessible 1 et 2

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Gravions roulé de protection	5	20	1
2	Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3	Forme de pente (15%)	10	22	2,2
4	Isolation thermique en liège	4	4	0,16
5	Enduit en ciment	2	20	0,40
	Plancher à corps creux	(20+4)	/	3,2
Charge permanente totale				G = 7,08
Surcharge d'exploitation				Q = 1,00

Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible 1 et 2

○ Plancher étage courant :

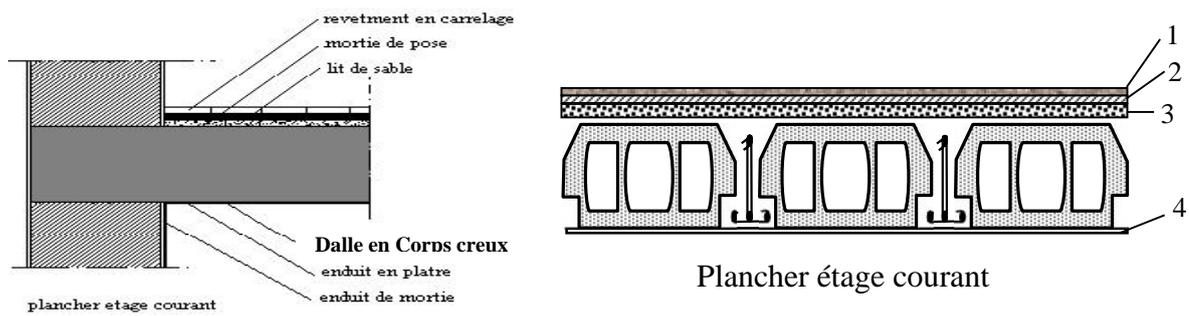


Figure II.17 : Schéma du plancher étage courante.

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Enduit en ciment	2	20	0,40
	Dalle en corps creux	(20+4)	/	3,2
	Cloison de séparation	10	9	0,9
Charge permanente totale				G = 5,7
Surcharge d'exploitation				Q = 1,50

Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher étage courant.

○ Plancher de l'étage RDC

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids(KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Enduit en ciment	2	20	0,40
	Dalle en corps creux	(20+4)	/	3,2
	Cloison de séparation	10	9	0,9
Charge permanente totale				G = 5,7
Surcharge d'exploitation				Q = 2,50

Tableau II.5 : Evaluation des charges du plancher étage RDC.

○ Dalle pleine dans galerie commerciale

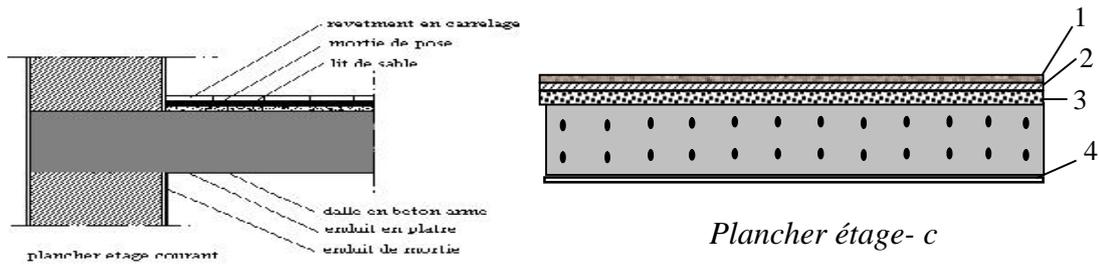


Figure II.18 : Schéma du plancher galerie commerciale.

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Enduit en ciment	2	20	0,40
	Dalle pleine	14	25	3,5
Charge permanente totale				G = 5,10
Surcharge d'exploitation				Q = 5,00

Tableau II.6 : évaluation des charges du plancher galerie commerciale.

○ Plancher d'esplanade

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Enduit en ciment	2	20	0,40
	Dalle en corps creux	(20+4)	/	3,2
	Cloison de séparation	10	9	0,9
Charge permanente totale				G = 5,70
Surcharge d'exploitation				Q = 5,00

Tableau II.7 : Evaluation des charges du plancher

○ **Balcon**

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Enduit en ciment	2	20	0,40
	Dalle pleine	14	25	3,50
	Cloison de séparation	10	9	0,90
Charge permanente totale				G= 6,00
Charge permanente totale				Q= 3,50

Tableau II.8 évaluation des charges du balcon

○ **Balcon de terrasse inaccessible**

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Gravions roulé de protection	5	20	1
2	Étanchéité multicouche	2	6	0,12
3	Forme de pente (15%)	10	22	2,2
4	Isolation thermique en liège	4	4	0,16
5	Enduit en ciment	2	20	0,40
	Dalle pleine	14	25	3,50
Charge permanente totale				G = 7,38
Surcharge d'exploitation				Q = 1,00

Tableau II.9 évaluation des charges du balcon de terrasse inaccessible.

○ **L'acrotère**

Type	Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Enduit en ciment (e =2cm)	Poids propre (KN/ml)
1	80	10	0,4	2,212
Charge permanente totale				G= 2,212
Charge permanente totale				Q= 1,00

Tableau II.10 Evaluation des charges de l'acrotère

○ **Cloisons extérieures**

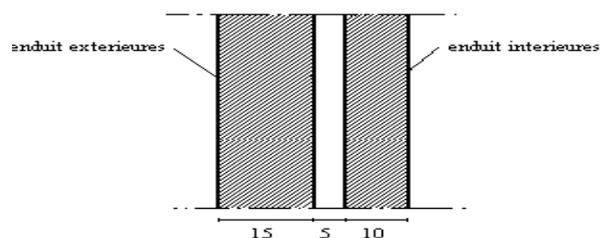


Figure II.19 : Schéma des cloisons extérieures.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Brique creuse	10	9	0,9
Brique creuse	15	9	1,35
Enduit extérieur en ciment	2	20	0,40
Enduit intérieur en ciment	1,5	20	0,30
Charge permanente totale			G = 2,95

Tableau II.11 Evaluation des charges des cloisons extérieures

○ Les escaliers (étage courant et RDC)

➤ Palier

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	1	20	0,20
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle en BA	14	25	3,50
Enduit ciment	1	18	0,18
Charge permanente totale			G = 4,78
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

Tableau II.12 Evaluation des charges du palier

➤ Volée 1 et 3

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	$2 \times \left(\frac{0,17}{0,3} + 1\right)$	22	0,689
Mortier de pose	$\left(\frac{0,17}{0,3} + 1\right)$	20	0,313
Lit de sable	2	18	0,36
Paillasse	14/ (cos)	25	4,196
Marches	17×(1/2)	24	2,04
Enduit ciment	1	18	0,18
Charge permanente totale			G = 7,777
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

Tableau II.13 Evaluation des charges de la volée 1 et 3.

➤ Volée 2et 4

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	$2 \times \left(\frac{0,17}{0,3} + 1\right)$	22	0,689
Mortier de pose	$\left(\frac{0,17}{0,3} + 1\right)$	20	0,313
Lit de sable	2	18	0,36
Paillasse	14/ (cos)	25	5,077
Marches	17×(1/2)	24	2,04
Enduit ciment	1	18	0,18
Charge permanente totale			G =8,659
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

Tableau II.14 Evaluation des charges de la volée 2 et 4.

II.8 Descente de charges

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

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

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

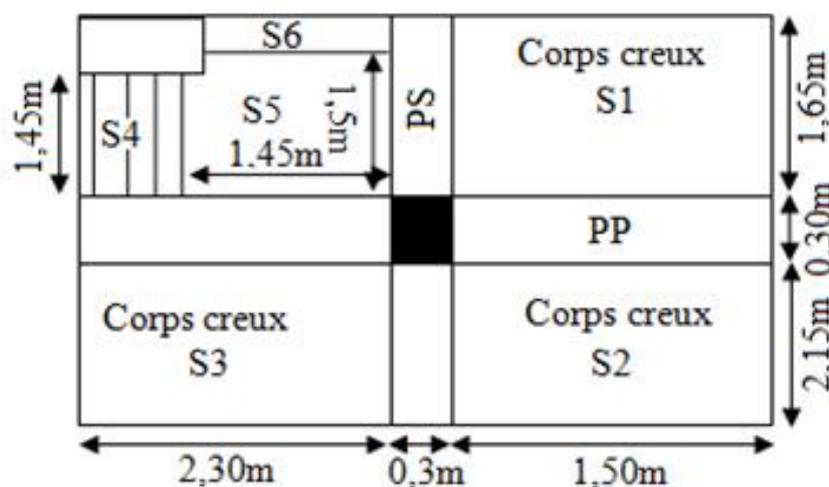
II.8.1 Descente de charge pour le poteau E3 (de la cage d'escalier)

Figure II.20 Surface qui revient au poteau (E3) de l'étage courant

- Poutres principale (30×40).
- Poutres secondaires (30×35).
- Surface afférente : $S_{\text{afférente}} = S_{\text{corps creux}}$.
- Surface d'escalier: $S_{\text{escalier}} = S_4 + S_6$.
- Surface des poutres : $S_{\text{poutres}} = S_{\text{PP}} + S_{\text{PS}} + S_{\text{Pbrisé}}$

▪ Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau E3

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont définies ci-après poids propre des poteaux est: $P = 25 \times S \times h_e$.

h_e : hauteur libre d'étage

S : surface du poteau ($b_1 \times h_1$)

Etage	Sous-sol	Galerie commerciale	RDC ,1 ^{er} ,2 ^{ème}	3 ^{ème} ,4 ^{ème} ,5 ^{ème}	6 ^{ème} ,7 ^{ème} ,8 ^{ème}	Poteau de terrasse inaccessible
Surface (m ²)	0,3025	0,3025	0,25	0,2025	0,16	0,09
Poids (KN)	18,15	27,679	16,625	13,466	10,64	4,95

Tableau II.15 poids propre des poteaux

➤ Poids des planchers

• Terrasse inaccessible 1

$$\begin{cases} G \text{ corps creux} = 7,08 \times (2,3 \times 2,15) = 35,011 \text{KN.} \\ Q \text{ corps creux} = 1 \times (2,3 \times 2,15) = 4,945 \text{KN.} \end{cases}$$

• Terrasse inaccessible 2

$$\begin{cases} G \text{ corps creux} = 7,08 \times 1,5(1,65 + 2,15) + 5,7 \times (2,3 \times 2,15) = 68,543 \text{KN.} \\ Q \text{ corps creux} = 1 \times 1,5 \times (1,65 + 2,15) + 1,5 \times (2,3 \times 2,15) = 13,118 \text{KN.} \end{cases}$$

• Plancher l'étage courant

$$\begin{cases} G \text{ corps creux} = 5,7 \times 1,5(1,65 + 2,15) + 5,7 \times (2,3 \times 2,15) = 60,677 \text{KN.} \\ Q \text{ corps creux} = 1,5 \times 1,5 \times (1,65 + 2,15) + 1,5 \times (2,3 \times 2,15) = 15,968 \text{KN.} \end{cases}$$

• Plancher de RDC

$$\begin{cases} G \text{ corps creux} = 5,7 \times 1,5(1,65 + 2,15) + 5,7 \times (2,3 \times 2,15) = 60,677 \text{KN.} \\ Q \text{ corps creux} = 2,5 \times 1,5 \times (1,65 + 2,15) + 2,5 \times (2,3 \times 2,15) = 26,613 \text{KN.} \end{cases}$$

• Plancher galerie commerciale (entre sol)

$$\begin{cases} G \text{ dalle pleine} = 5,1 \times (2,3 + 1,5) \times (2,15 + 1,65) = 73,644 \text{KN.} \\ Q \text{ dalle pleine} = 5 \times (2,3 + 1,5) \times (2,15 + 1,65) = 72,2 \text{KN.} \end{cases}$$

➤ **Poids des poutres**

$$L_{PP} = 4,1\text{m} ; L_{PS} = 3,8\text{m} ; L_{\text{poutre brisé}} = 2,3\text{m}$$

$$G_{PP} = L_{PP} \times S \times 25 = 4,1 \times (0,3 \times 0,4) \times 25 = 12,3 \text{ KN.}$$

$$G_{PS} = L_{PS} \times S \times 25 = 3,8 \times (0,3 \times 0,35) \times 25 = 9,975 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{poutre brisé}} = L_{\text{poutre brisé}} \times S \times 25 = (0,85/\cos(33,47) + 1,45) \times (0,3 \times 0,40) \times 25 = 7,407 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{poutre}} = 12,3 + 9,975 + 7,407 = 29,682 \text{ KN.}$$

➤ **Escalier**

$$S4 = 1,45 \times L_v \Rightarrow \cos(\alpha) = 0,85/L_v \Rightarrow L_v = 0,85/\cos(33,47) = 1,019\text{m}$$

$$S4 = 1,45 \times 1,019 = 1,478\text{m}^2$$

$$\begin{cases} G = G_v \times S4 = 7,777 \times 1,478 = 11,494 \text{ KN} \\ Q = 2,5 \times 1,478 = 3,695 \text{ KN} \end{cases}$$

* le poids du aux palier :

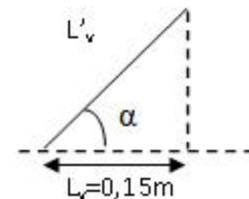
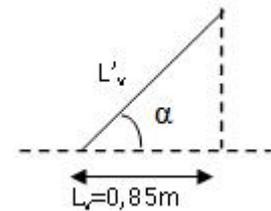
$$\begin{cases} G_{\text{palier}} = 4,78 \times (1,45 \times 1,5) = 10,397 \text{ KN} \\ Q_{\text{palier}} = 2,50 \times (1,45 \times 1,5) = 5,438 \text{ KN} \end{cases}$$

$$S5 = 1,45 \times L_v' \Rightarrow \cos(\alpha) = 0,15/L_v' \Rightarrow L_v' = 0,15/\cos(48,57) = 0,227\text{m}$$

$$S5 = 1,45 \times 0,227 = 0,329\text{m}^2$$

$$\begin{cases} G = 8,659 \times 0,329 = 2,849\text{m}^2 \\ Q = 2,50 \times 0,329 = 0,823\text{m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_{\text{escalier}} = 11,494 + 10,397 + 2,89 = 24,781 \text{ KN} \\ Q_{\text{escalier}} = 3,695 + 0,823 + 5,438 = 9,956 \text{ KN} \end{cases}$$



➤ **Poids de l'acrotère :**

$$\begin{cases} G_{\text{acrotère}} = 2,213 \times (1,65 + 2,15 + 0,3) = 9,073 \text{ KN} \\ Q_{\text{acrotère}} = 1 \times (1,65 + 2,15 + 0,3) = 4,1 \text{ KN} \end{cases}$$

II.8.1.1 La descente de charge

• **La loi de dégression des charges d'exploitation**

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à 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.

✓ La loi de dégression

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,
 Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages
 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

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

Dans ce projet les surcharges d'exploitations ne sont pas égales.

Q_0 : la surcharge d'exploitation sur la terrasse inaccessible1.

Q_1 : la surcharge d'exploitation sur la terrasse inaccessible2.

Q_2, \dots, Q_9 : La surcharge d'exploitation sur les étages à usage d'habitation.

Q_{10} : La surcharge d'exploitation sur le RDC.

Q_{11} : La surcharge d'exploitation sur galerie commerciale.

$N = Q \times S_{\text{afférente}}$

$N_0 : Q_0 = 9,045 \text{KN}$

$N_1 : Q_0 + Q_1 = 32,119 \text{KN}$

$N_2 : Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2) = 55,593 \text{KN}$

$N_3 : Q_0 + 0,9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 76,475 \text{KN}$

$N_4 : Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 94,764 \text{KN}$

$N_5 : Q_0 + 0,80 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 110,461 \text{KN}$

$N_6 : Q_0 + 0,75 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 123,566 \text{KN}$

$N_7 : Q_0 + \frac{3+7}{2 \cdot 7} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 136,578 \text{KN}$

$N_8 : Q_0 + \frac{3+8}{2 \cdot 8} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 150,179 \text{KN}$

$N_9 : Q_0 + \frac{3+9}{2 \cdot 9} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 163,457 \text{KN}$

$N_{10} : Q_0 + \frac{3+10}{2 \cdot 10} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 176,146 \text{KN}$

$N_{11} : Q_0 + \frac{3+11}{2 \cdot 11} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 216,491 \text{KN}$

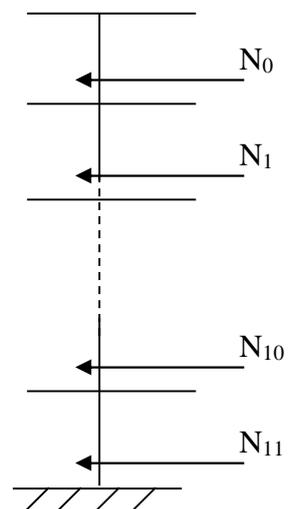


Figure II.21 : Schéma statique de la décente de charge

II.8.1.2 Récapitulation des résultantes de la descente charge

Pour déduire l'effort normal sollicitant à la compression simple pour chaque niveau, on procède à la combinaison des deux charges (permanente et exploitation) qui revient au poteau. Le tableau suivant récapitule les résultantes de la descente charge :

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher Corps creux	35,011	4,945
	Poutres	29,682	
	Acrotère	9,073	4,10
	Poteaux	4,95	
		78,719	9,045
N1	N0	78,719	9,045
	Plancher Corps creux	68,543	13,118
	Escalier	24,781	9,956
	Poutres	29,682	
	Poteaux	10,64	
	211,855	32,119	
N2	N1	211,855	32,119
	Plancher Corps creux	60,677	15,968
	Poutres	29,682	
	Poteaux	10,64	
	Escalier	24,781	9,956
	337,128	55,593	
N3	N2	337,128	55,593
	Plancher Corps creux	60,677	15,968
	Poutres	29,682	
	Poteaux	10,64	
	Escalier	24,781	9,956
	462,401	76,475	
N4	N3	462,401	76,475
	Plancher Corps creux	60,677	15,968
	Poutres	29,682	
	Poteaux	13,466	
	Escalier	24,781	9,956

		590,500	94,764
N5	N4	590,500	94,764
	Plancher Corps creux	60,677	15,968
	Poutres	29,682	
	Poteaux	13,466	
	Escalier	24,781	9,956
		718,599	110,461
N6	N5	718,599	110,461
	Plancher Corps creux	60,677	15,968
	Poutres	29,682	
	Poteaux	13,466	
	Escalier	24,781	9,956
		846,698	123,566
N7	N6	846,698	123,566
	Plancher Corps creux	60,677	15,968
	Poutres	29,682	
	Poteaux	16,625	
	Escalier	24,781	9,956
		977,808	136,578
N8	N7	978,808	136,578
	Plancher Corps creux	60,677	15,968
	Poutres	29,682	
	Poteaux	16,625	
	Escalier	24,781	9,956
		1109,214	150,179
N9	N8	1109,214	150,179
	Plancher Corps creux	60,677	15,968
	Poutres	29,682	
	Poteaux	16,625	
	Escalier	24,781	9,956
		1240,472	163,457
	N9	1240,472	163,457
	Plancher Corps creux	60,677	26,613

N10	Poutres	29,682	
	Poteaux	27,679	
		1358,003	176,146
N11	N10	1358,003	176,146
	Dalle pleine	73,644	72,20
	Poutres	29,682	
	Poteaux	18,15	
	Total	1479,479	216,491
		$N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 2322,033\text{KN}$	
		$N_s = G_t + Q_t = 1695,97\text{KN}$	

Tableau II.16 Descente de charge pour le poteau (E3)

II.8.2 Descente de charge pour le poteau (D1)

II 8.2.1 calcul des surfaces afférentes :

- Surface afférente : $S_{\text{afférente}} = S_{\text{corps creux}} + S_{\text{balcon}}$

$$S = (2,3+1,5) \times (1,65+1,45) = 11,78\text{m}^2$$

- Pour l'étage de RDC et entre sol :

$$S_{\text{afférente}} = S_{\text{corps creux}} = S_2 + S_3$$

$$S' = 1,65 \times (2,3+1,5) = 6,27\text{m}^2$$

- Surface des poutres : $S_{\text{poutres}} = S_{\text{PP}} + S_{\text{PS}}$

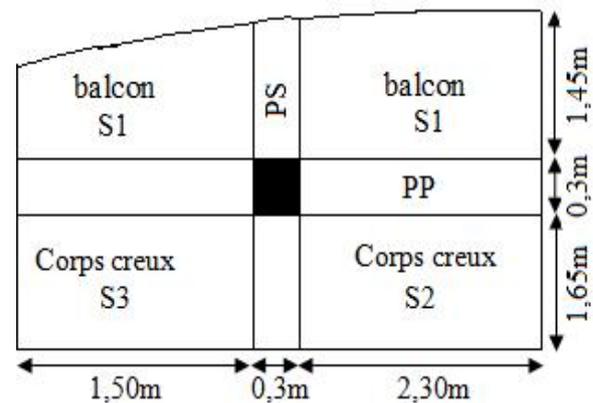


Figure II.22 Surface qui revient au poteau (D1)

- Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau (D1)

➤ Poids des planchers

- Terrasse inaccessible 2

$$\begin{cases} G_{\text{terrasse}} = 7,08 \times 1,65 \times (2,3+1,5) + 7,38 \times 1,45 \times (2,3+1,5) = 85,055 \text{ KN.} \\ Q_{\text{terrasse}} = 1 \times (1,65+1,45) \times (2,3+1,5) = 11,78 \text{ KN.} \end{cases}$$

- Plancher l'étage courant

$$\begin{cases} G = 5,7 \times 1,65 \times (2,3+1,5) + 6 \times 1,45 \times (2,3+1,5) = 68,799 \text{ KN.} \\ Q = 1,5 \times 1,65 \times (2,3+1,5) + 3,5 \times 1,45 \times (2,3+1,5) = 28,69 \text{ KN.} \end{cases}$$

- Plancher de RDC

$$\begin{cases} G_{\text{corps creux}} = 5,7 \times 1,65 \times (2,3+1,5) = 35,739 \text{ KN.} \\ Q_{\text{corps creux}} = 2,5 \times 1,65 \times (2,3+1,5) = 15,675 \text{ KN.} \end{cases}$$

- **Plancher galerie commerciale (entre sol)**

$$\begin{cases} G_{\text{dalle pleine}} = 5,1 \times 1,65 \times (2,3 + 1,5) = 31,977 \text{ KN.} \\ Q_{\text{dalle pleine}} = 5 \times 1,65 \times (2,3 + 1,5) = 31,35 \text{ KN.} \end{cases}$$

- **Poids des poutres**

$$L_{PP} = 4,1 \text{ m}$$

$$L_{PS} = 3,1 \text{ m}$$

$$G_{PP} = L_{PP} \times S \times 25 = 4,1 \times (0,3 \times 0,4) \times 25 = 12,3 \text{ KN.}$$

$$G_{PS} = L_{PS} \times S \times 25 = 3,1 \times (0,3 \times 0,35) \times 25 = 8,138 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{poutre}} = 12,3 + 8,138 = 20,438 \text{ KN.}$$

Pour RDC et entre sol : $L_{PS} = 1,65 \text{ m}$

$$G_{PS} = L_{PS} \times S \times 25 = 1,65 \times (0,3 \times 0,35) \times 25 = 4,331 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre}} = 12,3 + 4,331 = 16,631 \text{ KN.}$$

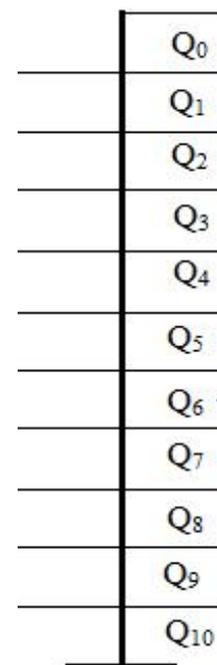
- **Poids de l'acrotère :**

$$\begin{cases} G_{\text{acrotère}} = 2,213 \times (1,5 + 2,3 + 0,3) = 9,0733 \text{ KN} \\ Q_{\text{acrotère}} = 1 \times (1,5 + 2,3 + 0,3) = 4,1 \text{ KN} \end{cases}$$

II 8.2.2 La loi de dégression des charges d'exploitation

Q_i	Q (KN)
Q_0	15,88
Q_1	44,57
Q_2	70,391
Q_3	93,343
Q_4	113,426
Q_5	130,64
Q_6	144,985
Q_7	159,33
Q_8	173,675
Q_9	179,343
Q_{10}	195,634

Tableau II.17 La loi de dégression pour le poteau (D1)



II.8.2.3 Récapitulation des résultantes de la descente charge

D'une manière semblable au calcul précédent on trouve :

Niveau	G (KN)	Q (KN)	N _u (KN)
N ₀	125,246	15,88	192,902
N ₁	225,163	44,57	370,825
N ₂	325,04	70,391	544,391
N ₃	427,743	93,343	717,468
N ₄	530,446	113,426	886,241
N ₅	633,149	130,64	1050,711
N ₆	739,011	144,985	1215,142
N ₇	844,873	159,33	1379,574
N ₈	950,735	173,675	1544,005
N ₉	1032,787	179,343	1663,277
N ₁₀	1099,545	195,634	1777,837
N _{u1} = 1,35G + 1,5Q = 1777,837KN			
N _{s1} = G + Q = 1295,179KN			

Tableau II.18 Descente de charge pour le poteau (D1)

Donc : N_u = 2322,033 KN

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à les poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

N_{u*} = 1,10N_u = 2554,236 KN.

II.9 Vérification pour le poteau

- **Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u^*}{B} \leq 0,6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u^*}{0,6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{2554,236 \times 10^{-3}}{0,6 \times 25} = 0,170 m^2$$

On a $B = 0,55 \times 0,55 = 0,3025 m^2$.

$B = 0,3025 \geq 0,170 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

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

Niveaux	Nu (KN)	Sections	Condition B > B calculé		Observation
			B (m ²)	B _{calcul} (m ²)	
Sous-sol	2554,236	55×55	0,3025	0,170	Vérifiée
GC	2307,319	55×55	0,3025	0,154	Vérifiée
RDC à 2 étages	2111,805	50×50	0,25	0,141	Vérifiée
2 ^{ème} à 5 ^{ème}	1461,229	45×45	0,2025	0,097	Vérifiée
5 ^{ème} à 8 ^{ème}	812,849	40×40	0,16	0,054	Vérifiée
Terrasse	131,822	30×30	0,09	0,0088	Vérifiée

Tableau. II.19 Vérification des poteaux à la compression simple pour le poteau E3.

On remarque que la condition $B > B_{\text{calcul}}$ est vérifiée dans tous les niveaux.

▪ Vérification au flambement

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

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

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement } .

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

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

Avec : $\begin{cases} l_f : \text{Longueur de flambement} \\ l_0 : \text{Hauteur libre du poteau } l_0 = h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre}} \end{cases}$

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

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

✓ Vérification du poteau sous-sol

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 2,4 = 1,68m.$$

$$B = 0,55 \times 0,55 = 0,3025m^2.$$

$$I = \frac{0,55 \times 0,55^3}{12} = 7,62 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{7,62 \times 10^{-3}}{0,3025}} = 0,159$$

$$\lambda = \frac{1,68}{0,159} = 10,58 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{10,58}{35}\right)^2} = 0,83$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$\Rightarrow B_r \geq \frac{2554,236 \times 10^{-3}}{0,83 \times \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,139m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (55 - 2,5) \times (55 - 2,5) \times 10^{-4} = 0,2756m^2$$

0,2756 > 0,139 donc le poteau ne risque pas de flamber.

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

Niveaux	Nu (Kn)	Sections	Condition B > B _{calculé}		Observation
			B (m ²)	B _{calculé} (m ²)	
Sous-sol	2554,236	55×55	0,2756	0,139	Vérifiée
Galerie commercial	2307,319	55×55	0,2756	0,126	Vérifiée
RDC et 2étages	2111,805	50×50	0,2256	0,116	Vérifiée
2 ^{ème} à 5 ^{ème}	1461,229	45×45	0,181	0,080	Vérifiée
5 ^{ème} à 8 ^{ème}	812,849	40×40	0,141	0,045	Vérifiée
Terrasse	131,822	30×30	0,0756	0,0072	Vérifiée

Tableau. II.20 vérification au flambement des poteaux.

On remarque que la condition B > B_{calculé} est vérifiée dans tous les niveaux, donc le poteau ne risque pas de flamber.

▪ **Vérification vis-à-vis du RPA 99V2003**

Poteau	(55×55)	(55×55)	(50×50)	(45×45)	(40×40)	(30×30)	observation
$\min(b_1, h_1) \geq 25cm$	55	55	50	45	40	30	vérifiée
$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	12	18,3	13,3	13,3	13,3	10,5	vérifiée
$0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4.$	1	1	1	1	1	1	vérifiée

Tableau II.21 Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau E3.

Conclusion

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

- ✓ Poutres principales : 30×40 cm²
- ✓ Poutres secondaires : 30×35 cm²
- ✓ Poteaux du sous-sol et G C : 55×55 cm²
- ✓ Poteaux d'étage RDC et 2 étages : 50×50 cm²
- ✓ Poteaux des étages 2 à 5 : 45×45 cm²
- ✓ Poteaux des étages 5 à 8 : 40×40 cm²
- ✓ Poteaux d'étage terrasse 1 : 30×30 cm²

Chapitre III

Introduction

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

III.1. Etude des planchers

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

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

III.1.1. Plancher à corps creux

III.1.1.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en Té en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

a)- Pré dimensionnement

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que :

h_t (16+4) cm. pour les planchers terrasse accessible, d'habitation, administratif et pour le plancher terrasse inaccessible.

* Hourdis de 16 cm d'épaisseur et de 53 cm de largeur.

* Table de compression de 4cm.

b)- Détermination de la largeur de la table de compression

h : Hauteur du plancher = 16 cm.

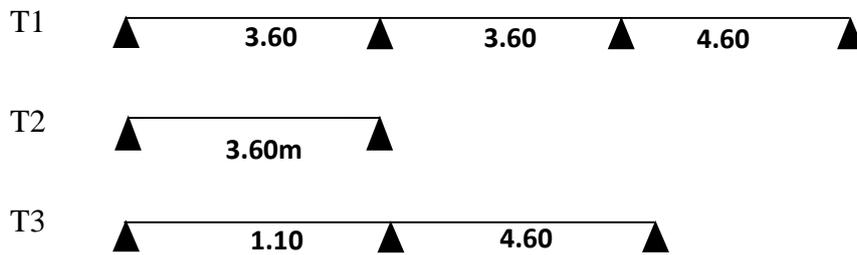
b : Largeur de la table de compression.

l_x : Distance maximale entre nus de deux poutrelles.

l_y : Distance maximale entre nus des poutres perpendiculaires à l_x .

III.1.1.2 Les différents types de poutrelles

- Plancher les étages courants et terrasse inaccessible



- Plancher de RDC

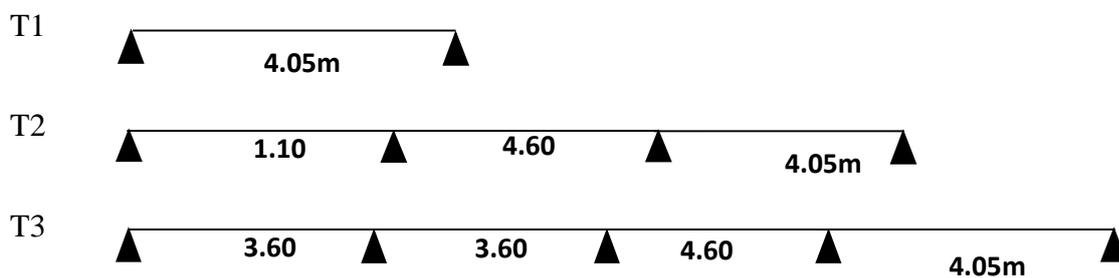


Figure III.1 : Les différents types de poutrelles.

I .1.1.3 Méthodes de calcul

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

A. Méthode forfaitaire :(Annexe E.1 du BAEL 91)

A.1 Domaine d'application :(BAEL91art B.6.2, 210)

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

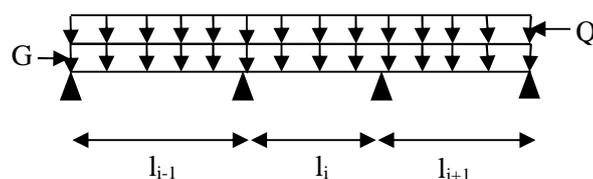


Figure .2 Schéma d'une Poutre continue

A.2 Evaluation des moments

a. Moment en appuis de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $-0.15M_0$. tel que $M_0 = \max (M^1_0, M_0)$,

M_0 : moment isostatique ($M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$).

b. Moment en appuis intermédiaires

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

$$\begin{cases} 0.6M_0 & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 0.5M_0 & \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{cases}$$

c. Moment en travée

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

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

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times r) \times M_0}{2} \dots\dots & \text{Si c'est une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times r) \times M_0}{2} \dots\dots\dots & \text{Si c'est une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

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

Avec : M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré, et $r = \frac{Q_i}{(G+Q)}$ le rapporte des charges d'exploitions à la somme des charges non pondérées.

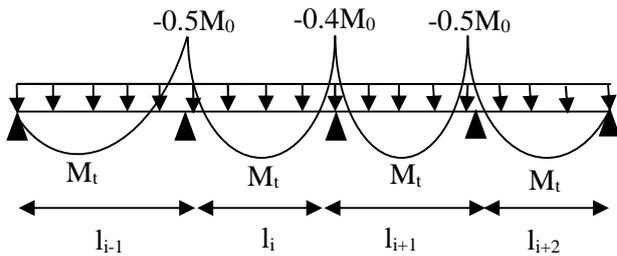


Fig III.3 Moments sur une poutre à plus de deux travées

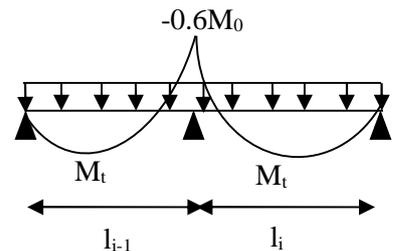


Fig III.4 Moments sur une poutre à deux travées

❖ **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont évalués :

Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive.

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

Soit par la méthode RDM :

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

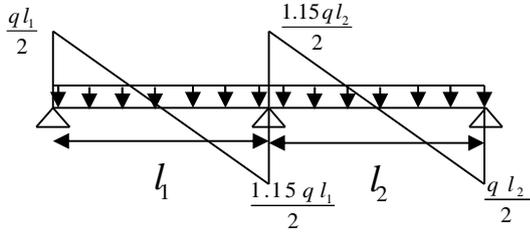


Fig III.5 Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

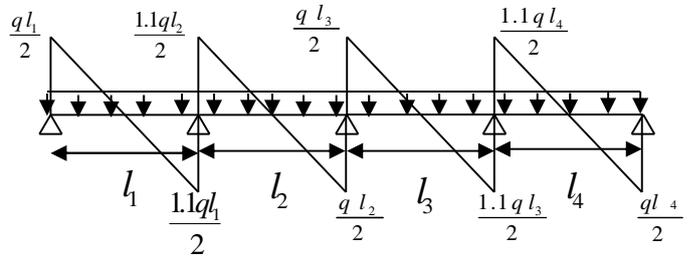


Fig III.6 Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

B. Méthode de CAQUOT : (Annexe E.2 du BAEL 91)

B.1 Conditions d'application

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher supporte des surcharges élevées ($Q \geq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

B.2 Application de la méthode

- Moment 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

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

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

- L'effort tranchant

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

Si l'une des 3 conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

I .1.1.4 Exposé un cas de calcul : poutrelle type 1(plancher terrasse inaccessible)

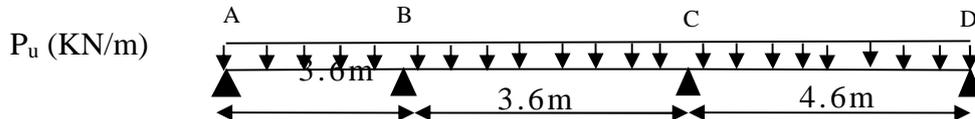


Figure I .7 Schéma statique de la poutrelle T1 (plancher terrasse inaccessible)

1. Plancher terrasse inaccessible : $G=7,08\text{KN/m}^2$; $Q=1\text{KN/m}^2$

1. $Q \min (2G, 5\text{KN/m}^2) \Rightarrow 1\text{KN/m}^2 \min (14.16, 5\text{KN/m}^2) \dots\dots\dots$ vérifiée.
2. $0.8 \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \frac{3.6}{4.6}=0.78 \leq 1.25 \dots\dots\dots$ n'est pas vérifiée.
3. le moment d'inertie constant sur toutes les travées.....vérifiée.
4. fissuration peu nuisible (F.P.N).....vérifiée.

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites car : la 2^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de **Caquot minorée** c.-à-d. on minore (G) avec un coefficient de $\frac{2}{3}$ pour le calcul des moments on appuis seulement et on revient à (G) pour le calcul des moments on travées.

a. Calcul des sollicitations

ELU : $P_u=0,65 \times (1,35 \times G + 1,5 \times Q)$; $P_u'=0,65 \times (1,35 \times G' + 1,5 \times Q)$

ELS : $P_s=0,65 \times (G + Q)$; $P_s'=0,65 \times (G' + Q)$

Désignation	G (KN/m ²)	G' (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
				P _u (KN/ml)	P _u ' (KN/ml)	P _s (KN/ml)	P _s ' (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	7,08	4,72	1	7,19	5,117	5,25	3,72
Etage courant	5,70	3,80	1,50	6,464	4,797	4,68	3,447
Etage RDC	5,70	3,80	2,50	7,439	5,772	5,33	4,095
Plancher (esplanade)	5,70	3,80	5,00	9,877	8,21	6,955	5,72

Tableau III.1 Chargements sur les poutrelles.

a. Calcul à l'ELU

▪ Calcul des moments isostatiques

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{q'_U \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 8,289 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_0^{CD} = \frac{q'_U \times L_{CD}^2}{8} \Rightarrow M_0^{CD} = 13,534 \text{ KN.m}$$

▪ Moments aux appuis

- Appuis de rive :

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$.

$$M_A = M_D = -0.15 \times \text{Max} (M_0^{AB}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_A = M_D = -2,03 \text{ KN.m}$$

- Appuis intermédiaires

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

Avec : $\begin{cases} q_g, q_d : \text{étant le chargement à gauche de l'appui.} \\ L'_g, L'_d : \text{Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.} \end{cases}$

*Calcul des longueurs fictives

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3,6 \text{ m}$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 3,6 = 2,88 \text{ m}$$

$$L'_{CD} = L_{CD} = 4,6 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{5,117 \times (3,6^3 + 2,88^3)}{8,5 \times (3,6 + 2,88)} \Rightarrow M_B = -6,56 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{5,117 \times (2,88^3 + 4,6^3)}{8,5 \times (2,88 + 4,6)} \Rightarrow M_C = -9,76 \text{ KN.m}$$

▪ Les moments fléchissant en travées

1. Travée AB

$$x = \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{P_u \times L_{AB}} = \frac{3,6}{2} - \frac{(0 - (-6,56))}{7,19 \times 3,6} = 1,546 \text{ m}$$

$$M = \frac{7,19 \times 1,546 \times (3,6 - 1,546)}{2} - 6,56 \times \frac{1,546}{3,6} \Rightarrow M_{iAB}^{\max} = 8,598 \text{ KNm}$$

2. Travée BC

$$x = \frac{3,6}{2} + \frac{(-9,76) - (-6,56)}{7,19 \times 3,6} = 1,92m$$

$$M(x) = \frac{7,19 \times 1,92 \times (3,6 - 1,92)}{2} + (-6,56) \times \left(1 - \frac{1,92}{3,6}\right) + (-9,76) \times \frac{1,92}{3,6} \Rightarrow M_{BC}^{Max} = 3,326KNm$$

3. Travée CD

$$x = \frac{4,6}{2} + \frac{(0) - (-9,76)}{7,19 \times 4,6} = 2,59m$$

$$M(x) = \frac{7,19 \times 2,59 \times (4,6 - 2,59)}{2} + (-9,76) \times \left(1 - \frac{2,59}{4,6}\right) \Rightarrow M_{CD}^{Max} = 14,45KNm$$

- **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchant sont calculés par les deux expressions suivantes :

$$\begin{cases} V_{i-1} = qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i \\ V_i = -qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i \end{cases}$$

$$1. \text{ Travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{5,117 \times 3,6}{2} + \frac{(-6,56)}{3,6} \Rightarrow V_A = 7,388KN \\ V_B = -\frac{5,117 \times 3,6}{2} + \frac{(-6,56)}{3,6} \Rightarrow V_B = -11,033KN \end{cases}$$

$$2. \text{ Travée BC : } \begin{cases} V_B = \frac{5,117 \times 3,6}{2} + \frac{(-9,76) - (-6,56)}{3,6} \Rightarrow V_B = 8,322KN \\ V_C = -\frac{5,117 \times 3,6}{2} + \frac{(-9,76) - (-6,56)}{3,6} \Rightarrow V_C = -10,099KN \end{cases}$$

$$3. \text{ Travée CD : } \begin{cases} V_C = \frac{5,117 \times 4,6}{2} + \frac{-(-9,76)}{4,6} \Rightarrow V_C = 13,891KN \\ V_D = -\frac{5,117 \times 4,6}{2} + \frac{-(-9,76)}{4,6} \Rightarrow V_D = -9,647KN \end{cases}$$

b. Calcul à L'ELS

- **Calcul des moments isostatiques**

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{q'_s \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 6,026KN.m$$

$$\text{Travée CD : } M_0^{CD} = \frac{q'_s \times L_{CD}^2}{8} \Rightarrow M_0^{CD} = 9,839KN.m$$

- **Moments aux appuis**

Appuis de rive

$$M_A = M_D = -0,15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_A = M_D = -1,475KN.m$$

Appuis intermédiaires

*Calcul des longueurs fictives

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3,6m$$

$$L'_{BC} = 0,8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0,8 \times 3,6 = 2,88m$$

$$L'_{CD} = L_{CD} = 4,6m$$

$$M_B = -\frac{3,72 \times (3,6^3 + 2,88^3)}{8,5 \times (3,6 + 2,88)} \Rightarrow M_B = -4,76 KN.m$$

$$M_C = -\frac{3,72 \times (2,88^3 + 4,6^3)}{8,5 \times (2,88 + 4,6)} \Rightarrow M_C = -7,09 KN.m$$

▪ Les moments fléchissant en travées

4. Travée AB

$$x = \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{Pu \times L_{AB}} = \frac{3,6}{2} - \frac{(0 - (-6,56))}{7,19 \times 3,6} = 1,546m$$

$$M = \frac{5,25 \times 1,546 \times (3,6 - 1,546)}{2} - 4,76 \times \frac{1,546}{3,6}$$

$$M_{iAB}^{\max} = 6,29 KNm$$

5. Travée BC

$$x = \frac{3,6}{2} + \frac{(-9,76) - (-6,56)}{7,19 \times 3,6} = 1,92m$$

$$M(x) = \frac{5,25 \times 1,92 \times (3,6 - 1,92)}{2} + (-4,76) \times (1 - \frac{1,92}{3,6}) + (-7,09) \times \frac{1,92}{3,6}$$

$$M_{iBC}^{\max} = 2,46 KNm$$

6. Travée CD

$$x = \frac{4,6}{2} + \frac{(0) - (-9,76)}{7,19 \times 4,6} = 2,59m$$

$$M(x) = \frac{5,25 \times 2,59 \times (4,6 - 2,59)}{2} + (-7,09) \times (1 - \frac{2,59}{4,6})$$

$$M_{iCD}^{\max} = 10,567 KNm$$

▪ Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchant sont calculés par les deux expressions suivantes ;

$$\begin{cases} V_{i-1} = qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i \\ V_i = -qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i \end{cases}$$

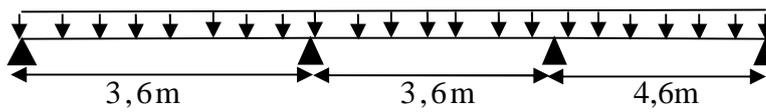
$$\begin{aligned} \text{Travée AB:} & \begin{cases} V_A = \frac{3,72 \times 3,6}{2} + \frac{(-4,76)}{3,6} \Rightarrow V_A = 7,374 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{3,72 \times 3,6}{2} + \frac{(-4,76)}{3,6} \Rightarrow V_B = -8,018 \text{ KN} \end{cases} \\ \text{Travée BC:} & \begin{cases} V_B = \frac{3,72 \times 3,6}{2} + \frac{(-7,09) - (-4,76)}{3,6} \Rightarrow V_B = 6,049 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{3,72 \times 3,6}{2} + \frac{(-7,09) - (-4,76)}{3,6} \Rightarrow V_C = -7,343 \text{ KN} \end{cases} \\ \text{Travée CD:} & \begin{cases} V_C = \frac{3,72 \times 4,6}{2} + \frac{-(-7,09)}{4,6} \Rightarrow V_C = 10,097 \text{ KN} \\ V_D = -\frac{3,72 \times 4,6}{2} + \frac{-(-7,09)}{4,6} \Rightarrow V_D = -7,015 \text{ KN} \end{cases} \end{aligned}$$

Les résultats des autres types sont représentés dans les tableaux ci-dessous.

a) Plancher terrasse inaccessible

- Type 1

1. l'ELU



Travée	L(m)	Pu (KN/m)	Pu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3,6	7,19	5,117	8,289	-2,031	-6,56	8,598	7,388	-11,033
B-C	3,6	7,19	5,117	/	-6,56	-9,76	3,326	8,322	-10,099
C-D	4,6	7,19	5,117	13,534	-9,76	-2,031	14,45	13,891	-9,647

Tableau III.2 Les sollicitations à ELU poutrelle type 1(terrasse inaccessible).

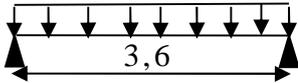
2. l'ELS

Travée	L(m)	P _s (KN/m)	P's (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3,6	5,252	3,728	6,026	-1,476	-4,76	6,29	7,374	-8,018
B-C	3,6	5,252	3,728	/	-4,76	-7,09	2,46	6,049	-7,343
C-D	4,6	5,252	3,728	9,839	-7,09	-1,476	10,567	10,097	-7,015

Tableau III.3 Les sollicitations à ELS poutrelle type 1(terrasse inaccessible).

• Type 2

1. l'ELU



Travée	L(m)	P _u (KN/m)	P' _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3,6	7,19	5,117	11,647	-1,747	-1,747	11,647	12,942	-12,942

Tableau III.4 Les sollicitations à ELU poutrelle type 2 (terrasse inaccessible).

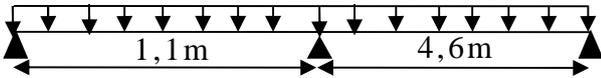
2. l'ELS

Travée	L(m)	P _s (KN/m)	P' _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3,6	5,25	3,72	8,505	-1,275	-1,275	8,505	9,45	-9,45

Tableau III.5 Les sollicitations à ELS poutrelle type 2 (terrasse inaccessible)

• Type 3

1. l'ELU



Travée	L(m)	P _u (KN/m)	P' _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	1,1	7,19	5,117	0,774	-2,031	-10,426	2,12	-6,66	-12,294
B-C	4,6	7,19	5,117	13,542	-10,426	-2,031	14,161	14,042	-9,509

Tableau III.6 Les sollicitations à ELU poutrelle type 3 (terrasse inaccessible).

2. l'ELS

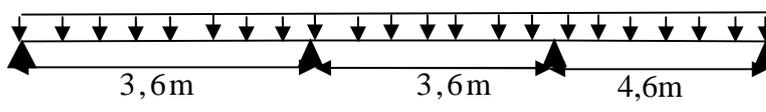
Travée	L(m)	P _s (KN/m)	P' _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	1,1	5,252	3,718	0,562	-1,475	-7,575	1,519	-4,840	-8,932
B-C	4,6	5,252	3,718	9,839	-7,575	-1,475	10,35	10,203	-6,909

Tableau III.7 Les sollicitations à ELS poutrelle type 3 (terrasse inaccessible).

b) Plancher étage courant

- Type 1

1. l'ELU



Travée	L(m)	Pu (KN/m)	Pu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3,6	6,464	4,797	7,771	-1,903	-6,143	7,625	6,928	-10,341
B-C	3,6	6,464	4,797	/	-6,143	-9,146	2,665	7,8	-9,468
C-D	4,6	6,464	4,797	12,688	-9,146	-1,903	12,830	11,906	-9,044

Tableau III.8 Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1(étage courant).

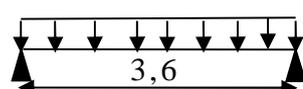
2. l'ELS

Travée	L(m)	Ps (KN/m)	P's (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3,6	4,68	3,445	5,581	-1,366	-4,412	5,536	4,975	-7,352
B-C	3,6	4,68	3,445	/	-4,412	-6,568	1,975	5,527	-6,875
C-D	4,6	4,68	3,445	9,107	-6,568	-1,366	9,312	9,351	-6,495

Tableau III.9 Les sollicitations à ELS, poutrelle type 1(étage courant).

- Type 2

1. l'ELU



Travée	L(m)	Pu (KN/m)	P'u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3,6	6,464	4,797	10,47	-1,137	-1,137	10,47	11,635	-11,635

Tableau III.10 Les sollicitations à ELU poutrelle type 2 (étage courant).

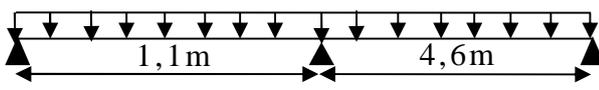
2. l'ELS

Travée	L(m)	Ps (KN/m)	P's (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3,6	4,68	3,445	7,581	-1,137	-1,137	7,581	8,424	-8,424

Tableau III.11 Les sollicitations à ELS, poutrelle type 2(étage courant).

• Type 3

1. l'ELU



Travée	L(m)	P (KN/m)	P'u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	1,1	6,464	4,797	0,726	-1,903	-9,768	2,194	-6,241	-11,518
B-C	4,6	6,464	4,797	12,688	-9,768	-1,903	12,562	13,156	-8,909

Tableau III.12 Les sollicitations à ELU, poutrelles type 3 (étage courant).

2. l'ELS

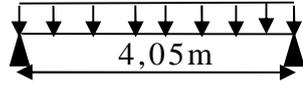
Travée	L(m)	P _s (KN/m)	P's (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	1,1	4,68	3,445	0,521	-1,366	-7,015	1,546	-4,482	-8,272
B-C	4,6	4,68	3,445	9,112	-7,015	-1,366	9,119	9,448	-6,398

Tableau III.13 Les sollicitations à ELS, poutrelles type 3 (étage courant).

c) Plancher de RDC

• Type 1

1. l'ELU



Travée	L(m)	P _u (KN/m)	P'u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4,05	9,877	8,21	20,251	-3,037	-3,037	20,251	20,00	-20,00

Tableau III.14 Les sollicitations à ELU poutrelle type 1 (RDC).

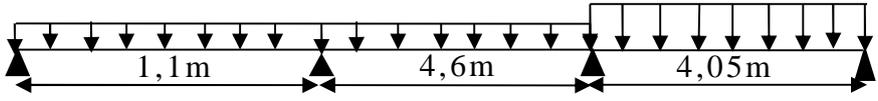
2. l'ELS

Travée	L(m)	P _s (KN/m)	P's (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4,05	6,955	5,72	14,259	-2,138	-2,138	14,259	14,084	-14,084

Tableau III.15 Les sollicitations à ELS poutrelle type 1 (RDC).

• Type 2

1. l'ELU



Travée	L(m)	Pu (KN/m)	P'u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	1,1	7,439	5,772	0,873	-2,537	-7,269	0,426	-2,516	-10,699
B-C	4,6	7,439	5,772	/	-7,269	-12,724	9,774	15,924	-18,296
C-D	4,05	9,877	8,21	16,916	-12,724	-2,537	14,486	23,143	-16,859

Tableau III.16 Les sollicitations à ELU, poutrelle type 2 (RDC).

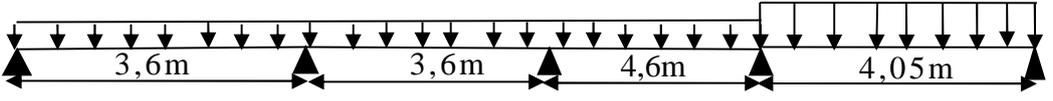
2. l'ELS

Travée	L(m)	Ps (KN/m)	P's (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	1,1	5,33	4,095	0,619	-1,759	-5,157	0,289	-2,436	-6,940
B-C	4,6	5,33	4,095	/	-5,157	-8,887	6,609	11,448	-13,069
C-D	4,05	6,955	5,72	11,728	-8,887	-1,759	10,162	16,278	-11,889

Tableau III.17 Les sollicitations à ELS, poutrelle type 2 (RDC).

• Type 3

1. l'ELU



Travée	L(m)	Pu (KN/m)	P'u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3,6	7,429	5,772	9,351	-2,537	-7,392	8,638	11,337	-15,444
B-C	3,6	7,429	5,772	/	-7,392	-7,632	4,539	13,324	-13,457
C-D	4,6	7,429	5,772	/	-7,632	-12,724	9,580	16,003	-18,217
D-E	4,05	9,877	8,21	16,916	-12,724	-2,537	14,486	23,143	-16,859

Tableau III.18 Les sollicitations à ELU poutrelle type 3 (RDC).

2. l'ELS

Travée	L(m)	Ps (KN/m)	P's (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3,6	5,33	4,095	6,634	-1,759	-5,244	6,914	8,137	-11,051
B-C	3,6	5,33	4,095 ²	/	-5,244	-5,415	3,304	9,547	-9,642
C-D	4,6	5,33	4,095	/	-5,415	-8,887	7,091	11,504	-13,014
D-E	4,05	6,955	5,72	11,728	-8,887	-1,759	10,162	16,278	-11,889

Tableau III.19 Les sollicitations à ELS poutrelle type 3 (RDC).

III.1.1.5 Les sollicitations maximales pour chaque type de poutrelles (voir tableaux ci-dessous)

Poutrelles	Effort	ELU	ELS
Plancher terrasse inaccessible	M _t ^{max}	14,450KN.m	10,567 KN.m
	M _a ^{inter}	-2,031 KN.m	-7,575 KN.m
	V _u ^{max}	14,042 KN	10,203 KN
	M _a ^{rive}	-2,031 KN.m	-1,475 KN.m
Plancher étage courant (20+4) cm	M _t ^{max}	12,830 KN.m	9,312 KN.m
	M _a ^{inter}	-9,768 KN.m	-7,015 KN.m
	V _u ^{max}	13,156 KN	9,448 KN
	M _a ^{rive}	-1,903 KN.m	-1,366 KN.m
RDC	M _t ^{max}	20,251 KN.m	14,259 KN.m
	M _a ^{inter}	-12,724 KN.m	-8,887 KN.m
	V _u ^{max}	23,143 KN	16,278 KN
	M _a ^{rive}	-3,037 KN.m	-2,138 KN.m

Tableau III.20 Les sollicitations les plus défavorables.

I .1.1.6 Ferrailage des poutrelles

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

$$\text{À l'ELU : } \begin{cases} M_{Travée}^{Max} = 14,45KN.m \\ M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2,031KN.m \text{ (rive)} \\ -10,426KN.m \text{ (int)} \end{cases} \\ V^{Max} = 14,042KN \end{cases}$$

$$\text{à l'ELS : } \begin{cases} M_{Travée}^{Max} = 10,567KN.m \\ M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1,475KN.m \text{ (Rive)} \\ -7,575KN.m \text{ (int)} \end{cases} \end{cases}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$\begin{aligned}
 b &= 65 \text{ cm} \\
 h_0 &= 4 \text{ cm} \\
 h &= 24 \text{ cm} \\
 H &= 20 \text{ cm} \\
 b_0 &= 12 \text{ cm} \\
 d &= 22 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

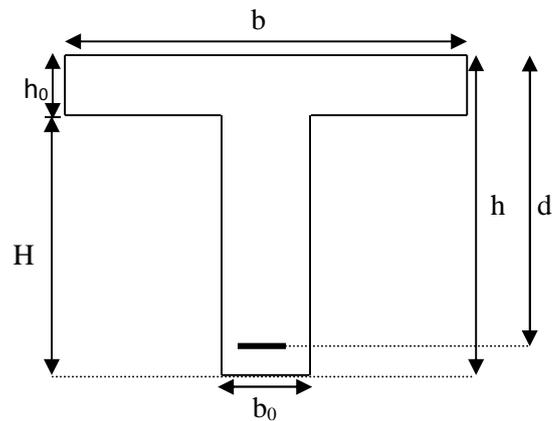


Figure III.8 Caractéristiques géométriques de la poutrelle

1. Calcul à l'ELU

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

- ✓ si $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$).
- ✓ si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

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

• Calcul de la section d'armatures longitudinales

- Ferrailage en travée

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times (0.22 - \frac{0.04}{2})$$

$$M_{tu} = 73.84 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} = 73.84 \text{ KN.m} > M_u = 14.45 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\sim_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.45 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.22)^2 \times 14.2} = 0.0323$$

$$\sim_l = 0.8r_l(1 - 0.4) = 0.392 > \sim_{bu} = 0.0323$$

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

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

$$r = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\tilde{\nu}_{bu}}}{0.8} \Rightarrow r = 0,041$$

$$z = d(1 - 0.4r) \Rightarrow z = 0,216m$$

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{travée} = \frac{14,45 \times 10^{-3}}{0,216 \times 348} = 1,922 cm^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 0,65 \times 0,22 \times 2,1}{400} = 1,71 cm^2$$

$A_s = 1,922 cm^2 > A_{min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

On prend $A_s = 1HA10 + 2HA12 = 3,05 cm^2$

- **Ferraillage en appuis**

a. Appuis de rive

$$M_{riv}^a = -2,03 KN.m$$

$$\tilde{\nu}_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \tilde{\nu}_{bu} = 0,0246 \leq \tilde{\nu}_l = 0,392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »}$$

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

$$r = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\tilde{\nu}_{bu}}}{0.8} \Rightarrow r = 0,0312$$

$$z = d(1 - 0.4r) \Rightarrow z = 0,217 m$$

$$A_a^{riv} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{riv} = \frac{2,031 \times 10^{-3}}{0,217 \times 348} = 0,268 cm^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

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

$$A_{Min} = \frac{0,23 \times 0,12 \times 0,22 \times 2,1}{400} = 0,318 cm^2$$

$A_s = 0,268 cm^2 < A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité n'est pas vérifiée on ferraille avec A_{Min} .

On prend $1HA10 = 0,79 cm^2$

b. Appuis intermédiaire

$$M_{int}^a = -10,426 KN.m$$

$$\tilde{\nu}_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \tilde{\nu}_{bu} = 0,126 < \tilde{\nu}_l = 0,392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »}$$

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

$$r = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\tilde{m}_{bu}}}{0.8} \Rightarrow r = 0,169$$

$$z = d(1 - 0.4r) \Rightarrow z = 0,205\text{ m}$$

$$A_a^{int} = \frac{M_a^{int}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{int} = \frac{10,426 \times 10^{-3}}{0,205 \times 348} = 1,46\text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{Min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0,23 \times 0,12 \times 0,22 \times 2,1}{400} = 0,318\text{ cm}^2$$

$A_s = 1,46\text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

On prendre 2HA10=1,58cm²

2. Vérification des poutrelles à l'ELU

- **Vérification de l'effort tranchant** : on à $V_{max} = 14,042\text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} = \frac{14,042 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,22} = 0,532\text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5\text{MP}) = \min(0,13 \times 25; 5\text{MP})$$

$\tau_u = 0,532\text{ MP} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{ MP} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

- **Ferraillage des armatures transversales**

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

w_t : diamètre minimale des armatures longitudinale ($w_t = 10\text{mm}$).

$$w_t = \min(240/35 ; 120/10 ; 10) = 6,85\text{mm}$$

On choisit un étrier 6

$$A_t = 2 \times w_t = 1,00\text{ cm}^2$$

- **L'espacement**

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 19,8\text{cm}$$

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin r + \cos r)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \dots \dots \dots \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$K=1$ flexion simple FPN, pas de reprise de bétonnage.

$r = 90^\circ$ Flexion simple, armatures droites.

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\ddagger_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 27,21 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.12} = 83,33 \text{ cm}$$

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

- **Vérification vis-à-vis l'effort tranchant**
 - **Vérification de la bielle**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

Avec $a = 0,9 \cdot d = 0,198$; soit : $a = 0,19 \text{ m}$

$V_u = 14,042 \text{ KN}$ $152,19 \text{ KN}$ vérifiée

- **Vérification à l'effort tranchant**

a) Vérification des armatures longitudinales (A_t) à l'effort tranchant (V_u)

> **L'appui intermédiaire**

$$A_t \geq \frac{\chi_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_t \geq \frac{1.15}{400} \left(14,042 \times 10^{-3} - \frac{14,45 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,22} \right) = -1,694 \text{ cm}^2 < 0$$

$A_t = 4,63 \text{ cm}^2 \geq -1,694 \text{ cm}^2$ aucune vérification à faire car l'effort tranchant est négligeable devant l'effort du moment

> **Au niveau de l'appui de rive**

$$A_L \geq \frac{\chi_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_L \geq \frac{1.15}{400} \times 14,042 \times 10^{-3} = 0,403 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0,403 \text{ cm}^2$$

Avec $A_L = 3,05 + 0,79 = 3,84 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

b) Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure

$$\ddagger_u = \frac{V_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right)}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{14,042 \times 10^{-3} \left(\frac{0,65 - 0,12}{2} \right)}{0,9 \times 0,22 \times 0,65 \times 0,04} = 0,723 \text{ MPa} < \bar{\ddagger} = 3.25 \text{ MPa}$$

c)- vérification de l'adhérence

On doit vérifier que : $\ddagger_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\ddagger}_{su}$ tel que $\bar{\ddagger}_{su}$: Contrainte limite d'adhérence.

U_i : la somme des périmètres des barres.

$$V_u = \text{Max } V_i = 14,042 \text{ KN}$$

$$U_i = \frac{1}{2} \times (3 \times 10 + 2 \times 12) = 169,65 \text{ mm}$$

$$f_{su} = \frac{14,042}{0,9 \times 0,22 \times 169,56} = 0,418 \text{ MPa}$$

$$f_{su} = 0,6 \times f_{t28} \quad \text{tel que} \quad \frac{f_{su}}{f_{t28}} = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$f_{su} = 0,418 \text{ MPa} \quad f_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3. Vérification à l'ELS

a) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

$$f_{bc}^- = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}; \quad f_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \text{ (MPa)}$$

- En travée

$$M_{ser} = 10,587 \text{ KN.m}; \quad A = 3,05 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL 91 (L.III .3)}$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0,65 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 3,05 \times 10^{-4} \times (0,22 - 0,04)$$

$\Rightarrow H = -3,035 \times 10^{-4} \text{ cm}^3 < 0$ L'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera en section en Te.

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad] = 0$$

$$0,6 \times y^2 + [(0,65 - 0,12) \times 0,04 + 15 \times 3,05 \times 10^{-4}] \times y - [(0,65 - 0,12) \times \frac{0,04^2}{2} + 15 \times 3,05 \times 10^{-4} \times 0,22] = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,18 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

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

$$I = \frac{65 \times y^3}{3} - \frac{(65 - 12)}{3} \times (3,18 - 4)^3 + 15 \times 3,05 \times (22 - 3,18)^2 \Rightarrow I = 16910,787 \text{ cm}^4$$

$$f_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{10,567}{16910,787} \times 3,18 \times 10^3 \Rightarrow f_{bc} = 1,987 \text{ MPa} \leq f_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- En appuis

• Appuis intermédiaires

$$M_{ser} = -7,575 \text{ KN.m} ; A = 1,58 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0,65 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 1,58 \times 10^{-4} \times (0,22 - 0,04)$$

$\Rightarrow H = 0,934 \times 10^{-4} \text{ cm}^3 > 0$ L'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera en section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 7,55 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 6667,399 \text{ cm}^4$$

$$\tau_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 8,577 \text{ MPa} \leq \tau_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

• Appuis de rive

$$M_{ser} = -1,475 \text{ KN.m} ; A = 0,79 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0,65 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 0,79 \times 10^{-4} \times (0,22 - 0,04)$$

$\Rightarrow H = 3,067 \times 10^{-4} \text{ cm}^3$ L'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera en section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 5,678 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 3889,267 \text{ cm}^4$$

$$\tau_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1,475 \times 5,678 \times 10^3}{3889,267} = 2,153 \text{ MPa} \leq \tau_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

▪ Etat limite de déformation

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

Vérification de la flèche

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

$$\text{nécessaire : } \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{24}{460} = 0,0522 < \frac{1}{16} = 0,0625$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit : $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji}$

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

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

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation (G+Q).

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = 0,92cm$

• Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0,65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$$q_{jser} = 0,65 \times 3,2 = 2,08KN/m$$

$q_{gser} = 0,65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{gser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 7,08 = 4,602KN/m$$

$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q) = 0,65(7,08 + 1) = 5,252KN/m$$

$$M_{jser} = 0,75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0,75 \times \frac{2,08 \times 4,6^2}{8} = 4,126KN.m$$

$$M_{gser} = 0,75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0,75 \times \frac{4,602 \times 4,6^2}{8} = 9,129KN.m$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{5.252 \times 4.6^2}{8} = 10.419 \text{KN.m}$$

• Propriété de la section

Position de l'axe neutre

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{12 \times \frac{24^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15(3.05 \times 22)}{12 \times 24 + (65 - 12)4 + 15 \times 3.05}$$

$$\Rightarrow y_G = 8.69 \text{cm.}$$

Moment d'inertie de la section homogène I₀

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (y_G - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{sr} (d - y_G)^2 + 15 A_{sc} (y_G - d')^2$$

I₀=34855.21cm⁴..... (Moment d'inertie de la section totale (acier+béton))

$$\dots = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.05}{12 \times 22} = 0.0115$$

$$\}i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \dots} \Rightarrow \}i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{12}{65}) \times 0.0115} = 3.575 \dots \dots \dots \text{déformation instantanée.}$$

$$\}v = 0.4 \times \}i \Rightarrow \}v = 0.4 \times 3.575 = 1.430 \dots \dots \dots \text{Coefficient de déformation différée.}$$

Constraints (†_s):

$$y=4.905\text{cm}; \quad I_0=34855.21\text{cm}^4; \quad I=15926.808\text{cm}^4; \quad A_s=3.05\text{cm}^2$$

$$\dagger_{sj} = 15 \times \frac{M_{Jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \dagger_{sj} = 15 \times \frac{4.126 \times (0.22 - 0.04905)}{15926.808} 10^5 = 66,429 \text{Mpa}$$

$$\dagger_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \dagger_{sg} = 15 \times \frac{9.129 \times (0.22 - 0.04905)}{15926808} 10^5 = 146,781 \text{Mpa}$$

$$\dagger_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \dagger_{sp} = 15 \times \frac{10.419 \times (0.22 - 0.04905)}{15926808} 10^5 = 167,748 \text{Mpa}$$

Inerties fictives (If) :

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

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

Si μ = 0 μ = 0

$$\sim_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \dots \times \dagger_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0115 \times 66,429 + 2,1} = 0,287$$

$$\sim_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \dots \times \dagger_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0115 \times 146,781 + 2,1} = 0,585$$

$$\sim_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \dots \times \dagger_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0115 \times 167,748 + 2,1} = 0,626$$

$$If_{ij} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \}_i \times \sim_j} = \frac{1,1 \times 34855,21}{1 + 3,575 \times 0,287} = 18924,115 \text{ cm}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \}_i \times \sim_g} = \frac{1,1 \times 34855,21}{1 + 3,575 \times 0,585} = 12402,485 \text{ cm}^4$$

$$If_{ip} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \}_i \times \sim_p} = \frac{1,1 \times 34855,21}{1 + 3,575 \times 0,626} = 11841,051 \text{ cm}^4$$

$$If_{vg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \}_v \times \sim_g} = \frac{1,1 \times 34855,21}{1 + 1,430 \times 0,585} = 20876,497 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} = \frac{4,126 \times 4,6^2}{10 \times 32456,59 \times 18924,115} 10^5 = 0,0014 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} = \frac{9,129 \times 4,6^2}{10 \times 32456,59 \times 12402,485} 10^5 = 0,0047 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} = \frac{10,419 \times 4,6^2}{10 \times 32456,59 \times 11841,051} 10^5 = 0,0057 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}} = \frac{9,129 \times 4,6^2}{10 \times 10818,87 \times 20876,497} 10^5 = 0,0085 \text{ m}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (8,5 - 1,4 + 5,7 - 4,7) \times 10^3 = 8,1 \times 10^3 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0,81 \text{ cm} \quad f_{adm} = 0,92 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Donc la condition de flèche est vérifiée.}$$

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

Le ferrailage des autres types des poutrelles est résumé dans le tableau suivant :

	Position	M ^{max} (KN.m)	μ _{bu}		Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des sections (cm ²)
Terrasse inaccessible	Travée	14,45	0,0323	0,041	21,6	1,922	1,71	1HA10+2HA12=3,05
	Appuis riv	-2,03	0,0246	0,0312	21,7	0,268	0,318	1HA10=0,79
	Appuis int	-10,426	0,126	0,169	20,5	1,46	0,318	2HA10=1,58
Etage courant	Travée	12,83	0,0287	0,0364	21,6	1,70	1,71	1HA10+2HA12=3,05
	Appuis riv	-1,903	0,0231	0,029	21,7	0,251	0,318	1HA10=0,79
	Appuis int	-9,768	0,118	0,158	20,6	1,36	0,318	2HA10=1,58
RDC	Travée	20,251	0,045	0,058	21,5	2,70	1,71	3HA12=3,39
	Appuis riv	-3,037	0,037	0,047	21,6	0,40	0,318	1HA10=0,79
	Appuis int	-12,724	0,142	0,19	20,0	1,66	0,318	1HA10+1HA12=1,92

Tableau III.21 Ferrailage des différents types de poutrelles.

III .1.1 .7 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Type	Bielle	Cisaillement	Armature longitudinale aux appuis		Jonction table-nervure	Vérification de l'adhérence
			Rive	Intermédiaire		
	$V_u \leq 0,267 b_0 \cdot f_{c28}$	$\frac{V_{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{f}_u$	$A_L \geq \frac{x_s}{f_e} V_u$	$A_t \geq \frac{x_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$\frac{V_u b_1}{0.9 \times db h_f} \leq \bar{f}_u$	$\bar{f}_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U} \leq \bar{f}_{su}$
Terrasse inaccessible	14,042 < 152,19	0,532 < 3,25	3,84 > 0,403	4,63 > -1,694	0,723 < 3,25	0,418 < 2,835
Etage courant	13,156 < 152,19	0,488 < 3,25	3,84 > 0,378	4,63 > 2,24	0,677 < 3,25	0,391 < 2,835
RDC	20,00 < 152,19	0,757 < 3,25	4,18 > 0,575	4,18 > 3,515	1,029 < 3,25	0,699 < 2,835
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.22 Vérification au cisaillement.

I .1.1.8 Vérifications des contraintes à ELS

- **Etat limite de compression du béton**

Etage	Position	M _{ser} KN.m	As cm ²	Y (cm)	I (cm ⁴)	τ _b (Mpa)	τ _b (Mpa)	Vérification
Terrasse inaccessible	Travée	10,587	3,05	3,18	16910,787	1,987	15	vérifiée
	Appuis riv	1,475	0,79	5,678	3889,267	2,153	15	vérifiée
	Appuis int	7,575	1,58	7,55	6667,399	8,577	15	vérifiée
Etage courant	Travée	9,312	3,03	3,18	16889,167	1,753	15	vérifiée
	Appuis riv	3,27	0,79	5,96	4.7*10 ⁻⁵	4,14	15	vérifiée
	Appuis int	7,015	1,58	7,55	6667,399	7,94	15	vérifiée
RDC	Travée	14,259	3,39	5,13	17396,876	4,20	15	vérifiée
	Appuis riv	2,138	0,79	5,678	3889,267	3,12	15	vérifiée
	Appuis int	8,887	1,92	7,55	6667,399	9,44	15	vérifiée

Tableau III.23 Vérification des états limite de compression du béton

- **Etat limite de déformation : Δf f_{adm}**

Plancher	Terrasse inaccessible	Etage courant	RDC
q _{jser} (KN/m)	2,08	2,08	2,08
q _{gser} (KN/m)	4,602	3,705	3,705
q _{pser} (KN/m)	5,252	4,68	5,33
M _{jser} (KN/m)	4,126	4,24	4,24
M _{gser} (KN/m)	9,129	7,55	7,55
M _{pser} (KN/m)	10,419	9,54	10,869
	0,0115	0,0115	0,0115
v	1,430	1,43	1,430
i	3,575	3,575	3,575
s _j (KN/m)	66,429	68,265	68,265
s _g (KN/m)	146,781	121,55	121,55

s_p (KN/m)	167,748	153,596	174,99
μ_j	0,287	0,2980	0,298
μ_g	0,585	0,522	0,522
μ_p	0,626	0,599	0,637
$I_{f_{ij}}$ (cm ²)	18924,115	18563,746	18563,746
$I_{f_{ig}}$ (cm ²)	12402,485	13377,05	13377,05
$I_{f_{ip}}$ (cm ²)	11841,051	12204,85	11698,936
$I_{f_{vg}}$ (cm ²)	20876,497	21953,34	21953,34
f_{ij} (mm)	1,4	1,5	1,5
f_{ig} (mm)	4,7	3,6	3,6
f_{ip} (mm)	5,7	5	6
f_{vg} (mm)	8,5	6,7	6,7
Δf (mm)	8,1	6,6	7,6
f_{adm} (mm)	9,2	9,2	9,2

Tableau III.24 Vérification des états limités de déformation.

La flèche est vérifiée, le ferrailage est satisfait.

III.1.1.8 Etude de la dalle de compression

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

On utilise un treillis soudé HA de nuance $f_c=400$ Mpa.

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures parallèle aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : 4HA8/ml=2,01 armatures perpendiculaires aux poutrelles

Avec : St=20cm 20cm vérifiée.

4HA8/ml=2,01 parallèles aux poutrelles → St=20cm < 30cm.

D'où on opte : un treillis soudé TS 8 (20×20)

III.1.1.9 Schéma de ferrailage du plancher à corps creux (20+4)

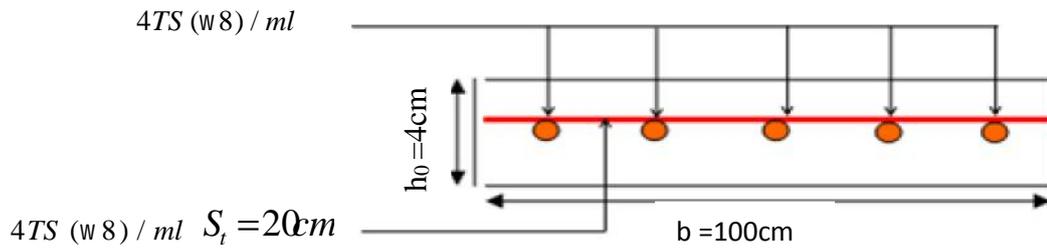


Figure III.9 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

Le ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible			
Étage courant			
RDC			

Tableau III.25 les schémas de ferrailage des poutrelles.

III.1.2 Planchers à dalle pleine

On prend le panneau qui a y on les sollicitation plus défavorable pour l'étude et les autres panneau sont ferrailge avec les sollicitation de cet darnié

L_x : la plus petite dimension du panneau ($L_x=4,30m$).

L_y : la plus grande dimension du panneau ($L_y=4,60m$).

a. Panneau du plancher (4 appuis)

▪ Calcul du chargement

$$G=5,1KN/m^2 ; Q=5KN/m^2$$

$$\begin{cases} q_u = (1.35G+1.5Q) \times 1ml = 14,385KN/ml. \\ q_s = (G+Q) \times 1ml = 10,1KN/ml. \end{cases}$$

$$\dots = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,30}{4,60} = 0,94 \Rightarrow \dots > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travail selon deux sens } L_x \text{ et } L_y.$$

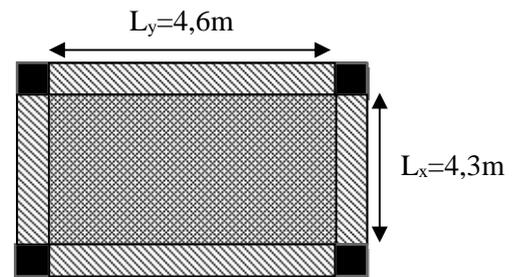


Figure III.10 dalle de la galerie commerciale

- Calcul a l'ELU

- **Calcul des moments** : Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y qui correspondent à

$$\epsilon = 0 \text{ et } \dots = 0,94 \rightarrow \begin{cases} \tilde{\alpha}_x = 0,0419 \\ \tilde{\alpha}_y = 0,8661 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \tilde{\alpha}_x \times l_x^2 \times p_u = 11,144KN.m \\ M_{0y} = M_{0x} \times \tilde{\alpha}_y = 9,652KN.m \end{cases} \quad \text{BAEL 91(Annexe I)}$$

$$\text{Moments en travées} \quad \begin{cases} M_x^t = 0.85M_{0x} = 9,472KN.m \\ M_y^t = 0.75M_{0y} = 7,239KN.m \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis} \quad \begin{cases} M_x^a = -0.5 \times M_{0x} = -5,572KN.m \\ M_y^a = -0.5 \times M_{0y} = -4,826KN.m \end{cases}$$

- Calcul de la section d'armatures

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de $1ml$ ($b \times e$) = $(1 \times 0,14) m^2$.

$$\text{Le diamètre des barres utilisées doit êtres } w \leq \frac{e}{10} = \frac{140}{10} \Rightarrow w \leq 14mm$$

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

$$\tilde{\alpha}_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; r = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\tilde{\alpha}_{bu}}}{0.8} \quad ; Z = d(1 - 0.4r) \quad ; A_s = \frac{M_u}{z \times f_{st}} \quad ; d_x = d_y = 12cm$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

Pour $e > 12\text{cm}$ et $0,4$; avec $f_e E 400 \rightarrow \dots_0 = 0,0008$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \dots_0 \times \frac{(3 - \dots)}{2} \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times \frac{(3 - 0,94)}{2} \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1,153 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = \dots_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1,12 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_a^{\min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e = 0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1 / 400 \Rightarrow A_a^{\min} = 1,449 \text{ cm}^2$$

Sens		M (KN.m)	\sim_{bu}	r	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)
Travée	x-x	9,472	0,046	0,059	0,117	2,323	1,153
	y-y	7,239	/	/	/	1,77	1,12
Appui	x-x et y-y	-5,572	0,027	0,034	0,118	1,352	1,449

Tableau III.26 Résume le calcul des armatures en travées et en appuis

En travée				
	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens-x	2,323	1,153	3HA10=2,36	33
Sens-y	1,77	1,12	4HA8=2,01	25
En appuis				
Sens x, sens-y	1,352	1,445	4HA8=2.01	25

Tableau III.27 Calcul du ferrailage du plancher de la galerie commerciale.

- Vérification des espacements

$$S_t = 33\text{cm} \quad \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale)}$$

$$S_t = 25\text{cm} \quad \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire)}$$

* Vérification à l'ELU

Cisaillement

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{14385 \times 4,3}{2} \times \frac{4,6^4}{4,3^4 + 4,6^4} = 17,537 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{P \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = \frac{14,385 \times 4,6}{2} \times \frac{4,3^4}{4,3^4 + 4,6^4} = 14,324 \text{ KN}$$

$$\ddagger_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{17,538 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,146 \text{ MPa} \leq \ddagger_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

* Vérification à l'ELS

$$\epsilon = 0,2 \rightarrow \begin{cases} \tilde{\alpha}_x = 0,0419 \\ \tilde{\alpha}_y = 0,9087 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \tilde{\alpha}_x \times l_x^2 \times p_s = 9,179 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \tilde{\alpha}_y = 8,332 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{BAEL 91(Annexe I)}$$

Moments en travées $\begin{cases} M_{xs}^t = 0,85M_{0x} = 7,793 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^t = 0,75M_{0y} = 6,249 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en appuis $\begin{cases} M_{xs}^a = -0,5 \times M_{0x} = -4,584 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^a = -0,5 \times M_{0y} = -4,166 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ Etat limite de compression de béton

• Vérification des contraintes

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

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

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

- En travée

✓ Sens x-x

$$M_{xs}^t = 7,793 \text{ KN.m} ; A_x = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; d_x = 12 \text{ cm} ; y = 2,58 \text{ cm} ; I = 3713,72 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{xs}^t}{I} \times y = 5,41 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Sens y-y

$$M_{ys}^t = 6,249 \text{ KN.m} ; A_x = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; d_x = 12 \text{ cm} ; y = 2,405 \text{ cm} ; I = 3239,416 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ys}^t}{I} \times y = 4,639 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- En appuis

✓ Sens x-x

$$M_{xs}^a = -4,584 \text{ KN.m} ; A_x = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; d_x = 12 \text{ cm} ; y = 2,405 \text{ cm} ; I = 3239,416 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{xs}^a}{I} \times y = 3,40 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Sens y-y

$$M_{xs}^a = -4,166 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_x = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad ; \quad d_x = 12 \text{ cm} \quad ; \quad y = 2,405 \text{ cm} \quad ; \quad I = 3239,416 \text{ cm}^4.$$

$$\uparrow_{bc} = \frac{M_{xs}^t}{I} \times y = 3,09 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

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

➤ **Etat limite de déformation**

L'article (B.7.5) précise les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites.

✓ **Sens x-x**

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0,x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{430} = 0,0325 < 0,0375 \Rightarrow \text{la condition non vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b_0 \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,36}{100 \times 12} = 0,00196 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

✓ **Sens y-y**

$$1. \frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0,y}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{460} = 0,0304 < 0,0375 \Rightarrow \text{la condition non vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b_0 \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 12} = 0,00167 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées dans le sens (x-x) et (y-y) donc on doit vérifier la flèche dans les deux sens.

• **Sens x-x**

q _j (KN/m)	M _{jser} (KN/m)	I _{fj} (cm ⁴)	j(Mpa)	μ _j	f _{ji} (m)
2,275	4,053	27018,71	186,949	0	0,000854
q _g (KN/m)	M _{gser} (KN/m)	I _{fg} (cm ⁴)	g(Mpa)	μ _g	f _{gi} (m)
3,315	5,907	11726,178	272,467	0,118	0,00286
q _p (KN/m)	M _{pser} (KN/m)	I _{fp} (cm ⁴)	p(Mpa)	μ _p	f _{pi} (m)
6,56	11,689	5822,19	444,77	0,329	0,0114
I ₀ (cm ⁴)	I (cm ⁴)	I _{gv} (cm ⁴)	E _i (Mpa)	E _v (Mpa)	f _{gv} (m)
24562,464	3713,72	17757,242	32456,59	10818,87	0,00568

Tableau III.28 Calcul de la flèche de la dalle galerie commerciale x-x

$$\left. \begin{aligned} \Delta f &= f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 1,13 \text{ cm} \\ f_{adm} &= \frac{l_x}{500} = \frac{430}{500} = 0,86 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f > f_{adm} \quad \text{Non vérifiée}$$

La solution proposée est d'augmenter la section des armatures tendues, la nouvelle section pour que la flèche soit vérifiée est de $A_t=4HA10=3.14cm^2$ avec espacement $S_t=25cm$.

• Sens y-y

q_j (KN/m)	M_{jser} (KN/m)	I_{fj} (cm ⁴)	j (Mpa)	μ_j	f_{ji} (m)
2.275	4.639	25052.955	249.069	0.00515	0.0012
q_g (KN/m)	M_{gser} (KN/m)	I_{fg} (cm ⁴)	g (Mpa)	μ_g	f_{gi} (m)
3.315	6.760	8311.168	362.946	0.169	0.0053
q_p (KN/m)	M_{pser} (KN/m)	I_{fp} (cm ⁴)	p (Mpa)	μ_p	f_{pi} (m)
6.56	13.377	4491.313	594.365	0.377	0.0194
I_o (cm ⁴)	I (cm ⁴)	I_{fgv} (cm ⁴)	E_i (Mpa)	E_v (Mpa)	f_{gv} (m ²)
4314.89	3239.416	14172.144	32456,59	10818,87	0.00932

Tableau III.29 Calcul de la flèche de la dalle galerie commerciale y-y

$$\left. \begin{aligned} \Delta f &= f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 2,22cm \\ f_{adm} &= \frac{l_y}{500} = \frac{460}{500} = 0,92cm \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f > f_{adm} \text{ Non vérifiée}$$

La solution proposée est d'augmenter la section des armatures tendues, la nouvelle section pour que la flèche soit vérifiée est de $A_t=4HA10=3.14cm^2$ avec espacement $S_t=25cm$.

• Schéma de ferrailage

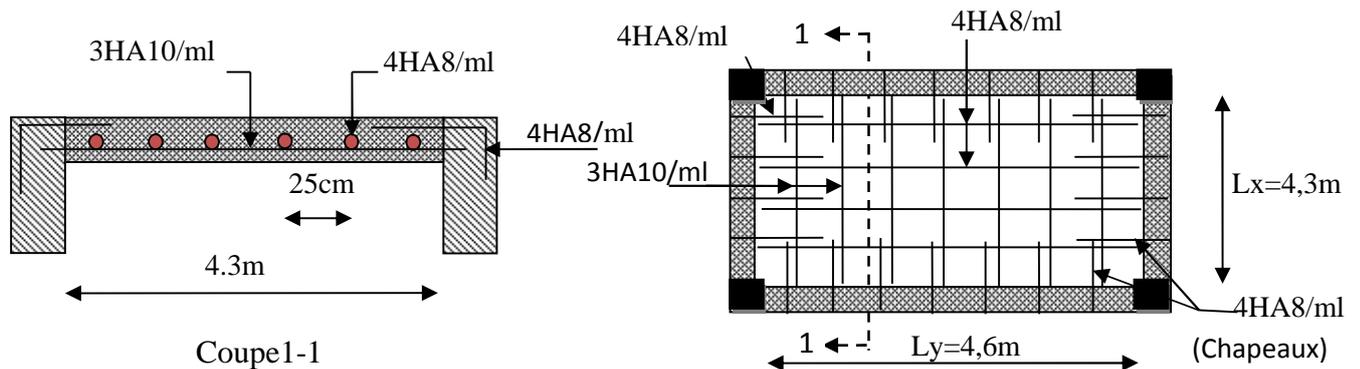


Figure III.11 Schéma de ferrailage de la dalle de la galerie

* Remarque

Pour les autres type (dalle sur 4appuis) serrant ferrillé avec le même ferrailage

▪ Cas d'une dalle pleine avec ouverture

Si une ouverture (a×b) est prévue dans le panneau de la dalle on dispose de part et d'autre de l'ouverture et dans les 2 distances une section d'acier équivalente à celle coupée.

Avec : a=1,50m et b=1,20m

L_s : longueur de scellement $L_s = \begin{cases} 40 w & \text{pour l'acier HA} \\ 50 w & \text{pour l'acier RL} \end{cases}$

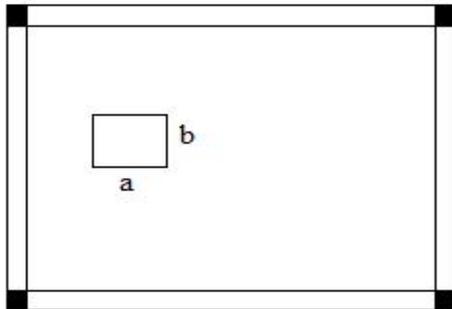


Figure III.12 Dalle pleine avec ouverture

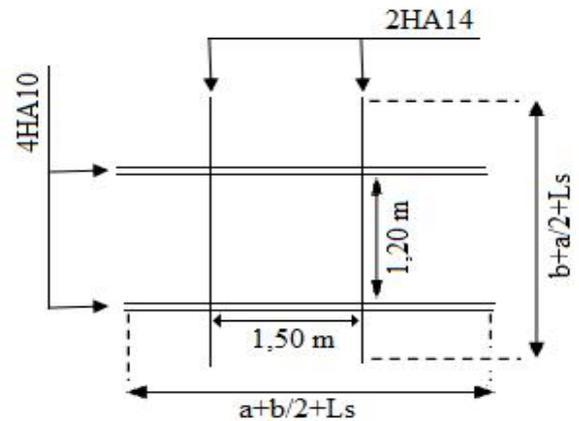


Figure III.13 Schéma de ferrailage de la dalle pleine avec ouverture

* **Remarque**

Pour les autres type (dalle sur 4appuis avec ouverture) serrant ferrillé avec le même ferrailage.

b. Dalle pleine sur trois appuis type 02 (balcon) :

1. calcul des sollicitations

$$\dots = \frac{140}{460} = 0.3cm < 0.4cm$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{4,6}{2} = 2.3 \Rightarrow L_x < L_y / 2cm$$

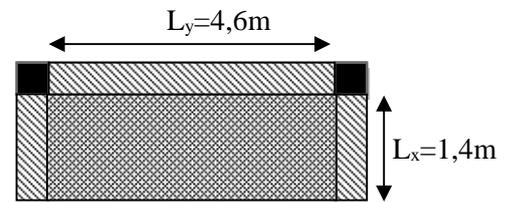


Figure III.14 Dalle sur 3 appuis.

Donc :

$$\begin{cases} M_{ox} = \frac{P \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times P \times L_x^3}{3} \\ M_{oy} = \frac{P \times L_x^3}{6} \end{cases}$$

$G=6 \text{ KN/m}^2$; $Q=3,5\text{KN/m}^2$; $e=14 \text{ cm}$

ELU $P_u = 1,35 \times 6 + 1,5 \times 3,5 = 13,35\text{KN/ml}$.

ELS $P_s = 6 + 3,5 = 9,5\text{KN/ml}$.

$$\begin{cases} M_{ox} = \frac{13,35 \times 1,4^2 \times 4,6}{2} - \frac{2 \times 13,35 \times 1,4^3}{3} \Rightarrow M_{ox} = 37,760 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \frac{13,35 \times 1,4^3}{6} \Rightarrow M_{oy} = 6,105 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée $\Rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0,75 \times M_{ox} = 0,75 \times 37,760 = 30,396 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 \times M_{oy} = 0,75 \times 6,105 = 5,189 \text{ KN.m} \end{cases}$

$$\text{En appui} \Rightarrow \begin{cases} -0.3 \times M_{0x} = -10,728 \text{ KN.m} \\ -0.3 \times M_{0y} = -3,052 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2. Ferrailage

Sens		M (KN.m)	\tilde{b}_u	r	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /m)	S _t (cm)
Travée	x-x	30,396	0,148	0,20	0,110	7,940	1,12	8HA12=9,04	12,5
	y-y	5,189	0,025	0,031	0,118	1,258	1,12	4HA8=2,01	25
Appui	x-x	-10,728	0,052	0,067	0,116	2,64	1,12	4HA10=3,14	25
	y-y	-3,052	0,0149	0,019	0,119	0,736	1,12	4HA8=2,01	25

Tableau III.30 Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

- **Calcul de l'espacement des armatures en travée**

Sens-x : $S_t \leq \min(2.e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$. Donc $S_t \leq 25 \text{ cm}$; on opte : $S_t = 12,5 \text{ cm}$.

Sens-y : $S_t \leq \min(3.e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. Donc $S_t \leq 33 \text{ cm}$; on opte : $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Calcul de l'espacement des armatures en appui**

Sens-x : $S_t \leq \min(2.e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$. Donc $S_t \leq 25 \text{ cm}$; on opte : $S_t = 25 \text{ cm}$.

Sens-y : $S_t \leq \min(3.e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. Donc $S_t \leq 33 \text{ cm}$; on opte : $S_t = 25 \text{ cm}$.

3. Vérification à l'ELU

Cisaillement

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{13,35 \times 1,4}{2} \times \frac{4,6^4}{1,4^4 + 4,6^4} = 9,265 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{P \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = \frac{13,35 \times 4,6}{2} \times \frac{1,4^4}{1,4^4 + 4,6^4} = 0,261 \text{ KN}$$

$$\ddagger_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{9,265 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,077 \text{ MPa} \leq \ddagger_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de mettre les armatures transversales.

4. Vérification à l'ELS

$$l_x \leq \frac{l_y}{2} \rightarrow \begin{cases} M_{x0} = \frac{P_s \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2P_s \times l_x^3}{3} = \frac{9,5 \times 1,4^2 \times 4,6}{2} - \frac{2 \times 9,5 \times 1,4^3}{3} \Rightarrow M_{x0} = 24,726 \text{ KNm} \\ M_{y0} = \frac{P_s \times l_x^3}{6} = \frac{9,5 \times 1,4^3}{6} \Rightarrow M_{y0} = 4,345 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{En travée} \Rightarrow \begin{cases} M_{xs}^t = 0,75 \times M_{ox} = 0,75 \times 24,726 = 21,017 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^t = 0,75 \times M_{oy} = 0,75 \times 4,345 = 3,693 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis} \Rightarrow M_{xs}^a = M_{ys}^a - 0,3 \times M_{0x} = -7,418 \text{ KN.m}$$

➤ **Etat limite de compression de béton**

• **Vérification des contraintes**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

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

• **En travée**

- **Sens x-x**

$$M_{xs}^t = 21,017 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_x = 9,04 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad ; \quad d_x = 12 \text{ cm} \quad ; \quad y = 4,507 \text{ cm} \quad ; \quad I = 10663585 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{xs}^t}{I} \times y = 8,88 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Sens y-y**

$$M_{ys}^t = 3,693 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_x = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad ; \quad d_x = 12 \text{ cm} \quad ; \quad y = 2,405 \text{ cm} \quad ; \quad I = 3239416 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ys}^t}{I} \times y = 2,74 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **En appuis**

- **Sens x-x**

$$M_{xs}^a = -7,418 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_x = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad ; \quad d_x = 12 \text{ cm} \quad ; \quad y = 2,93 \text{ cm} \quad ; \quad I = 4736,115 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{xs}^a}{I} \times y = 4,589 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Sens y-y**

$$M_{ys}^a = -7,418 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_x = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad ; \quad d_x = 12 \text{ cm} \quad ; \quad y = 2,405 \text{ cm} \quad ; \quad I = 3239416 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ys}^a}{I} \times y = 5,50 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **La contrainte dans l'acier**

$$\text{F.P} \quad \tau_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\tau}_s; \quad \bar{\tau}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{y \times f_{ij}}) \right] = 201,6 \text{MPa}$$

• **En travée**

Selon x-x $\tau_s = \frac{15 \times 21,017}{10663585} \times (12 - 4,507) \times 10^3 = 221,52 > \bar{\tau}_s \text{Mpa}$ condition non vérifiée

Selon y-y : $\tau_s = \frac{15 \times 3,693}{3239416} \times (12 - 2,405) \times 10^3 = 164,077 < \bar{\tau}_s \text{Mpa}$ condition vérifiée

• **En appui**

Selon x-x : $\tau_s = \frac{15 \times 7,418}{4736115} \times (12 - 2,93) \times 10^3 = 213,09 > \bar{\tau}_s \text{Mpa}$

Selon y-y : $\tau_s = \frac{15 \times 7,418}{3239416} \times (12 - 2,405) \times 10^3 = 329,576 > \bar{\tau}_s \text{Mpa}$

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie pas la contrainte de dans l'acier

$$A_{St} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{r}{3} \right) \bar{\tau}_{st}}; \quad r = \sqrt{90s \times \frac{1-r}{3-r}}; \quad r \in [0,1]; \quad s = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\tau}_{st}}$$

Après avoir les itérations, on trouve

• **En travée**

Solen x-x

$s = 0,868 \times 10^{-3}; \quad r = 0,161, \quad A_{St} = \frac{21,017}{0,12 \times \left(1 - \frac{0,161}{3} \right) \times 201,6} = 9,18 \text{cm}^2$ soit 10HA12 $S_t = 10 \text{cm}$.

• **En appui**

Solen x-x

$s = 0,3066 \times 10^{-3}; \quad r = 0,0959, \quad A_{St} = \frac{7,418}{0,12 \times \left(1 - \frac{0,0959}{3} \right) \times 201,6} = 3,167 \text{cm}^2$ soit 5HA10 $S_t = 20 \text{cm}$.

Solen y-y

$s = 0,3066 \times 10^{-3}; \quad r = 0,0959; \quad A_{St} = \frac{7,418}{0,12 \times \left(1 - \frac{0,0959}{3} \right) \times 201,6} = 3,167 \text{cm}^2$ soit 5HA10 $S_t = 20 \text{cm}$.

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

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

➤ **Etat limite de déformation**

L'article (B.7.5) précise les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites.

Sens x-x

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{140} = 0,1 > \max(0,0375; 0,042) \Rightarrow$ la condition vérifiée.

2. $\frac{A}{b_0 \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{9,04}{100 \times 12} = 0,0075 > 0,005 \Rightarrow$ la condition non vérifiée.

Sens y-y

1. $\frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{460} = 0,0304 < 0,0375 \Rightarrow$ la condition non vérifiée.

2. $\frac{A}{b_0 \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 12} = 0,00167 < 0,005 \Rightarrow$ la condition est vérifiée

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées dans le sens (x-x) et (y-y) donc on doit vérifiée la flèche dans les deux sens.

- **Sens x-x** $i=2,234$; $v=0,893$

q_j (KN/m)	M_{jser} (KN/m)	I_{fj} (cm ⁴)	j (Mpa)	μ_j	f_{ji} (m)
2,275	0,429	29314,467	4,28	0	$0,88 \times 10^{-7}$
q_g (KN/m)	M_{gser} (KN/m)	I_{fg} (cm ⁴)	g (Mpa)	μ_g	f_{gi} (m)
3,95	0,746	29314,467	7,445	0	$0,15 \times 10^{-6}$
q_p (KN/m)	M_{pser} (KN/m)	I_{fp} (cm ⁴)	p (Mpa)	μ_p	f_{pi} (m)
6,17	1,165	29314,467	11,626	0	$0,24 \times 10^{-6}$
I_0 (cm ⁴)	I (cm ⁴)	$I_{f_{gv}}$ (cm ⁴)	E_i (Mpa)	E_v (Mpa)	f_{gv} (m)
26649,516	10663,585	29314,467	32456,59	10818,87	$0,46 \times 10^{-6}$

Tableau III.31 Calcul de la flèche de la dalle de balcon x-x.

$$\left. \begin{aligned} \Delta f &= f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 4,62 \times 10^{-5} \text{ cm} \\ f_{adm} &= \frac{l_x}{500} = \frac{140}{500} = 0,28 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f < f_{adm} \quad \text{vérifiée}$$

- **Sens y-y** $i=12,574$; $v=5,029$

q_j (KN/m)	M_{jser} (KN/m)	I_{fj} (cm ⁴)	j (Mpa)	μ_j	f_{ji} (m)
2,275	4,639	25964,978	206,107	0	0,0016
q_g (KN/m)	M_{gser} (KN/m)	I_{fg} (cm ⁴)	g (Mpa)	μ_g	f_{gi} (m)
3,95	8,055	7926,073	357,878	0,181	0,00662
q_p (KN/m)	M_{pser} (KN/m)	I_{fp} (cm ⁴)	p (Mpa)	μ_p	f_{pi} (m)
6,17	12,58	4333,362	558,92	0,397	0,0189
I_0 (cm ⁴)	I (cm ⁴)	$I_{f_{gv}}$ (cm ⁴)	E_i (Mpa)	E_v (Mpa)	f_{gv} (m ²)

23604,526	3239,416	13592,457	32456,59	10818,87	0,0115
-----------	----------	-----------	----------	----------	--------

Tableau III.32 Calcul de la flèche de la dalle balcon y-y.

$$\left. \begin{aligned} \Delta f &= f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 2,27cm \\ f_{adm} &= \frac{l_y}{500} = \frac{460}{500} = 0,92cm \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f > f_{adm} \text{ Non vérifiée.}$$

La solution proposée est d'augmenter la section des armatures tendues, la nouvelle section pour que la flèche soit vérifiée est de $A_t=4HA10=3.14cm^2$ avec espacement $S_t=25cm$.

• Schéma de ferrailage :

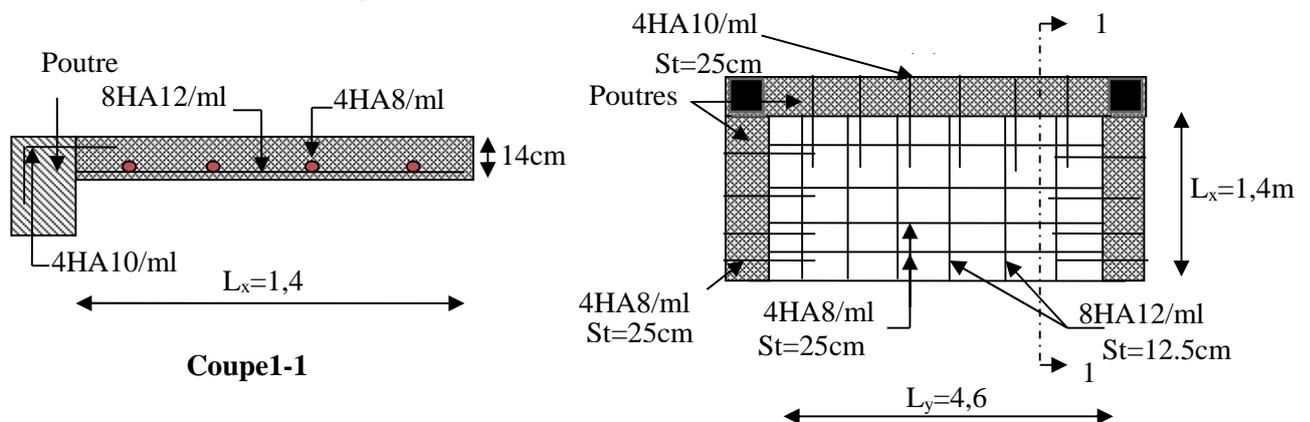


Figure III.15 Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.

* Remarque si le même ferrailage pour les autres type (balcon)

III.2 Etude des escaliers :

A. Type de l'étage courant (volée 2 et 4)

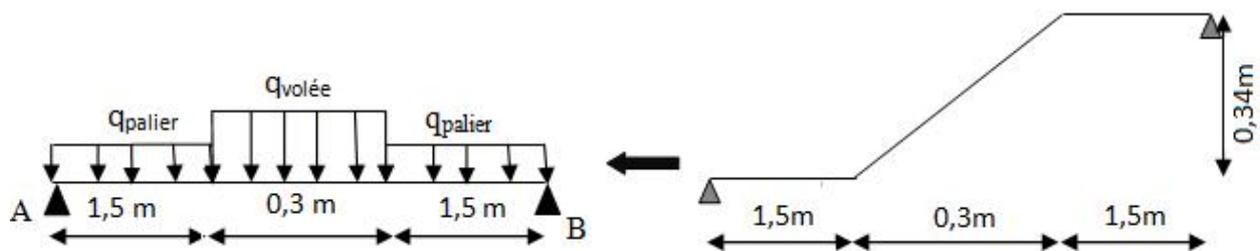


Figure III.16 Schéma d'une volée d'étage courant.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose :

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivant :

- la méthode des charges équivalentes.
- la méthode RDM.

Dans notre cas on a deux cas éd antique il suffit de calculé un seule et le même pour l'autre.

a. Les charges

Volée : $G_v = 8,659KN/m^2$. $Q_{v,p} = 2,5 KN/m^2$.

Palier: $G_p = 4,78KN/m^2$.

b. Combinaison de charges àL’ULE

$q_v = 1,35 \times G_v + 1,5 \times Q_v = 1,35 \times 8,659 + 1,5 \times 2,5 = 15,439KN/ml$

$q_p = 1,35 \times G_p + 1,5 \times Q_p = 1,35 \times 4,78 + 1,5 \times 2,5 = 10,203KN/ml$

Par la méthode de RDM on trouver :

$R_A = R_D = 17,62KN$.

c. Calcul des moments fléchissant

Pour le calcul on utilise la méthode de la RDM

$0 \leq x \leq 1.5m$:

$$M_z = R_A \times x - q_p \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} x=0; M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x=1,5m; M_z = 14,95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$1.5 \text{ x } 1,8 \text{ m}$:

$$M_z = R_A \times x - q_p \times (x-0,75) \times 1,5 - q_v \times (x-1,5)^2 \times 0,5 \Rightarrow \begin{cases} x=1,5m; M_z = 114,95 \text{ KN.m} \\ x=1,8m; M_z = 26,429 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d. Calcul du moment max en travée

$dM_z/dx = 0 \Rightarrow x = 1,65 \text{ m} \Rightarrow M_0^{\max} = 15,125KN.m$.

$$\Rightarrow \begin{cases} M_a = -0.5M_0^{\max} = -7,562 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.75M_0^{\max} = 11,343 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

e. Ferrailage

➤ **Ferrailage longitudinale**

-les fissurations sont considérées comme peu nuisibles.

-la section est soumise à la flexion simple.

-l’enrobage : $C = 1$ soit $C=2cm$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	$M_u(KNm)$	μ_{bu}		$z(m)$	$A_{cal} (cm^2/ml)$	$A_s (cm^2/ml)$	$S_t (cm)$
Appui	7,562	0.036	0.047	0.117	1.84	4HA8=2.01	25
Travée	11,343	0,0554	0.0713	0.116	2.79	4HA10=3.14	25

Tableau III.33 Résultats de ferrailage des volées (2 et 4) de l’étage courant

➤ **Armatures de répartition**

En travée : $A_t = \frac{A_{st}}{4} \Rightarrow A_t = 0,79cm^2/ml$ on choisit : $4HA8 = 2,01cm^2/ml$

En appui : $A_t = \frac{A_{st}}{4} \Rightarrow A_t = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,12 \times \frac{2,1}{400} = 1,44 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,44 \text{ cm}^2$ vérifiée

En appui : $A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,44 \text{ cm}^2$ vérifiée

➤ **Vérification de l'effort tranchant (T=17,62KN)**

$$\tau_{bu} = \frac{T}{b \times d} = \frac{17,62 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,14 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{bu} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement

➤ **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_t \geq (T + \frac{M_u^a}{0,9 \times d}) \times \frac{y_s}{f_e} = (17,62 - \frac{7,562}{0,9 \times 0,12}) \times \frac{1,15 \times 10^{-3}}{400} = -0,015 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

Avec : $A_t = (2,01 + 3,14) \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures**

Armatures longitudinales : $S_t = 25 \text{ cm}$ min (3 e, 33cm) = 33cm

Armatures transversales: $S_t = 25 \text{ cm}$ min (4 e, 45cm) = 45cm

f. Calcul à l'ELS

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

Comme la fissuration est peu nuisible et (A') est nulle, donc on ne vérifie que :

$$\tau_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\tau}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} q_v = G_v + Q_v = 8,659 + 2,5 = 11,159 \text{ KN/ml} \\ q_p = G_p + Q_p = 4,78 + 2,5 = 7,28 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

En appliquant la méthode de la RDM de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

$$M_0^{\max} = 10,825 \text{ KN.m}$$

- **En travée**

$A_s = 3,14 \text{ cm}^2$; $M_{ser} = 0,75 \times M_0^{\max} = 8,118 \text{ KN.m}$; $y = 2,924 \text{ cm}$; $I = 4713,128 \text{ cm}^4$.

$$\tau_{bc} = \frac{8,118 \times 0,0294}{4713,128} \times 10^5 = 5,036 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **En appui**

$A_s = 2,01\text{cm}^2$; $M_{a\text{ ser}} = -0,5 \times M_0^{\text{max}} = -5,41\text{KN.m}$; $y=2,405\text{cm}$; $I=3239,41\text{cm}^4$.

$$\tau_{bc} = \frac{5,41 \times 0,02405}{3239,41} \times 10^5 = 4,016\text{MPa} \leq \overline{\tau}_b = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche**

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{330} = 0,042 > 0,0375 \Rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

$$2. \frac{A}{b_0 \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,0025 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

Les conditions de flèche est vérifiée donc sa sera pas nécessaire de vérifiée la flèche.

g. Schéma de ferrailage

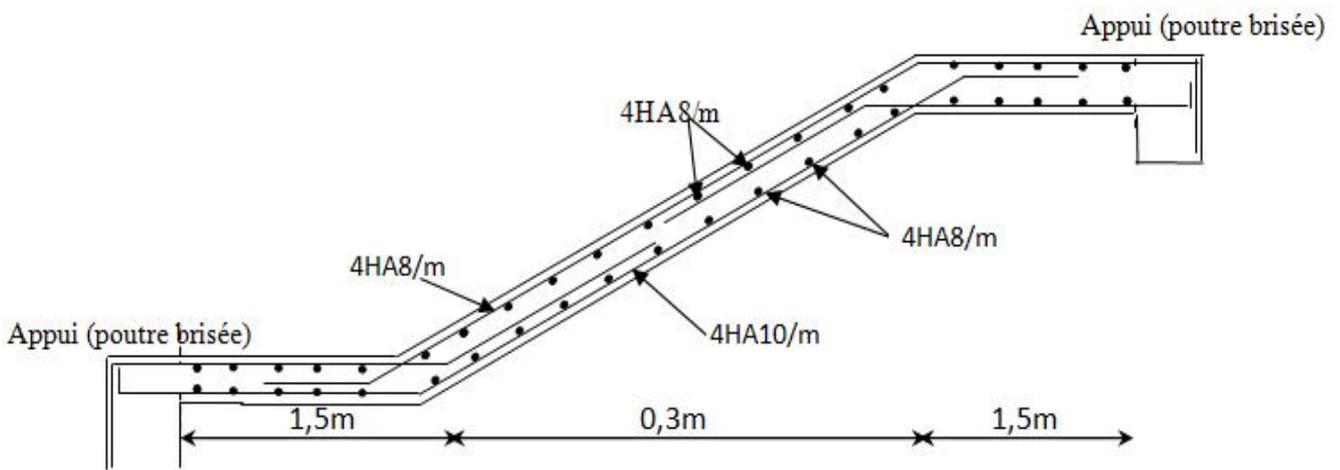


Figure III.17 Schéma de ferrailage de l'escalier droit 2 et 3

B. Type de l'étage courant (volée 1 et 3)

Les type 1 et 3 sa serra étudié comme un conseil ils sont idantique .

a) Les charges

Volée : $G_v = 7,777\text{KN/m}^2$

$Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

P_m : poids du mur = $0,9 + 0,18 \times 1,5 = 1,17\text{KN}$

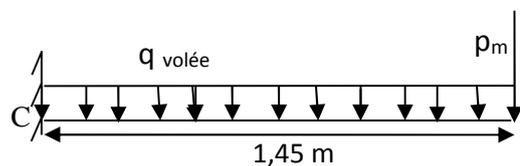


Figure III.18 Schéma d'une volée 1 et 3 d'étage courant.

b) Combinaison de charges

$q_u = 1,35 \times G_v + 1,5 \times Q_v = 1,35 \times 7,777 + 1,5 \times 2,5 = 14,239\text{KN/m}$ 1

$q_s = G_v + Q_v = 7,777 + 2,5 = 10,277\text{KN/m}$ 1

$f_u = 1,35 p_m = 1,35 \times 1,17 = 1,58\text{KN}$

$f_s = p_m = 1,17 \text{ KN}$

Par la méthode de RDM on trouver :

1. Calcul des moments à L'ELU et L'ELS :

$$M_u = \frac{14,24 \times 1,45^2}{2} + 1,58 \times 1,45 = 17,26 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{10,277 \times 1,45^2}{2} + 1,45 \times 1,45 = 12,5 \text{ KN.m}$$

2. Calcul l'effort tranchant

$$V_u = 14,24 \times 1,45 + 1,58 = 22,24 \text{ KN}$$

c) Ferrailage

➤ **Ferrailage longitudinale**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	M _u (KNm)	μ _{bu}		z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _s (cm ² /ml)	S _t (cm)
Travée	17,26	0,084	0,011	0,0114	4,32	4HA12=4,52	25

Tableau III.34 Résultats de ferrailage des volées de l'étage courant

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} \Rightarrow A_r = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,12 \times \frac{2,1}{400} = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,44 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$A_r = 1,13 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1,44 \text{ cm}^2 \quad \text{non vérifiée}$$

Donc on ferrillée avec A_{min}=1,44cm² ont choisi 4HA8=2,01cm².

➤ **Vérification de l'effort tranchant (T=27,609KN)**

$$\tau_{bu} = \frac{T}{b \times d} = \frac{22,24 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,185 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{bu} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement

➤ **Espacement des armatures**

Armatures longitudinales : S_t = 25cm min (3 e, 33cm) = 33cm

Armatures transversales: S_t = 25cm min (4 e, 45cm) = 45cm

d) Calcul à l'ELS

➤ Vérification des contraintes dans le béton

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que :

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

As = 4,52cm²; M_{ser} = 12,5KN.m; y=3,412cm; I=6324, 558cm⁴.

$$\tau_{bc} = \frac{12,5 \times 0,03412}{6324,558} \times 10^5 = 6,74MPa \leq \bar{\tau}_b = 15MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ Vérification de la flèche

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0,x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{145} = 0,0965 > 0,05 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b_0 \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4,52}{100 \times 12} = 0,0037 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

Les conditions de flèche est vérifiée donc sa sera pas nécessaire de vérifiée la flèche.

e) Schéma de ferrailage

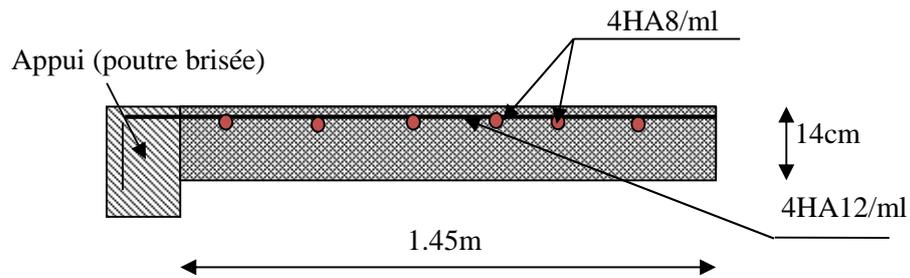


Figure III.19 Schéma de ferrailage de la dalle console

III.2.2 Etude de la poutre brisée

Dans notre cas on a deux poutres brisées identique donc on étudie une seule poutre brisée sa sera satisfaisre.

La poutre inclinée se calcul en flexion et en torsion.

• Calcul à la flexion simple

1. Calcul des charges

La poutre est soumise à son :

-Poids propre : $P = 0.3 \times 0.4 \times 25 = 3KN / ml.$

-Poids de la paillasse : $P_p = \frac{3}{\cos 33,47} = 3,59KN / m$

-Poids du mur : $P_m = 2,95KN / ml$

$Q_1 = 1,35(P + P_m) + R_A$; $Q_2 = 1,35(P_p + P_m) + R_C.$

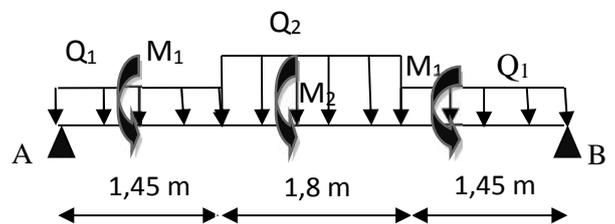


Figure III.20 Schéma statique de la poutre brisée.

Avec : $\begin{cases} R_A : \text{la réaction d'appui de la 1ère volée} \\ R_C : \text{la réaction d'appui du consol} \end{cases}$

Donc : $\begin{cases} Q_1 = 25,64\text{KN/m} \\ Q_2 = 31,078\text{KN/m} \end{cases}$

On utilise la méthode de RDM on trouve :

2. Calcul la réaction d'appui

$$R_B = Q_1 \times 1,45 + Q_2 \times \frac{1,8}{2} = 25,64 \times 1,45 + 31,078 \times \frac{1,8}{2} = 65,148\text{KN}$$

D'après le 2^{ème} tronçon $1,45 < x < 3,25$

$$dM_z/dx = 0 \Rightarrow 65,148 - 25,64 - 31,078 \cdot x + 31,078 \cdot 1,45 = 0 \Rightarrow x = 1,899\text{m}$$

On trouve $M_0 = 76,98\text{KN.m}$

3. Calcul des sollicitations

En travée $M_t = 0,75 \times M_0 = 57,735\text{KN.m}$

En appuis $M_a = -0,5M_0 = 38,49\text{KN.m}$

4. Le ferrailage

Zone	$M_u(\text{KNm})$	μ_{bu}		$z(\text{m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Appui	38,49	0,08	0,037	0,370	3,007
Travée	57,735	0,094	0,123	0,361	4,59

Tableau III.35 Ferrailage de la poutre brisée.

➤ Vérifie l'effort tranchant

$$\tau_f = \frac{65,148}{0,3 \times 0,38} = 0,571\text{MPa} < 1,25\text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• Calcul à la torsion :

Selon le BAEL91, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule $\tau_{ut} = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e}$

$M_1 = 7,562\text{KN.m}$ (le moment de torsion provoqué sur la poutre brisée est transmis par la volée (2 ou 4))

$M_2 = 17,26\text{KN.m}$ (le moment de torsion provoqué sur la poutre brisée est transmis par la volée (1 ou 3))

$$M_t = \frac{(2 \times M_1 \times 1,45 + M_2 \times 1,8)}{2} = 21,016\text{KN.m}$$

Ω : L'aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois

e : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \Phi / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(40 - 5) = 875 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{21,016 \times 10^3}{2 \times 875 \times 10^4 \times 5 \times 10^{-2}} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_t^2 + \tau_f^2} = 2,468 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification de La contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = 2,468 \text{ MPa} < \tau_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

➤ **Le ferrailage**

1. Armatures longitudinales

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_l = \frac{M_t \times \sim \times \chi_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{avec } \sim : \text{ périmètre}$$

$$\sim = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 120 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{21,016 \times 10^{-3} \times 1,2 \times 1,15}{2 \times 400 \times 0,0875} = 4,143 \text{ cm}^2$$

2. Armatures transversales

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \chi_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{21,016 \times 10^{-3} \times 0,2 \times 1,15}{2 \times 0,0875 \times 400} = 0,69 \text{ cm}^2 \text{ soit } w8.$$

• **Ferrailage final de la poutre brisée**

En travée :

$$A_l = A_l^f + A_l^T / 2 = 4,59 + 4,143 / 2 = 6,65 \text{ cm}^2 \text{ Soit: } 6 \text{ HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_a = A_a^f + A_a^T / 2 = 3,007 + 4,143 / 2 = 5,078 \text{ cm}^2 \text{ Soit: } 2 \text{ HA}16 + 1 \text{ HA}14 = 5,56 \text{ cm}^2$$

➤ **Le schéma de ferrailage**

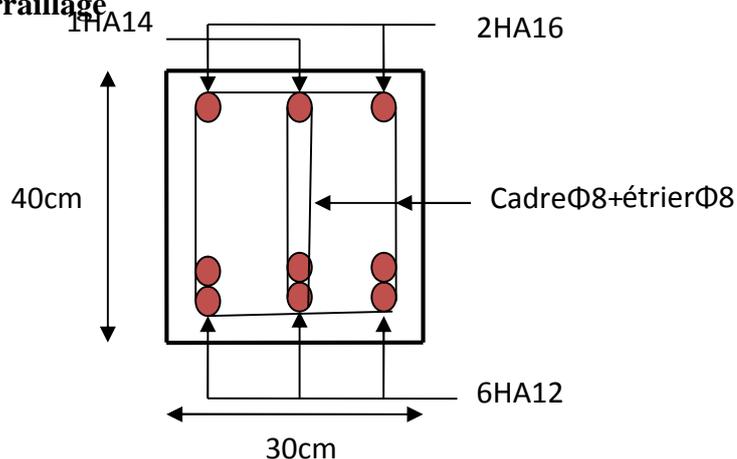


Figure III.21 Schéma de ferrailage de la Poutre brisée

III.3 Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien.

a) Hypothèse de calcul

- * Le calcul se fait pour une bande de 1 ml
- * Type de fissuration est préjudiciable.
- * Le calcul se fait à la flexion composée.

b) Evaluation des charges et surcharges

- * Le poids total: $W_P = G_{total}$.
- * Charge horizontale due à la main courant : $Q = 1 \text{ KN}$

c) Charges horizontales

D'après le RPA99 Article 6.2.3 l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

A : Coefficient de l'accélération de la zone donné par le (tableau 4-1) RPA99 (2003)

C_p : Facteur de la force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1) RPA99(2003)

W_p : Poids propre de l'acrotère

Pour ce projet on a : $\left. \begin{array}{l} \text{- groupe d'usage 2} \\ \text{- zone sismique IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A = 0,15 \\ C_p = 0,8 \end{cases}$

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,212 = 1,06 \text{ KN}$.

d) Calcul des sollicitations

Calcul de centre de pression $G (X_G, Y_G)$:

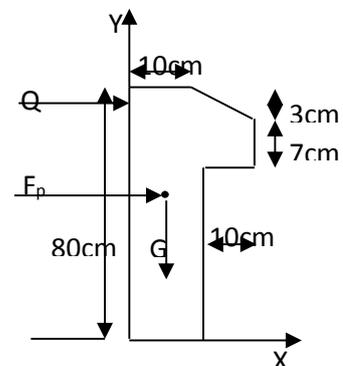
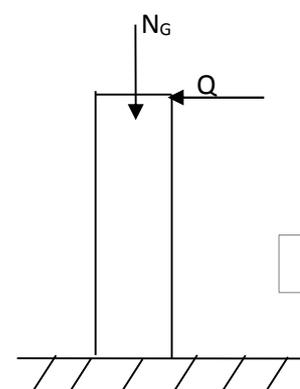


Figure III.22 Coupe transversale l'acrotère.



$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = 0,059m$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 0,433m$$



- L'acrotère est soumis à :

$$Q = 1\text{KN}, G = 2,212\text{KN}$$

$$N_G = W_P = 2,212 \text{ KN}; \quad M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = Q \times H \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,8 = 0,8 \text{ KN.m}$$

$$M_{Fp} = F_p \times Y_G \Rightarrow M_{Fp} = 1,06 \times 0,433 = 0,459 \text{ KN.m.}$$

Figure III.22.1 Schéma statique de l'acrotère.

Sollicitations	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1.35G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	2,212	2,986	2,212
M (KN .m)	1,259	1,2	0,8

Tableau III.36 Combinaison d'action de l'acrotère.

e) Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,259}{2,212} \Rightarrow e_1 = 0.569m \quad ; \quad \frac{h}{6} = \frac{0,8}{6} = 0.133m$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{M_u}{N_u}$) par une excentricité totale de calcul $e = e_1 + e_2 + e_a$

Avec

e_1 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,259}{2,212} = 0,569 m$$

$e_a =$ Excentricité additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

CBA93 (Article A.4.3.5)

h: hauteur de l'acrotère = 80cm $\Rightarrow e_a = \max(2\text{cm}; \frac{80}{250}) = 2\text{cm}$.

e_2 : excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3 l_f^2 \times (2 + w \times r)}{h_0 \times 10^4}$$

Avec : l_f : Longueur de flambement $l_f = 2h = 2 \times 0,8 = 1,6\text{m}$

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 10\text{cm}$; $r = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,8} = 0$

w : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée généralement égale à 2.

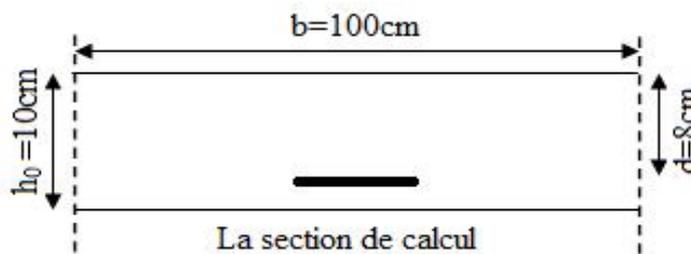
$$e_2 = \frac{3 \times 1,6^2 \times 2}{0,1 \times 10^4} = 0,01536\text{ m} = 1,54\text{ cm}$$

D'où : $e = 1,54 + 56,9 + 2 = 60,44\text{cm}$.

Les sollicitations de calcul deviennent :

f) ferrailage de l'acrotère

$$\begin{cases} N_u = 2,986\text{ KN} \\ M_u = N_u \times e = 2,986 \times 0,6044 = 1,304\text{KN.m} \end{cases}$$



• Calcul à l'ELU

Le ferrailage est calculé à l'ELU, puis la vérification des contraintes se fera à l'ELS.

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion

simple pour une section rectangulaire $b \times h_0$ soumise à un moment égal à :

$$M_f = M_u + N_u \times (d - \frac{h_0}{2}) = 1,304 + 2,986 \times (0,08 - \frac{0,1}{2}) \Rightarrow M_f = 1,39\text{ KN.m}$$

$$\tilde{\eta}_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \tilde{\eta}_{bu} = \frac{1,39 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,015$$

$$\tilde{\eta}_{bu} < \tilde{\eta}_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0; \quad r = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \tilde{\eta}_{bu}}}{0,8} = 0,019$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times r) = 0,079 \text{ m} .$$

$$A_T = \frac{M_f}{z \times \bar{f}_{st}} = \frac{1,839 \times 10^{-3}}{348 \times 0,079} = 0,503 \text{ cm}^2 .$$

Calcul à la Flexion composée:

$$N_u \text{ est un effort de compression } \Rightarrow A_s = A_T - \frac{N_u}{\bar{f}_{st}}$$

$$A_s = 0,503 \times 10^{-4} - \frac{2,986 \times 10^{-3}}{348} = 0,417 \text{ cm}^2 .$$

g) Vérification à l'ELU

▪ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2 > A_s \Rightarrow \text{on adapte : } A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

▪ Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

▪ Espacement

$$\text{Armatures principale : } S_l \leq \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_l = 25 \text{ cm} .$$

$$\text{Armatures de répartition : } S_r \leq \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_r = 30 \text{ cm} .$$

▪ Vérification au cisaillement

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

$$\bar{f} \leq \bar{f} = \min(0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \bar{f} \leq \bar{f} = \min(2,5 ; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \bar{f} \leq 2,5 \text{ Mpa} .$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1,06 + 1 \Rightarrow V_u = 2,06 \text{ KN} .$$

$$\bar{f} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{f} = \frac{2,06}{1 \times 0,08} = 0,02575 < \bar{f} = 2,5 \rightarrow \text{Vérfié} .$$

h) Vérification à l'ELS

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier
2. Contrainte limite du béton

$$d = 0,08 \text{ m} \quad N_{\text{ser}} = 2,212 \text{ KN} \quad M_{\text{ser}} = 0,8 \text{ KN.m}$$

▪ **Contrainte limite de l'acier**

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\tilde{I}_t}; \bar{\sigma}_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\tilde{I}_t}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a F.P} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{y \times f_{c28}}\right) = \min(266,67; 201,6) = 201,6 \text{ Mpa}$$

▪ **Position de l'axe neutre**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0,8}{2,212} = 0,36 \text{ m}$$

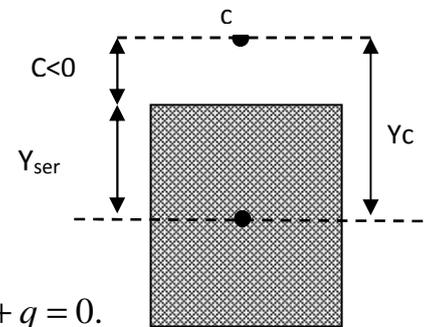
$e_G = \frac{h}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,050 \text{ m} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal N_{ser} est un effort de compression, donc la Section est partiellement comprimée.

▪ **Position de centre de poussée**

D'après la convention de signe illustrée par le schéma à coté on a :

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$c = e_G - \frac{h}{2} \Rightarrow 0,36 - 0,05 = 0,31 \text{ m}$$



Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivant : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$.

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

$$P = -3(0,31)^2 + 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \frac{0,08 - 0,31}{1} \Rightarrow P = -0,29 \text{ m}^2$$

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

$$q = -2(0,31)^3 - 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \frac{(0,08 - 0,31)^2}{1} \Rightarrow q = -0,0605 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0,29 \times y_c - 0,0605 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times P^3}{27} = 0,0605^2 + \frac{4 \times (-0,29)^3}{27} = 4,706 \times 10^{-5}$$

$\Delta > 0 \Rightarrow$ La solution de l'équation sera par itération :

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante: $c = 31 \text{ cm}$

$y + c = 1,11 \text{ cm} \dots\dots$ vérifie.

Donc on prend $y_c = -29,89 \text{ cm} \Rightarrow y_{ser} = 1,1 \text{ cm}, c = 31 \text{ cm}$

$$\tilde{I}_t = \frac{b y^2}{2} - 15 A (d - y) = \frac{100 \times 0,01^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,08 - 0,01) = -14,75 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\bar{\tau}_{bc} = \frac{0,8}{\tilde{\tau}_t} \times Y_{ser} = -0,0596 \text{Mpa} < \bar{\tau}_{bc} \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 15 \times \frac{0,8}{\tilde{\tau}_t} \times (0,08 - 0,011) = -5,61 \text{Mpa} < \bar{\tau}_{st}$$

i) Schéma de ferrailage

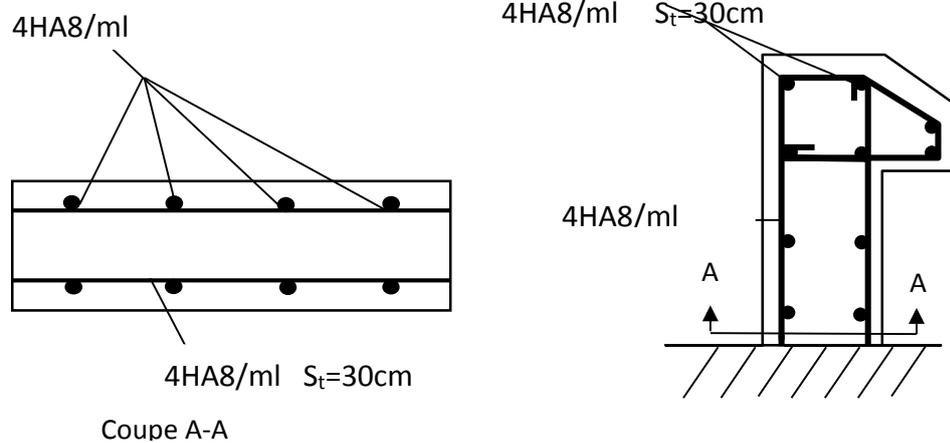


Figure III.23 Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.4 Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

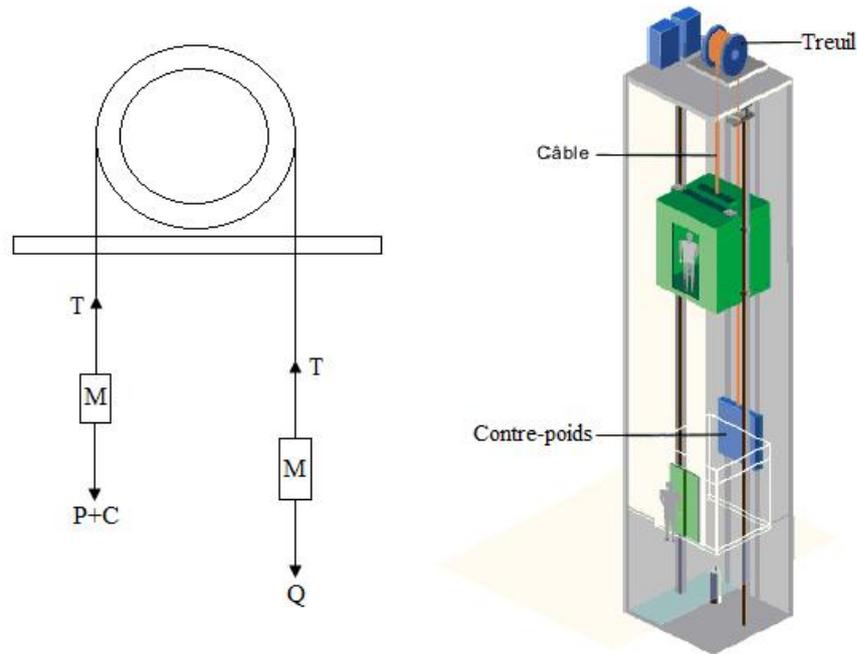


Figure III.24 Schéma statique et concept d'ascenseur.

Dans notre bâtiment on adopte pour un ascenseur de 8 personnes à la fois dans la cabine, la vitesse de circulation est de 1,6m/s.

Caractéristiques : [Annexe 05]

Course maximale : 50m.

Dimensions de la gaine : $B_s \times T_s = 1,45 \times 1,6 (m^2)$.

Charge due à la salle machine : $PM = 15 \text{ KN}$.

Charge due à l'ascenseur : $DM = 43 \text{ KN}$.

Charge accidentelle due à la rupture des câbles d'ascenseur : $FC = 145 \text{ KN}$.

La charge nominale est de 6,3KN.

III.4.1 Etude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle, donc on fixe une épaisseur $e = 20 \text{ cm}$.

$l_x = 1,80 \text{ m}$ et $l_y = 1,80 \text{ m}$ donc une surface $S = 1,80 \times 1,80 = 3,24 \text{ m}^2$.

a. Evaluation des charges et surcharges

- La charge permanente

Poids du revêtement en béton (e=5cm).....0,05×22=1,1KN/m².

Poids de la dalle en béton armé.....0,2×25= 5KN/m².

Poids de la machine..... $G = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{3,24} = 44,47KN/m^2$.

Le charge total c'est : $G_t=50,85KN/m$.

- **La charge d'exploitation**..... $Q = 1KN/m^2$.

1. Cas d'une charge répartie

b. Combinaisons des charges

L'ELU : $q_u = 1.35 \times G_t + 1.5 \times Q = 70,1516KN/m^2$.

L'ELS : $q_s = G_t + Q = 51,85KN/m^2$.

c. Calcul des sollicitations

- **Cas d'une charge répartie**

➤ **Moments**

... = $\frac{l_x}{l_y} = 1 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\dots = 1 \Rightarrow \begin{cases} \sim_x = 0.0368 \\ \sim_y = 1 \end{cases} \quad (\text{Annexe5}) \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \sim_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8,364KNm \\ M_0^y = \sim_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 8,364KNm \end{cases}$$

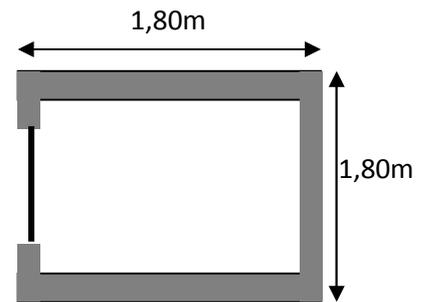


Figure III.25 Cage d'ascenseur.

- **Calcul des moments réels**

- **En travée :** Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7,109KNm$
Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 7,109KNm$

- **En appui :** $M_a^x = M_a^y$
 $M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -2,509KNm$

➤ **Effort tranchants**

... = $1 > 0,4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens :

$$\dots = 1 \Rightarrow V_x = V_y = q_u \times \frac{l_x}{3} = 42,09KN$$

III.4.3 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 $d_x = 18\text{ cm}$ et $d_y = 18\text{ cm}$.

$$\sim_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} ; r = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\sim_{bu}}) ; Z_b = d(1 - 0,4r) ; A_s = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s}$$

Sens		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)
Appuis		2,509	0,0054	0,0068	0,179	0,40	1,6
Travées	x-x	7,109	0,015	0,019	0,178	1,15	1,6
	y-y	7,109	0,015	0,019	0,178	1,15	1,6

Tableau III.37 Résultats de calcul de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

On calcule A_{min} :

$$e = 20cm, ; b = 100cm ; \dots = 1 ; \dots_0 = 0,0008$$

$$e > 12cm \left. \begin{array}{l} \dots > 0,4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \dots_0 \times \frac{3 - \dots}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \dots_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1,6cm^2/ml. \\ A_{min}^y = 1,6cm^2/ml. \end{cases}$$

*** Calcul des espacements**

Sens x-x': $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ On adapte $S_t = 25cm$.

Sens y-y': $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ On adapte $S_t = 25cm$.

	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t ^{cal} (cm ² /ml)	A _t ^{min} (cm ² /ml)	A _a ^{cal} (cm ² /ml)	A _a ^{min} (cm ² /ml)	A _t ^{adp} (cm ² /ml)	A _a ^{adp} (cm ² /ml)
Sens x-x'	7,109	2,509	1,15	1,6	0,40	1,6	4HA10=3,14	4HA10=3,14
Sens y-y'	7,109	2,509	1,15	1,6	0,40	1,6	4HA10=3,14	4HA10=3,14

Tableau III.38 Résultats de calcul de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

d. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{42,09 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,233MPa < 1,25MPa$$

C'est vérifié.

➤ **Vérification à l'ELS**

$$\epsilon = 0.2$$

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 51,85KN/m^2$$

$$\dots = 1 \Rightarrow \begin{cases} \tilde{x} = 0,0441 \\ \tilde{y} = 1 \end{cases} \Rightarrow M_0^x = M_0^y = \tilde{x} \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7,408 \text{KNm}$$

- **Correction des moments**

$$M_{tser}^x = M_{tser}^y = 0,85 \times M_0^x = 7,297 \text{KNm}$$

- **Vérification des contraintes**

* **Etat limite de compression de béton** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$

Sens x-x' = Sens y-y' :

$$A_x = A_y = 3,14 \text{cm}^2, b = 100 \text{cm}, d = 18 \text{cm}, y = 10,18 \text{cm}, I = 69611,745 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0,92 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

2. 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.

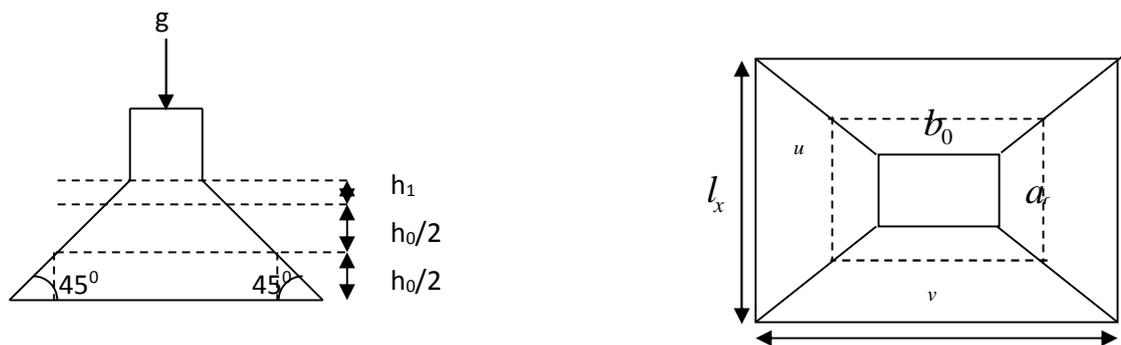


Figure III.26 Schéma représentant la surface d'impact. l_y

a. Calcul du rectangle d'impact ($u \times v$)

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

BAEL91.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

On a une vitesse $V = 1.6 \text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80 \text{cm} \\ b_0 = 80 \text{cm} \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm$

γ : Coefficient qui dépend du type de revêtement qui égale à :

- 0,75 si le revêtement moins de résistance
- 1 si le revêtement béton, ce qui le cas pour cette dalle.

Donc :
$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \end{cases}$$

b. Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases}$$
 Avec ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 43 + 15 + 6,3 = 64,3KN$

$P_u = 1,35 \times g = 1,35 \times 64,3 = 86,805KN$

M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par l'abaque de Mougins Annexe II

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ e ... = 1,00

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{110}{180} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0,61 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{110}{180} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0,61 \end{cases} \Rightarrow M_1 = 0,07; \begin{cases} \frac{u}{l_y} = \frac{110}{180} \Rightarrow \frac{u}{l_y} = 0,61 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{110}{180} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0,61 \end{cases} \Rightarrow M_2 = 0,07$$

➤ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 86,805 \times 0,07 = 6,076 KNm \\ M_{y1} = 86,805 \times 0,07 = 6,076 KNm \end{cases}$$

➤ Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$q_u = 1,35 \times 6,1 + 1,5 \times 1 = 9,73KN$

$M_{x2} = \gamma_x \times q_u \times l_x^2 \quad M_{x2} = 1,1607KNm$

$M_{y2} = \gamma_y \times M_{x2} \quad M_{y2} = 1,1607KNm$

• **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :
$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,24KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,24KNm \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

En travée : $M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_{0x} = 6,15 KNm$

En appui : $M_{ax} = M_{ay} = -0,3 M_{0x} = -2,17 \text{ KNm}$

c. Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 18 \text{ cm}$ et $d_y = 18 \text{ cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ² /ml)	A_t^{min} (cm ² /ml)	A_a^{cal} (cm ² /ml)	A_a^{min} (cm ² /ml)	A_t^{adp} (cm ² /ml)	A_a^{adp} (cm ² /ml)
Sens x-x'	6,15	2,17	0,98	1,6	0,34	1,6	4HA10=3,14	4HA10=3,14
Sens y-y'	6,15	2,17	0,98	1,6	0,34	1,6	4HA10=3,14	4HA10=3,14

Tableau III.39 Résultats des calculs.

d. Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification au poinçonnement**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\chi_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (110 + 110) \Rightarrow U_c = 440 \text{ cm}; \quad Q_u = 86,805 \text{ KN}; \quad \chi_b = 1,5.$$

$$Q_u = 86,805 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\chi_b} = 660 \text{ KN} \quad \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : $b=100 \text{ cm}$; $d_x=18 \text{ cm}$**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} = 1,166 \text{ MPa}$$

On a $v=u \Rightarrow V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = \frac{86,805}{3 \times 1,10} = 26,304 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0,146 \text{ MPa} < 1,166 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée.}$

e. Calcul à l'ELS

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 64,3 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \hat{\ } \times M_2) = 5,401 \text{ KNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \hat{\ } \times M_1) = 5,401 \text{ KNm.} \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6,1 + 1 = 7,1 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \gamma_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0,846 \text{ KNm.} \\ M_{y2} = \gamma_y \times M_{x2} = 0,846 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont

$$M_x = M_y = M_{x1} + M_{x2} = 5,401 + 0,846 = 6,247 \text{KNm}$$

• **Correction des moments**

En travée : $M_{tx} = M_{ty} = 0,85M_{0x} = 5,31 \text{KNm}$

En appui : $M_{ax} = M_{ay} = -0,3M_{0x} = -1,874 \text{KNm}$

▪ **Vérification des contraintes**

Etat limite de compression de béton $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$

Sens x-x' = Sens y-y' :

$A_x = A_y = 3,14 \text{cm}^2$, $b = 100 \text{cm}$, $d = 18 \text{cm}$, $y = 10,18 \text{cm}$, $I = 69611,745 \text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = 0,776 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$

Etat limite d'ouverture des fissures

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

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

▪ **Vérification de la flèche (BAEL91 (Art.L.IV.10))**

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{20}{180} = 0,11 > 0,042 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$

2. $\frac{A}{b_0 \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,14}{100 \times 18} = 0,0017 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$

Les conditions de flèche est vérifiée donc sa sera pas nécessaire de vérifiée la flèche

III.4.6. Schéma de ferrailage

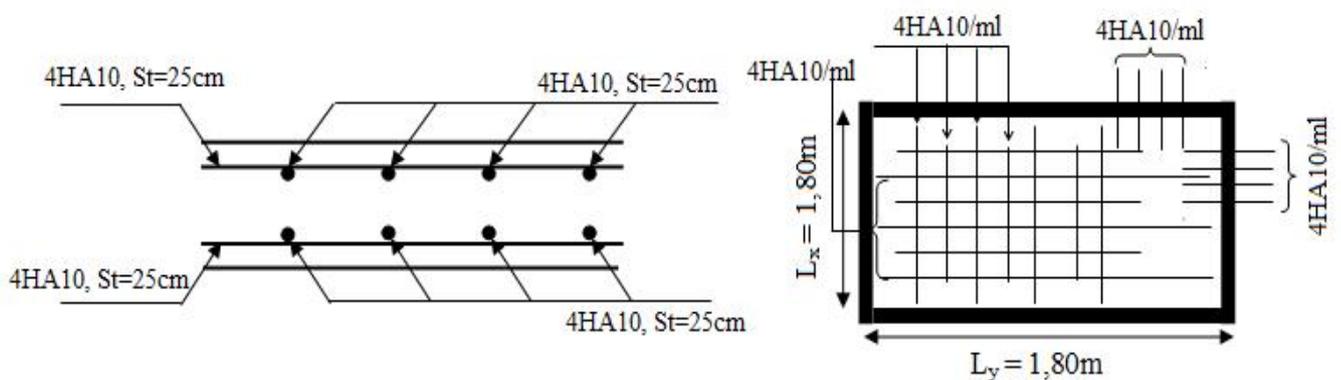


Figure III.27 Vue en coupe du ferrailage de la dalle.

Conclusion

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre structure présente un seul type d'escalier, ce dernier est à quatre 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. Toute en respectant les règles données par le BAEL et le RPA.

Chapitre IV

Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation. Le bâtiment sera considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté. A cause de l'énormité des pertes causées par les séismes, l'étude du comportement de la construction sous action dynamique ainsi que la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue du point de vue socio-économique.

Selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/version 2003), la région de la wilaya Bejaia est classée en zone de sismicité moyenne IIa.

L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées avec le SAP2000.V.14 qui est un logiciel d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

IV.1 Objectifs de comportement

Les constructions implantées en zone sismique doivent présenter une probabilité faible d'effondrement ou de désordres structuraux majeurs vis-à-vis des actions sismique de calcul après un séisme, c'est-à-dire, le niveau minimal de protection accordé à un ouvrage en fonction de sa destination avant et après un séisme ou de son importance stratégique vis-à-vis des objectifs de sécurité et des coûts fixés par la collectivité.

L'obtention de cet objectif de comportement peut être rendu plus probable par l'adoption des règles parasismique algériennes.

Les présentes règles visent à assure la protection des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

IV.2 Méthodes de calcul

Les règles parasismiques (*RPA99 addenda 2003*) offrent deux méthodes de calcul :

1. La méthode statique équivalente.
2. la méthode d'analyse :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

IV 2.1 Méthode statique équivalente

- **Principe**.....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 effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- **Modélisation**.....RPA99.Art (4.2.2)

- a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

- **Conditions d'application**.....RPA99.Art (4.1.2)

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.

IV.2.2 Calcul de la force sismique totale à la base

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{Article 4.2.3 (RPA99 addenda 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

Dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Dans notre cas :

- Groupe d'usage : 2
 - zone sismique : IIa
- } ⇒ A=0.15

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement. il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version 2003). (Dans ce projet on a un contreventement mixte $\Rightarrow R=5$)

Q : facteur de qualité : il est fonction de :

- ✓ La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- ✓ La régularité en plan et en élévation.
- ✓ La qualité du contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec P_q : pénalité correspondante au critère q (tableau 4.4 du RPA99 addenda 2003)

Critère Q	Valeurs de P_q	
	Observé	non observé
1) Condition minimale des files porteuses	Oui	0.00
2) Redondance en plan	Oui	0.00
3) Régularité en plan	Oui	0.00
4) Régularité en élévation	Oui	0.00
5) Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05
6) Contrôle de la qualité de la construction	Non	0.1

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q

$$Q_x = Q_y = 1.15$$

D : Facteur d'amortissement () et de la période fondamentale de la structure (T).

Le facteur d'amplification dynamique D, est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5y & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5y \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5y \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

y : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule $y = \sqrt{\frac{7}{2+\kappa}} \geq 0.7$

κ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99 addenda 2003) $\kappa = 8.5\%$.

$$\Rightarrow y = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816$$

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol. et donnée par le tableau 4.7 du (RPA99/version 2003)

$$\text{On a site (S2) donc } \begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.4s \end{cases}$$

Estimation de la période fondamentale de la structure T

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 addenda 2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 34.10m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 addenda 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0,05$.

$$T = 0.05 \times (34.10)^{\frac{3}{4}} = 0.71s \dots \dots \dots (I)$$

$$\text{On peut également utiliser aussi la formule suivante : } T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

$L_{X,Y}$: Distance du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$L_x = 25.7m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 16.25m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

- Calcul de la période suivant l'axe longitudinal :

$$T_x = \frac{0.09 \times 34.1}{\sqrt{25.7}} = 0.61s \dots \dots \dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable : $T_x = 0.61s$

- Calcul de la période suivant l'axe transversal :

$$T_y = \frac{0.09 \times 34.1}{\sqrt{16.25}} = 0.76s \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable : $T_x = 0.71s$

$$\text{Donc T : la période fondamentale statique majorée de 30\% est : } \begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.61 = 0.793s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.71 = 0.923s \end{cases}$$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sx} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sx}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.793}\right)^{\frac{2}{3}} \quad donc : D_x = 1.292$$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sy} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sy}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.923}\right)^{\frac{2}{3}} \quad donc : D_x = 1.168$$

W : poids total de la structure.

Calcul du poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad Avec \quad W_i = W_{Gi} + sW_{Qi}$$

s : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation

$$s = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.6 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases} \quad \text{Tableau 4.5 du RPA99 addenda 2003}$$

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

W_{Qi} : charges d'exploitation.

A partir du logiciel **SAP2000V14** on trouve : $W_{tot} = 38382,553 \text{KN}$.

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{sens } X : V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,292 \times 1,05}{5} \times 38382,553$$

$$\text{sens } Y : V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,168 \times 1,05}{5} \times 38382,553$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V_x = 1562,093 \text{KN.} \\ V_y = 1412,171 \text{KN.} \end{cases}$$

II.2.3 Méthode dynamique modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. puisque cette structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

a. Principe

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établit grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5y \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times y \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times y \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times y \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Article .4.2.3)}$$

Avec : A : coefficient d'accélération de la zone.

y : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Pour notre l'étude de ce projet le spectre de réponse est donné par le logiciel (**spectre**), le graphe donne S_a/g en fonction du temps.

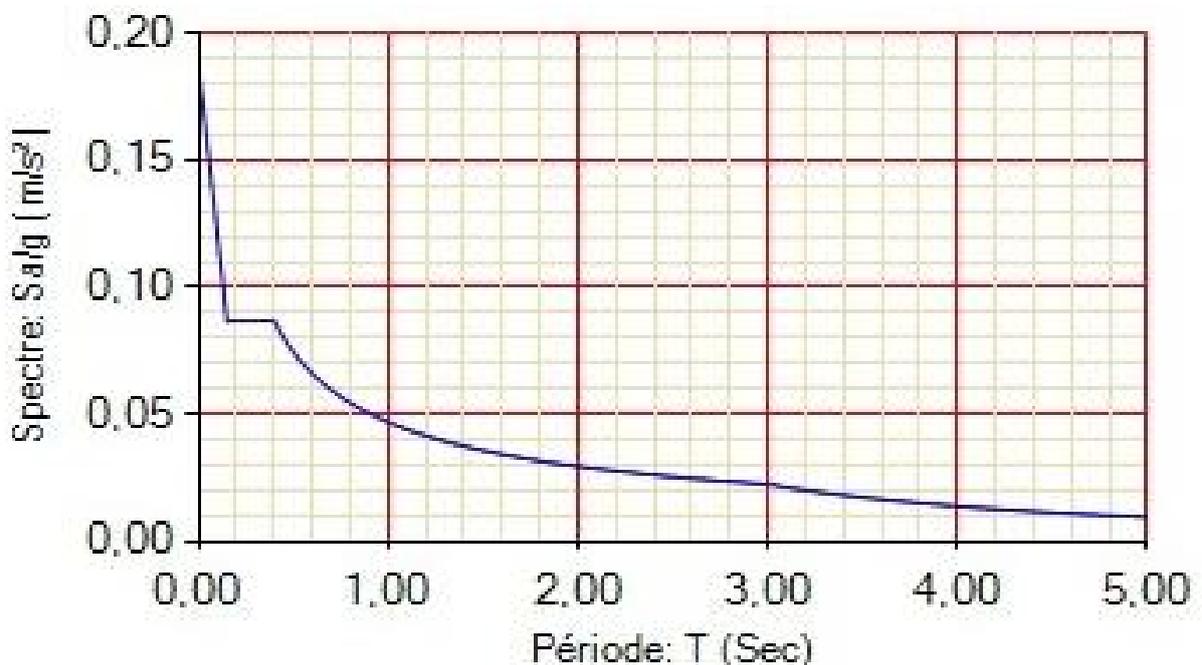


Figure IV.1 Spectre de réponse

b. Les hypothèses

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maître)
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.3 Description du logiciel SAP 2000

Le SAP 2000 version 14.2.2 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.

➤ Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux et de la longueur des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voiles – portiques), 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

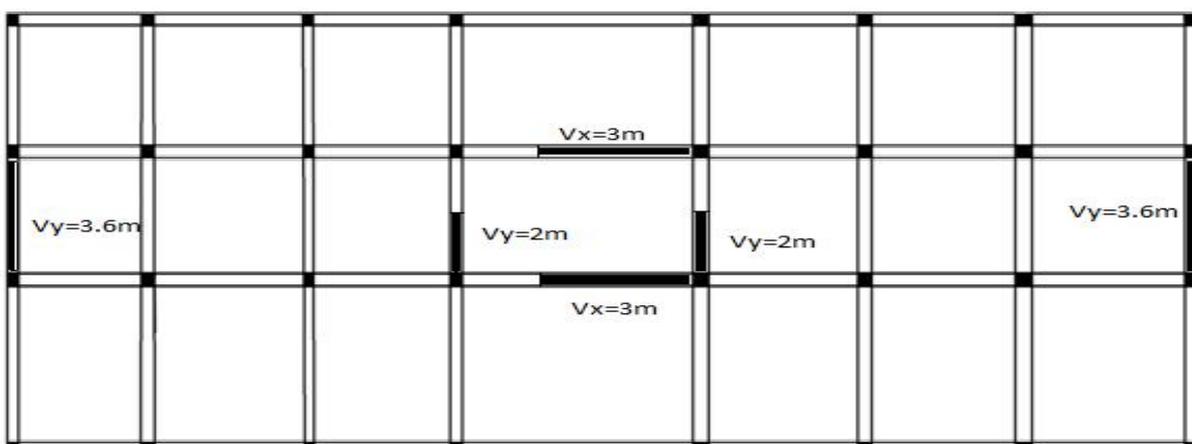


Figure IV.2 Dispositions des voiles.

IV.4 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000

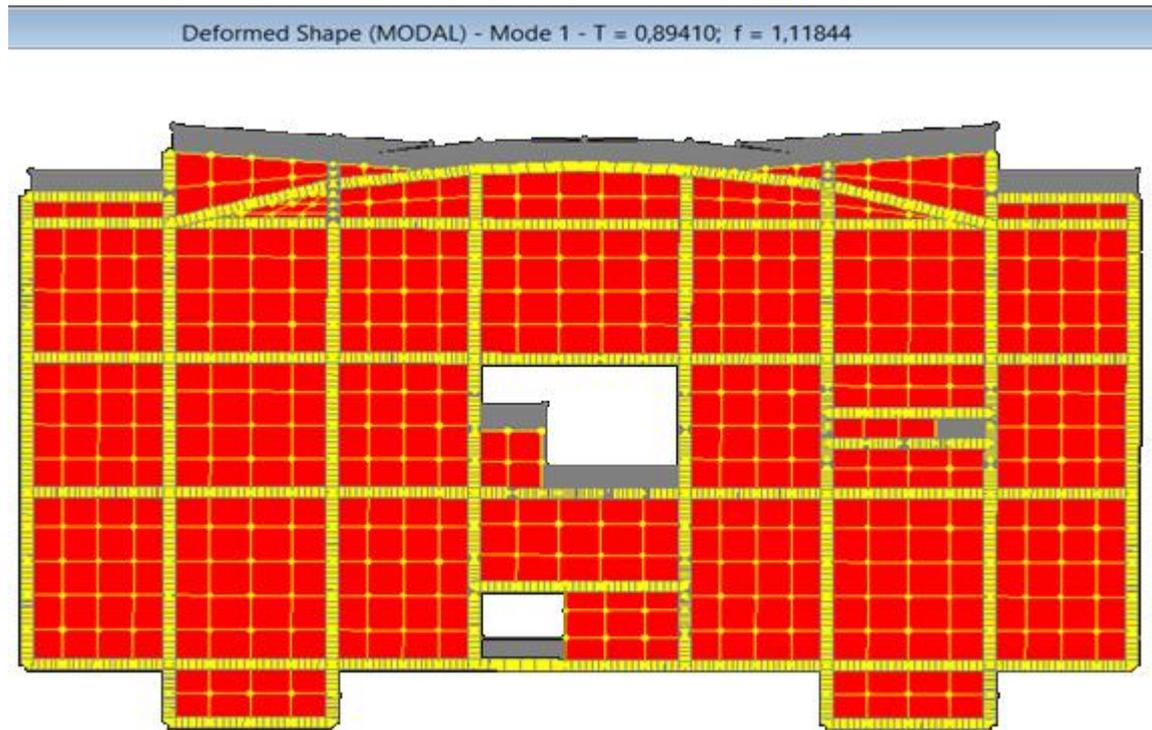


Figure IV.3 1^{ère} mode de déformation (translation suivant y-y)



Figure IV.4 2^{ème} mode de déformation (translation suivant x-x)

Deformed Shape (MODAL) - Mode 3 - T = 0,71220; f = 1,40410

Figure IV.5 3^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z)

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 :

Mode	Période [sec]	Mode individuel (unîtes)			Somme Cumulée		
		UX [%]	UY [%]	UZ [%]	UX [%]	UY [%]	UZ [%]
1	0,8941	1,529	67,718	2,74E-06	1,529	67,718	0,000002736
2	0,86389	72,529	1,397	0,00052	74,058	69,115	0,0005232
3	0,7122	0,085	0,023	1,2E-05	74,143	69,138	0,0005351
4	0,53136	1,878E-07	1,07E-05	0,024	74,143	69,138	0,024
9	0,15788	0,014	1,473	3,67E-05	89,977	87,444	0,026
10	0,13397	0,078	0,000193	0,000206	90,055	87,444	0,026
11	0,12351	4,826	0,035	0,003176	94,881	87,479	0,029
19	0,11138	0,00001339	0,000212	0,000265	94,881	87,48	0,127
20	0,11138	0,000001445	0,000115	0,00103	94,881	87,48	0,128
21	0,10135	0,041	6,517	0,000848	94,923	93,997	0,129

Tableau IV.2 Période de vibration et taux de participation massique.

Constatations

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $\begin{cases} T_x = 0,86389s \\ T_y = 0,8941s \end{cases}$
- ✓ Les 1^{er} et 2^{eme} modes sont des modes de translation.
- ✓ Le 3^{eme} mode est un mode de rotation.
- ✓ On doit retenir les 21 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

❖ Analyse des résultats

La participation modale du 1^{ere} mode suivant le sens x-x est prépondérante ce qui donne un mode de translation suivant le sens y-y tel que montré sur la figure IV.3, et on constate que la 2^{eme} est aussi un mode de translation suivant x-x tel que montré sur la figure IV.4, et le troisième mode est une rotation autour de Z figure V.5.

Ces résultats montrent que la participation modale suivant la direction X atteint 90% au mode 10, et dans la direction Y elle atteint 90% au mode 21.

➤ Vérification de l'interaction voiles portiques

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

	Portique (KN)	Voiles(KN)	Portique (%)	Voiles(%)
Entre sol	40843,802	5945,396	87,2932295	12,7067705
RDC	32940,676	7582,291	81,2889046	18,7110954
1 ^{er} étage	29111,488	6843,175	80,9672114	19,0327886
2 ^{ème} étage	25344,588	6035,846	80,7655751	19,2344249
3 ^{ème} étage	21596,191	5195,017	80,6092469	19,3907531
4 ^{ème} étage	17881,496	4334,678	80,4886386	19,5113614
5 ^{ème} étage	14173,994	3470,004	80,3332329	19,6667671
6 ^{ème} étage	10335,658	2754,772	78,9558326	21,0441674
7 ^{ème} étage	6804,123	1875,81	78,3891189	21,6108811
8 ^{ème} étage	3365,222	917,647	78,574012	21,425988

Tableau IV.3 Vérification de l'interaction sous charges verticales

- ❖ **Analyse des résultats :** On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée sauf dans les trois derniers étages.

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

	Sens x-x				Sens y-y			
	portique	Voiles	P(%)	V(%)	portique	Voiles	P(%)	V(%)
Entre sol	741,52	776,65	48,843	51,157	610,772	861,523	41,4843	58,5157
RDC	602,21	802,335	42,8758	57,1242	392,181	998,09	28,209	71,791
1 ^{er} étage	690,84	631,888	52,2284	47,7716	417,812	845,39	33,0756	66,9244
2 ^{ème} étage	711,883	493,317	59,0676	40,9324	463,335	629,004	42,4168	57,5832
3 ^{ème} étage	624,264	510,59	55,0083	44,9917	440,328	627,771	41,2254	58,7746
4 ^{ème} étage	622,897	407,307	60,4635	39,5365	454,03	493,058	47,9396	52,0604
5 ^{ème} étage	609,87	300,225	67,0117	32,9883	453,314	380,844	54,3439	45,6561
6 ^{ème} étage	417,478	315,822	56,9314	43,0686	374,304	295,166	55,9105	44,0895
7 ^{ème} étage	407,046	206,507	66,3424	33,6576	357,361	243,129	59,5116	40,4884
8 ^{ème} étage	395,208	137,142	74,2384	25,7616	359,135	214,999	62,5525	37,4475

Tableau IV.4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales

- ❖ **Analyse des résultats** : Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontale dans tous les étages.

- **Vérification de la résultante des forces sismiques**

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} 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} , nous avons :

	V_{st} (KN)	V_{dyn} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens x-x	1562,093	1499,918	0,9602	Vérifie
Sens y-y	1412,171	1439,443	1,0193	Vérifie

Tableau V.5 Vérification de l'effort tranchant à la base

- ❖ **Analyse des résultats**

La condition est vérifiée, donc les paramètres de réponse (force, déplacement, moment.) ne seront pas majorés.

- **Vérification vis-à-vis des déplacements**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$u_k = R \times u_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

u_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i .

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = u_k - u_{k-1}$

Le RPA (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage,

C.à.d. : $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Sens x-x						Sens y-y				
	h_k (cm)	u_{ek} (cm)	u_k (cm)	u_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	u_{ek} (cm)	u_k (cm)	u_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
Entre sol	406	0,1	0,5	0	0,5	0,1231	0,07	0,35	0	0,35	0,0862
RDC	306	0,22	1,1	0,5	0,6	0,1960	0,17	0,85	0,35	0,5	0,1634
1 ^{er} étage	306	0,37	1,85	1,1	0,75	0,2451	0,3	1,5	0,85	0,65	0,2124
2 ^{ème} étage	306	0,52	2,6	1,85	0,75	0,2451	0,44	2,2	1,5	0,7	0,2287
3 ^{ème} étage	306	0,68	3,4	2,6	0,8	0,2614	0,6	3	2,2	0,8	0,2614
4 ^{ème} étage	306	0,83	4,15	3,4	0,75	0,2451	0,77	3,85	3	0,85	0,2777
5 ^{ème} étage	306	0,98	4,9	4,15	0,75	0,2451	0,93	4,65	3,85	0,8	0,2614
6 ^{ème} étage	306	1,11	5,55	4,9	0,65	0,2124	1,09	5,45	4,65	0,8	0,2614
7 ^{ème} étage	306	1,24	6,2	5,55	0,65	0,2124	1,25	6,25	5,45	0,8	0,2614
8 ^{ème} étage	306	1,35	6,75	6,2	0,55	0,1797	1,39	6,95	6,25	0,7	0,2287

Tableau IV.6 Vérification des déplacements.

❖ **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.

$$\text{Sens } (x-x) : \Delta_{k \max} = 0,8 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3,06 \text{ cm}.$$

$$\text{Sens } (y-y) : \Delta_{k \max} = 0,85 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3,06 \text{ cm}$$

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P-U**

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99 addenda 2003 (Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

- Si $\mu_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			μ_k (cm)	V_k (KN)	μ_k (cm)	μ_k (cm)	V_k (KN)	μ_k (cm)
Entre sol	406	33309,05	0,5	1518,17	0,02702003	0,35	1472,295	0,01950336
RDC	306	29533,33	0,6	1404,545	0,04122936	0,5	1390,271	0,03471055
1 ^{er} étage	306	25178,28	0,75	1322,728	0,04665469	0,65	1263,202	0,04233944
2 ^{ème} étage	306	22089,52	0,75	1205,2	0,04492281	0,7	1092,339	0,04625997
3 ^{ème} étage	306	18489,12	0,8	1134,854	0,04259364	0,8	1068,099	0,0452557
4 ^{ème} étage	306	14892,41	0,75	1030,204	0,03543084	0,85	947,088	0,04367894
5 ^{ème} étage	306	10968,05	0,75	910,095	0,02953809	0,8	834,158	0,03437554
6 ^{ème} étage	306	7804,486	0,65	733,3	0,0226076	0,8	669,47	0,03047767
7 ^{ème} étage	306	4302,162	0,65	613,553	0,01489452	0,8	600,49	0,01873051
8 ^{ème} étage	306	0	0,55	532,35	0	0,7	574,134	0

Tableau IV.7 Vérification à l'effet P- Δ .

- ❖ **Analyse des résultats** : On remarque que les valeurs de θ_k inférieur à 0.1 donc l'effet

P- Δ n'a pas d'influence sur la structure.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$RPA99 \quad \epsilon = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad \text{addenda 2003(Art : 7.1.3.3)}$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux.

Ceci à été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Niveaux	B_r (cm ²)	N_d (KN)		Observation
Entre sol	60×55	2123,442	0,28313	Vérifiée
RDC	60×50	1123,117	0,14975	Vérifiée
1 ^{er} étage	60×50	1545,025	0,206	Vérifiée
2 ^{ème} étage	60×50	948,998	0,12653	Vérifiée
3 ^{ème} étage	60×50	812,29	0,10831	Vérifiée
4 ^{ème} étage	60×50	633,82	0,08451	Vérifiée
5 ^{ème} étage	60×50	511,038	0,06814	Vérifiée
6 ^{ème} étage	50×45	405,856	0,07215	Vérifiée
7 ^{ème} étage	50×45	276,651	0,04918	Vérifiée
8 ^{ème} étage	50×45	187,111	0,03326	Vérifiée

Tableau V.8 Vérification de l'effort normale réduit

❖ Analyse des résultats

On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

CONCLUSION

La présence des voiles périphérique au niveau sous-sol forme un encastrement rigide ; on a constaté au niveau de la galerie commerciale que les déplacements sont nuls, ce qui nous conduit de faire un calcul des déplacements à partir de ce niveau.

On a pu augmenter la section des poteaux de tous les étages pour avoir des translations en premier modes et la justification de l'interaction sous charge verticale, les sections finales à retenir sont comme suit :

Sous-sol et la galerie commerciale (55×60) cm²

RDC et 1^{er} jusqu'à le 5^{ème} étages (50×60) cm²

6^{ème} jusqu'à le 8^{ème} étages (45×50) cm²

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Chapitre V

Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments principaux porteurs. 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 genre de sollicitations.

V.1 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

$$* 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad G + Q$$

$$* G + Q \pm E \quad ; \quad 0.8G \pm E$$

V.1.1 Recommandations du RPA99.V2003

1. Les armatures longitudinales

- 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 .
- 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 $40w$ en zone a.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (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.

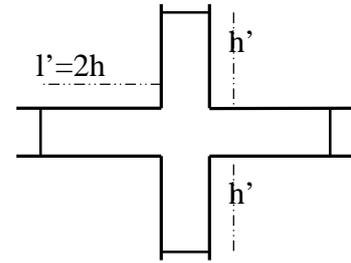


Figure V.1 Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous sol+entre sol	60×55	26,4	132	198
RDC+2 étages	60×50	24	120	180
3, 4,5ème étages	60×50	24	120	180
6, 7,8ème étages	50×45	18	90	135

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

2. Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\dots_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

Avec V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

\dots_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone a :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10W_l, 15 \text{ cm})$
- Dans la zone courante : $t' \leq 15W_l$

Où : W_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales : A_t^{min} en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\text{min}} = 0.3\%(t \times b_1) \quad \text{si } \}g \geq 5$$

$$A_t^{\text{min}} = 0.8\%(t \times b_1) \quad \text{si } \}g \leq 3$$

RPA99.V2003

si : $3 < \}g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$$\}g : \text{est l'elancement géométrique du poteau } \}g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10W$ minimum.
- Les cadres et les étriers en nombre et diamètre suffisants ($W > 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	N _{max} et M _{corres}		N _{min} et M _{corres}		M _{max} et N _{corres}		V _u (KN)
		N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
Sous-sol+ entre sol	60×55	3126,844	81,077	859,915	12,886	86,636	2177,774	75,665
RDC+2 étages	60×50	2422,559	9,560	875,77	24,528	82,752	152,494	95,681
3, 4,5ème étages	60×50	2213,61	26,386	629,506	17,669	127,682	333,456	157,089
6, 7,8ème étages	50×45	479,032	41,041	86,348	14,853	92,819	88,311	98,332

Tableau .V.2. Les sollicitations dans les poteaux.

V.1.3 Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

➤ **Exemple de calcul**

Soit le poteau de sous-sol (55×60) :

$$b = 55\text{cm} \quad ; \quad h = 60\text{cm}$$

$$d = 57\text{cm} \quad ; \quad d' = 3\text{cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison durable.}$$

$$\text{acier Fe E400} \quad f_{bu} = 18,47 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison accidentale.}$$

a) Calcul sous $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}}$

$$N_{\max} = 3126,844 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corres}} = 81,077 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{81,077}{3126,844} \times 100 = 2,593 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section, il doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h/2) = 925,325 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 763,171 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 833,639 \text{ KN.m}$$

$$763,171 \text{ KN.m} < 833,639 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\sim_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{925,325 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,57^2 \times 14,2} = 0,364 \Rightarrow \mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \kappa_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1-r}{r} \right)$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \sim_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,364}) = 0,598$$

$$\kappa_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1 - 0,598}{0,598} \right) \Rightarrow \kappa_{st} = 9,353 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\chi_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} = 0,364 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Calcul de A : } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,434\text{m} \Rightarrow A_1 = \frac{925,325 \times 10^{-3}}{0,434 \times 348} \times 10^4 = 61,267 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 61,267 - \frac{3126,844 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -28,585 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

⇒ Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira

b) Calcul sous $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corres}}$

$$M_{\max} = 86,636 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{corres}} = 2177,774 \text{ KN} \Rightarrow \text{sous la combinaison G + Q + Ey}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{86,636}{2177,774} \times 100 = 3,978 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \Rightarrow c \text{ à l'intérieur de la section}$$

Il doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u(d - h/2) = 674,635 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 501,363 \text{ KN.m} \quad ; \quad (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 833,639 \text{ KN.m}$$

$$501,363 \text{ KN.m} < 833,639 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\sim_{bu} = 0,266 \Rightarrow \mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \alpha = 0,395 \Rightarrow \epsilon_{st} = 5,361 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\chi_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} = 0,266 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A :

$$z = 0,479 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 40,472 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 40,472 - \frac{2177,774 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -22,108 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira

c) Calcul sous $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres}}$

$$N_{\min} = 854,915 \text{ KN.} \rightarrow M_{\text{corres}} = 12,886 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{sous la combinaison 0,8G + Ey}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{12,886}{859,915} \times 100 = 1,499 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \Rightarrow c \text{ à l'intérieur de la section}$$

Il doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u(d - h/2) = 243,713 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 217,941 \text{ KN.m} \quad ; \quad (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 833,639 \text{ KN.m}$$

$$217,941 \text{ KN.m} < 833,639 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\sim_{bu} = 0,096 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \alpha = 0,12 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{(\chi_s = 1)} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} = 0,096 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A :

$$z = 0,548 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 9,941 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 9,941 - \frac{854,915 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = -11,432 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira

V.1.3.1 Armatures longitudinale

Niveau	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min RPA} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Sous sol+entre sol	60×55	0	2,044	26,4	4HA20+4HA16+4HA14=26,77
RDC+2 étages	60×50	0	1,96	24	4HA20+4HA16+4HA12=25,13
3, 4,5ème étages	60×50	0	3,5	24	4HA20+4HA16+4HA12=25,13
6, 7,8ème étages	50×45	0	5,35	18	12HA14=18,47

Tableau V.3. Les Armatures longitudinale dans les poteaux

V.1.3.2 Armatures transversales

➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple le poteau de sous-sol (55×60):

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\dots_a \times V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\}g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0,7 \times 2,4}{0,6} = 2,8 \Rightarrow \dots_a = 3,75$$

$$D'où : A_t = \frac{3,75 \times 75,665 \times 10^{-3} \times 14}{60 \times 400} \times 10^4 = 1,656 \text{ cm}^2$$

✓ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 w_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

✓ Espacement

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10w_{l_{\min}} ; 15 \text{ cm}) = \text{min} (14 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante : $t' \leq 15 w_{l_{\min}} = 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

✓ La quantité d'armature minimale

On a }g < 5 , d'où :

- Dans la zone nodale : $A_t^{\min} = 0,5\% (t \times b) = 0,5\% (10 \times 55) = 2,75 \text{ cm}^2$
- Dans la zone courante : $A_t^{\min} = 0,5\% (t' \times b) = 0,5\% (15 \times 55) = 4,125 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour 4 cadre **HA10=6,32 cm²**

V.1.3.3 Résultats du calcul des armatures transversales

Les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	S- sol	entre sol	RDC+2 étages	3, 4,5ème étages	6, 7,8ème étages
Section (cm ²)	55×60	55×60	50×60	50×60	45×50
$W_{l,max}$ (cm)	2	2	2	2	1,4
$W_{l,min}$ (cm)	1,4	1,4	1,4	1,2	1,4
L_0 (cm)	240	366	266	266	266
L_f (cm)	168	256,2	186,2	186,2	186,2
$\} g$	2,8	4,24	3,1	3,1	3,724
\dots_a	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
V_u (KN)	75,665	75,665	95,681	157,089	89,332
L_r (cm)	80	80	80	80	60
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	15	15	15	15	15
A^t (cm ²)	1,656	1,656	2,243	3,682	2,514
A_{min}^t (cm ²) z.nodale	2,75	2,75	2,5	2,5	2,25
A_{min}^t (cm ²) z.courante	4,125	4,125	3,75	3,75	3,375
A_{adopte}^t (cm ²)	4,73	4,73	4,73	4,73	4,73
Nombre des cadres	3HA10	3HA10	3HA10	3HA10	3HA10

Tableau V.4. Les armatures transversales adoptées pour les poteaux

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $w_t \geq \frac{w_{l,max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $w_t \geq \frac{20}{3} = 6,667 \text{ mm}$

V.1.4 Vérifications

a) Vérification au flambement

Selon le CBA93 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

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 et le poteau le plus élancé.

➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple le poteau de sous-sol (55×60):

$$l_0 = 2,4 \text{ m et } N_{max} = 3126,844 \text{ KN.}$$

$$N_u = \gamma \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \chi_b} + A_s \times \frac{f_e}{\chi_s} \right)$$

Tel que : $\begin{cases} \alpha_b = 1,5 \\ \alpha_s = 1,15 \end{cases}$ Coefficients de sécurité béton, acier.

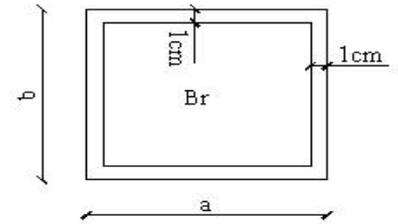


Figure V.2 Section réduite du béton

r : Coefficient fonction de l'élanement }

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$r = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots Si \lambda < 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots Si \lambda > 50 \end{cases} = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement ($0,7 \times l_0 = 1,68m$)

i : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b \times h^3}{12b h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0,6^2}{12}} \Rightarrow i = 0,173m$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{1,68}{0,173} = 9,711 \rightarrow r = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{9,711}{35}\right)^2} \Rightarrow r = 0,837.$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (55 - 2) \times (60 - 2) = 3074cm^2 = 0,3074m^2$$

$$N_u = 0,837 \times \left[\frac{0,3074 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 26,77 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right] \times 10^3 \Rightarrow N_u = 5544,056 KN$$

$$N_{max} = 3126,844 KN < N_u \rightarrow Pas de risque de flambement .$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	l_0 (m)	l_f (m)	$I(m^2)$ $\times 10^{-2}$	$i(m)$	λ	α	A_s (cm^2)	B_r (m^2)	N_u (MN)	N_{max} (MN)
S- Sol	2,4	1,68	0,99	0,173	9,711	0,837	26,77	0,3074	5544,056	3126,844
entre sol	3,66	2,56	0,99	0,173	14,798	0,821	26,77	0,3074	5438,076	3126,844
RDC+2 étages	2,66	1,862	0,9	0,173	10,763	0,834	25,13	0,2784	5028,721	2422,559
3, 4,5ème étages	2,66	1,862	0,9	0,173	10,763	0,834	25,13	0,2784	5028,721	2213,61
6, 7,8ème étages	2,66	1,862	0,469	0,144	12,931	0,827	18,47	0,2064	3692,271	479,032

Tableau V.5. Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

On voit bien que $N_{max} < N_u$ pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y 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.

$\sigma_{bc1,2} \quad \overline{\tau}_{bc} ; \overline{\tau}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$ tel que :

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \quad \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \quad \text{béton fibre inférieure}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$ (section homogène)

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} ; V' = h - V ; d = 0.9 \times h$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{2} (V^3 + V'^3) + 15 A' (V - d')^2 + 15 A (d - V')^2$$

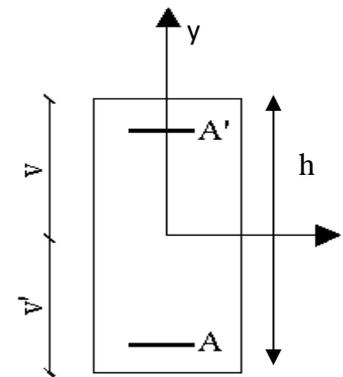


Figure V.3 Section d'un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	s-sol+entre sol	RDC+2 étages	3, 4,5ème étages	6, 7,8ème étages
Section (cm ²)	55 × 60	50 × 60	50 × 60	45 × 50
d (cm)	54	54	54	45
A' (cm ²)	26,77	25,13	25,13	18,47
A (cm ²)	26,77	25,13	25,13	18,47
S (m ²)	0,41031	0,37539	0,37539	0,28041
V (cm)	37,301	37,539	37,539	31,157
V' (cm)	22,699	22,461	22,461	18,843
I _{yy'} (m ⁴)	0,02376	0,02083	0,02083	0,0121
N _{ser} (KN)	2110,816	1761,171	1761,171	349,645
M _{ser} (MN.m)	0,0132	0,006917	0,006917	0,0295609
M _{serG} (MN.m)	0,1673	0,1397	0,1397	0,05108
σ _{bc1} (MPa)	7,771	5,651	5,651	2,5619
σ _{bc2} (MPa)	4,977	1,627	1,627	0,4515
$\overline{\tau}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

c) **Vérification aux des sollicitations tangentes**

Selon le RPA99 addenda 2003 (Article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton $\overline{\tau}_{bu}$ sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que :} \quad \bar{\tau}_{bu} = \dots_d \times f_{c28} \quad \text{avec :} \dots_d = \begin{cases} 0.075 s_i \} _g \geq 5 \\ 0.04 s_i \} _g < 5 \end{cases}$$

$$\} _g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \} _g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	I _f (cm)	λ _g	ρ _d	d(cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
S- Sol	55×60	168	3,054	0,04	54	75,665	0,255	1	Vérifiée
entre sol	55×60	256	4,655	0,04	54	75,665	0,255	1	Vérifiée
RDC+2 étages	50×60	186,2	3,724	0,04	54	95,681	0,354	1	Vérifiée
3, 4,5ème étages	50×60	186,2	3,724	0,04	54	157,089	0,582	1	Vérifiée
6, 7,8ème étages	45×50	186,2	4,138	0,04	45	89,332	0,441	1	Vérifiée

Tableau V.7 Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux

V.1.5 Dispositions constructives

▪ Longueur des crochets

$$L = 10 \times w_l = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

▪ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \times w :$$

$$w = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 80 \text{ cm.}$$

$$w = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$w = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$w = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,2$$

$$\text{On adopte : } L_r = 50 \text{ cm.}$$

▪ Détermination de la zone nodale

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

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 :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$$L' = 2 h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

• *Sous - Sol* :

$$L' = 2 \times 40 = 90\text{cm}$$

$$h' = \max(40 ; 60 ; 55 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}.$$

• *entre sol* :

$$L' = 90\text{cm}$$

$$h' = 60\text{cm}.$$

• *RDC + les étages* :

$$L' = 90\text{cm}$$

$$h' = 60\text{cm}$$

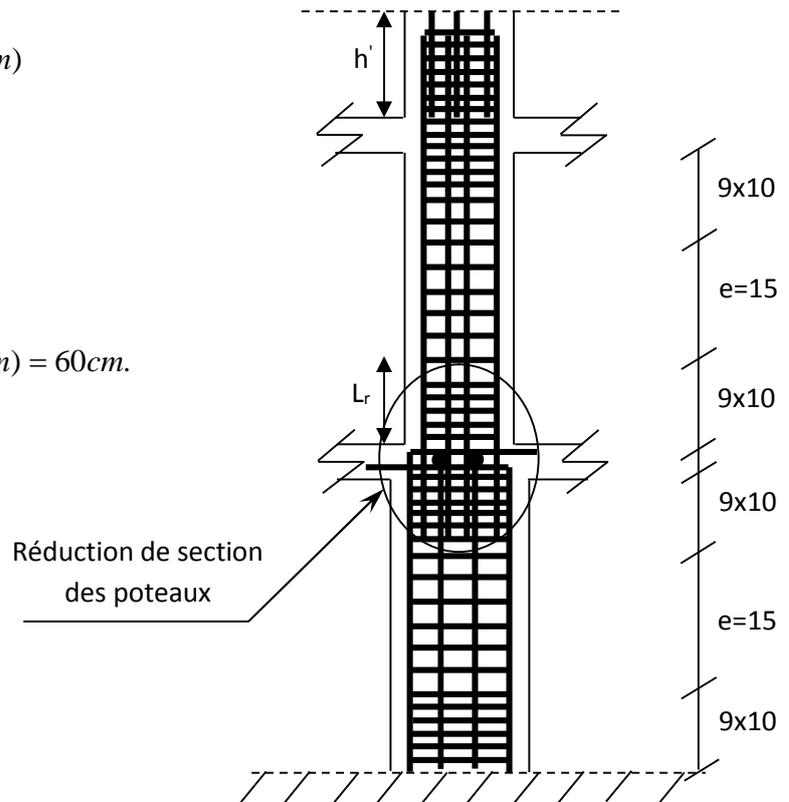


Figure V.4 Ferrailage des sections des poteaux

V.1.6 Schéma de ferrailage des poteaux.

s-sol+entre sol	RDC+2 étages
Poteau (55 × 60)	Poteau (50 × 60)
3, 4,5ème étages	6, 7,8ème étages

Poteau (50 × 60)	Poteau (45 × 50)

Tableau V.8 Ferrailage des sections des poteaux

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 (30×40) qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires (30×35) assurent le chaînage.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **SAP2000.V14**. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

$$* 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad G + Q$$

$$* G + Q \pm E \quad ; \quad 0.8G \pm E$$

V.2.1 Recommandation du RPA99

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times w$ (zone IIa) avec w_{\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 à 90°.
- 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 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

- **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :**

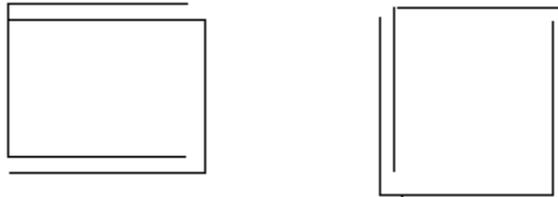


Figure V.5 2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

b) Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$. : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale. Avec : h : La hauteur de la poutre
- La valeur du diamètre W_t 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 de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2 Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2003

Type de poutre	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone nodale	zone de recouvrement
Principale	30×40	6	48	72
Secondaire	30×35	5,25	42	53

Tableau V.9 Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99

V.2.3 Sollicitation de calculs

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée}	M _{appui}	V	M _{travée}	M _{appui}	V
Sous sol+entre sol	132,059	-126,067	155,194	54,3677	-69,615	75,615
RDC	132,059	-126,067	155,194	67,417	-72,989	93,592
Les étages courants	138,338	-123,514	152,185	82,967	-91,129	114,717
Terrasse inaccessible	58,465	-74,209	68,224	51,326	-67,692	73,605

Tableau V.10 Les sollicitations les plus défavorables.

V.2.4 Ferrailage des poutres

a. Armatures longitudinales

a.1 Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)

➤ Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) la plus sollicitée

$$\text{Avec les sollicitations suivantes : } \begin{cases} M_a = 126,067 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (G + Q + E_x) \\ M_t = 132,059 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (G + Q + E_x) \end{cases}$$

• Armatures en appui

$$\tilde{\mu}_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{126,067 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37^2 \times 18,47} = 0,166 \Rightarrow \tilde{\mu}_{bu} = 0,166 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\tilde{\mu}_{bu} < \tilde{\mu}_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\tilde{\mu}_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,166}) = 0,2284 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,336m$$

$$\text{Calcul de } A : A_{st} = \frac{M_a}{z \times \sigma_{st}} = \frac{126,067 \times 10^{-3}}{0,336 \times 400} \times 10^4 = 9,369 \text{ cm}^2$$

- **Armatures en travée**

$$\tilde{\nu}_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{132,059 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37^2 \times 18,47} = 0,174 \Rightarrow \tilde{\nu}_{bu} = 0,174 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\tilde{\nu}_{bu} < \tilde{\nu}_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\tilde{\nu}_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,174}) = 0,2406 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,334m$$

$$\text{Calcul de } A : A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{132,059 \times 10^{-3}}{0,334 \times 400} \times 10^4 = 9,873 \text{ cm}^2$$

Les ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Niveaux	Type de poutre	Section	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Sous sol+entre sol	PP	30×40	Appuis	9,369	6	3HA16+3HA14=10,65
			Travée	9,873		3HA16+3HA14=10,65
	PS	30×35	Appuis	5,8206	5,25	6HA12=6,76
			Travée	4,473		6HA12=6,76
RDC	PP	30×40	Appuis	9,369	6	3HA16+3HA14=10,65
			Travée	9,873		3HA16+3HA14=10,65
	PS	30×35	Appuis	6,125	5,25	6HA12=6,76
			Travée	5,6235		6HA12=6,76
Les étages courants	PP	30×40	Appuis	9,1644	6	3HA16+3HA14=10,65
			Travée	10,402		3HA16+3HA14=10,65
	PS	30×40	Appuis	7,807	5,25	3HA14+3HA12=8,01
			Travée	7,041		3HA14+3HA12=8,01
Terrasse inaccessible	PP	30×40	Appuis	6,237	6	6HA12=6,76
			Travée	4,8306		6HA12=6,76
	PS	30×35	Appuis	5,648	5,25	6HA12=6,76
			Travée	4,209		6HA12=6,76

Tableau.11 Armatures longitudinales dans les poutres.

➤ **Longueur de recouvrement**

Soit l_r la longueur de recouvrement telle que $l_r > 40 \times \phi$

$$\begin{cases} w_l = 16mm \Rightarrow l_r > 64cm \\ w_l = 14mm \Rightarrow l_r > 56cm \\ w_l = 12mm \Rightarrow l_r > 48cm \end{cases}$$

b. Les armatures transversales**➤ Diamètre des armatures transversales**

Soit w_t le diamètre des armatures transversales telle que

$$w_t \leq \min\left(w_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

✓ Poutres principales

$$w_t \leq \min\left(1,2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \text{cm} = \min(1,2; 1,143; 3) \text{cm}; \text{Donc on prend } w_t = 10 \text{mm}$$

✓ Poutres secondaires

$$w \leq \min\left(1,2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) \text{cm} = \min(1,2; 1; 3) \text{cm}; \text{Donc on prend } w_t = 10 \text{mm}$$

On prend $w_t = 10 \text{mm}$ (un cadre et un étrier) pour les poutres principales et secondaires.

➤ Calcul des espacements des armatures transversales

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

1) $S_t \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 85,442 \text{cm}$$

$$S_{t2} = \min(0.9 \times d; 40 \text{cm}) \Rightarrow S_{t2} = 33,3 \text{cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\xi_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 23,415 \text{cm}$$

2) Selon le RPA99/version 2003(art 7.5.2.2)

- **Zone nodale** : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12w_{\min}; 30 \text{cm}\right)$,

- Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(10 \text{cm}; 14,4 \text{cm}; 30 \text{cm})$ Soit : **$S_t = 10 \text{cm}$**

- Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(8,75 \text{cm}; 14,4 \text{cm}; 30 \text{cm})$ Soit : **$S_t = 8 \text{cm}$**

- **Zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20 \text{cm}$; Soit : **$S_t = 15 \text{cm}$**

- Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \Rightarrow S_t \leq 17,5 \text{cm}$; Soit : **$S_t = 15 \text{cm}$**

3) Vérifications des armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{cm}^2 \text{ pour les poutres principale}$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{cm}^2 \text{ pour les poutres secondaire s}$$

$$A_t = 3,14 \text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1,35 \text{cm}^2 \text{ condition vérifiée pour toutes les poutres.}$$

❖ **Vérification à l'ELU**1) **Condition de non fragilité**

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,34 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutres principales.} \\ A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,159 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutres secondaires} \end{cases}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

2) **Vérification des contraintes tangentielles**▪ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \text{Tel que: } \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \quad (\text{F.P.N.}) \quad \text{Art (A.5.1.1) [4]}$$

Les résultats sont récapitulés sur le tableau suivant:

Poutres	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	Vérification
Principales	155,194	1,398	Vérifiée
Secondaires	114,717	1,195	Vérifiée

Tableau V.12 Vérification de l'effort tranchant.

D'après ces résultats ; on déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa}$.

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$\text{➤ en appui de rives : } A_l > \frac{V_u \times X_s}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Art IV.1)}$$

$$\text{➤ en appui intermédiaires : } A_l \geq \frac{X_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \quad \text{BAEL91 (Art IV.2)}$$

Les résultats sont donnés sur le tableau suivant :

Poutres	A _l (cm ²)	V _u (MN)	M _a (MN.m)	$\frac{V_u \times X_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{X_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$ (cm ²)	Observation
Principales	10,65	155,194	126,067	4,462	-6,422	Vérifiée
Secondaires	8,01	114,717	91,129	3,298	-5,799	Vérifiée

Tableau V.13 Vérification au cisaillement.

❖ **Vérification à l'ELS**• **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton est nécessaire.

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

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

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poutres	Localisation	$M_{ser}(KN.m)$	$y (m)$	$I (cm^4)$	$\uparrow_{bc} (MPa)$	$\bar{\uparrow}_{bc} (MPa)$	Vérification
Principales	Appui	52,319	0,152	111037,7	7,162	15	Vérifiée
	Travée	32,947	0,152	111037,7	4,51	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	50,076	0,125	65218,28	9,597	15	Vérifiée
	Travée	38,364	0,125	65218,28	6,203	15	Vérifiée

Tableau V.14 Vérification de l'état limite de compression du béton.

• **Vérification de la flèche**

D'après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes

sont satisfaites :

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

✓ **Poutres principales**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{490} = 0,082 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,082 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,0333 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{10,65 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,37} = 0,00959 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{460} = 0,076 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,076 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,033 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8,01 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,32} = 0,0083 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.5 Vérification des zones nodales

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, que sont les nœuds, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25ca consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times (|M_w| + |M_e|) \quad \text{RPA99/2003 (Article 7.6.2)}$$

Cependant, cette vérification est facultatif pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droite de la poutre.

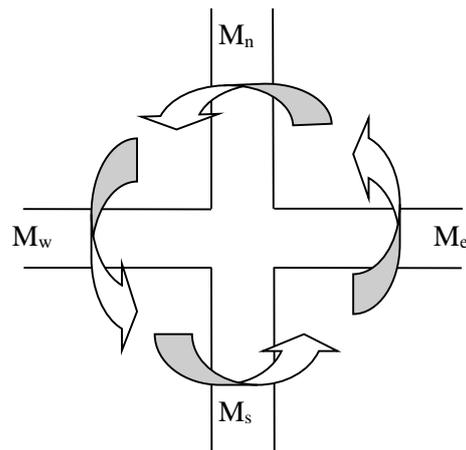


Figure V. 6 Les moments sur la zone nodale

V.2.5.1 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

$M_R = z \times A_s \times \dagger_s$ Avec : $z = 0.85 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\dagger_s = \frac{f_s}{\chi_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Section (cm ²)	Z(cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
S-sol+entre sol	55×60	51	26,77	475,114
RDC+2 étages	50×60	51	25,49	452,397
3, 4,5ème étages	50×60	51	25,49	452,397
6, 7,8ème étages	45×50	42,5	18,47	273,171

Tableau V.15 Moment résistant dans les poteaux

Les résultats des moments résistant dans les poutres sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous sol+entre sol	P.P (30×40)	34	10,65	126,011
	P.S (30×35)	29,75	6,79	70,297
RDC	P.P (30×40)	34	10,65	126,011
	P.S (30×35)	29,75	6,79	70,297
Les étages courants	P.P (30×40)	34	10,65	126,011
	P.S (30×35)	29,75	8,01	82,923
Terrasse inaccessible	P.P (30×40)	34	6,79	80,339
	P.S (30×35)	29,75	6,79	70,297

Tableau V.16 Moments résistants dans les poutres

V.2.5.2 Vérification

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$ sont donnés dans le tableau suivant :

Niveaux	plan	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	$M_w = M_e$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	$1,25(M_w + M_e)$ (KN.m)	Vérification
Entre sol	P.P	452,396	475,114	126,011	927,51	315,028	Vérifier
	P.S			70,297		175,743	Vérifier
RDC	P.P	452,396	452,396	126,011	904,792	315,028	Vérifier
	P.S			70,297		175,743	Vérifier
1 ^{ère} à 4 ^{ème} étages	P.P	452,396	452,396	126,011	904,792	315,028	Vérifier
	P.S			82,923		207,308	Vérifier
5 ^{ème} Etage	P.P	273,171	452,397	126,011	725,568	315,028	Vérifier
	P.S			82,923		207,308	Vérifier
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	P.P	273,171	273,171	126,011	546,342	315,028	Vérifier
	P.S			82,923		207,308	Vérifier
8 ^{ème} Etage	P.P	273,171	273,171	80,339	546,342	200,848	Vérifier
	P.S			70,297		175,743	Vérifier

Tableau V.17 Vérification de la zone nodale

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

- Exemple de ferrailage d'une poutre principale du s-sol et entre sol.

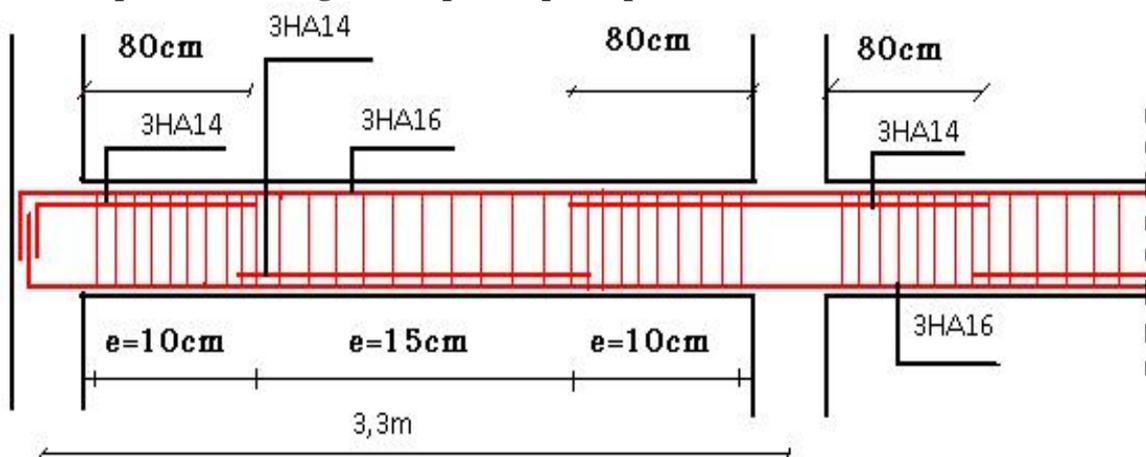
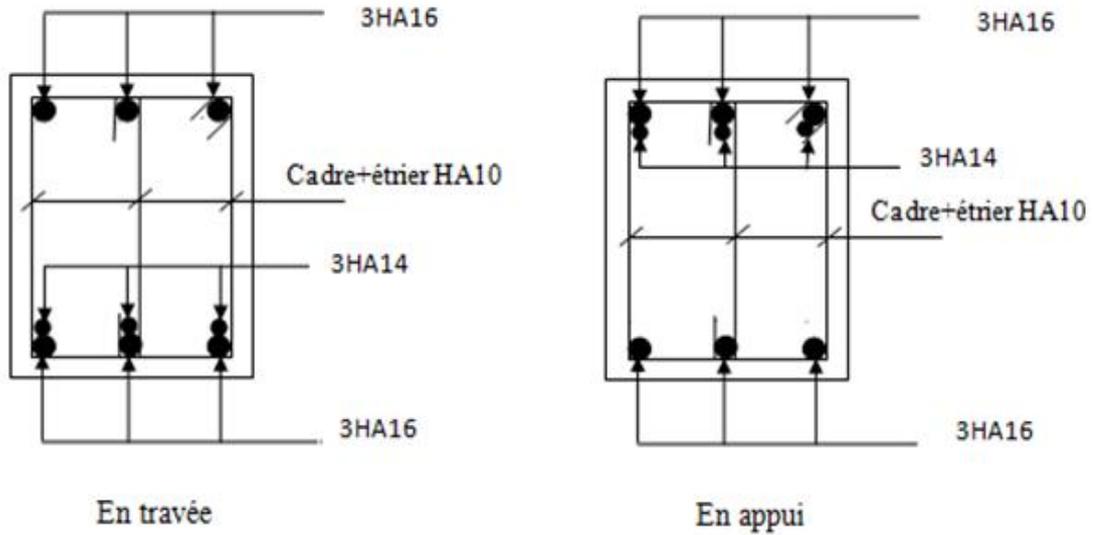


Figure V.7 Dispositions constructives de la poutre.

V.2.4. Schéma de ferrailage des poutres :

1) Poutres principales

- S-sol et entre sol et les étages courants (30×40)



- Terrasse inaccessible (30×40)

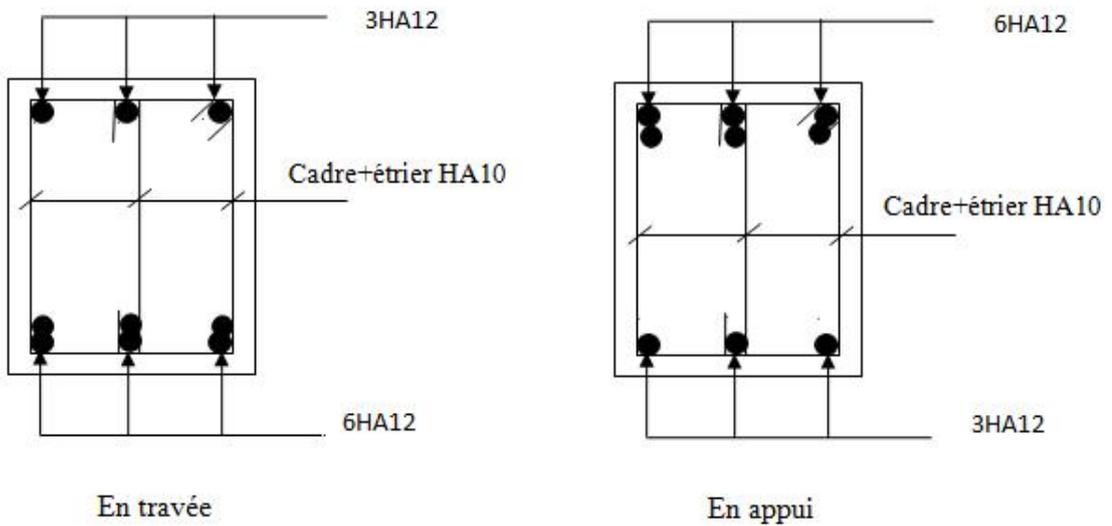
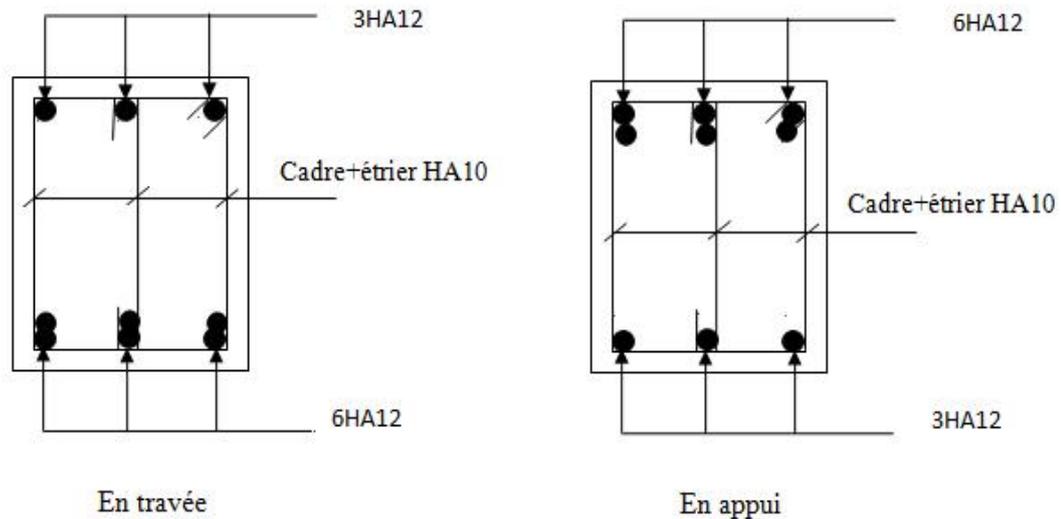


Figure V.8 Schéma de ferrailage des poutres principales de tous les niveaux

2) Poutres secondaires

▪ S-sol et entre sol et terrasse inaccessible (30×35)



▪ Les étages courants (30×35)

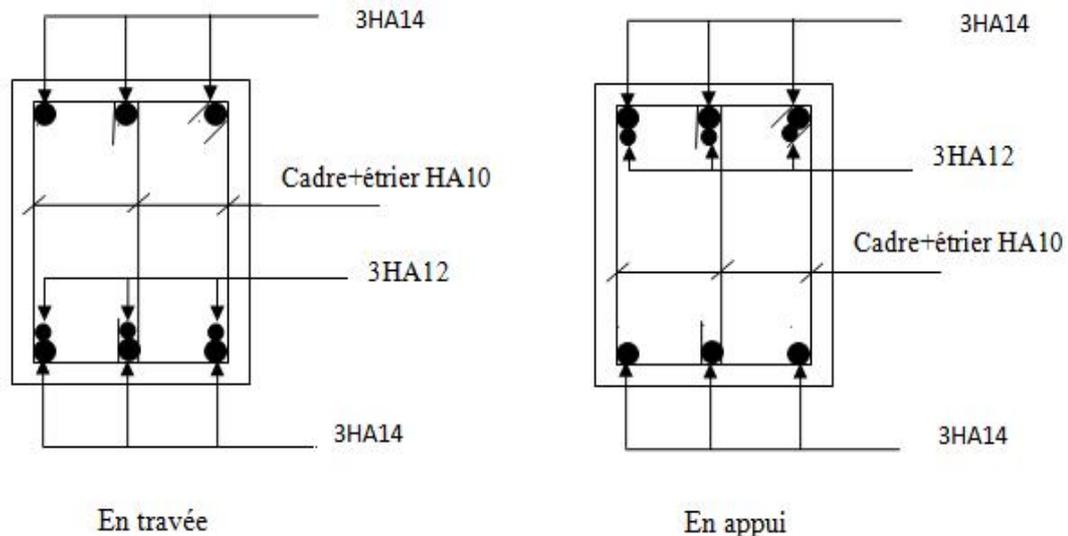


Figure V.9 Schéma de ferrailage des poutres secondaires de tous les niveaux

V.3 Etude des voiles

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone 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 encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

✓ Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1,5$; Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1,5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant. 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.

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

$$* 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad G + Q$$

$$* G + Q \pm E \quad ; \quad 0.8G \pm E$$

V.3.1 Recommandation du RPA 99/Version2003

1. Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$ avec L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile
- ✓ les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

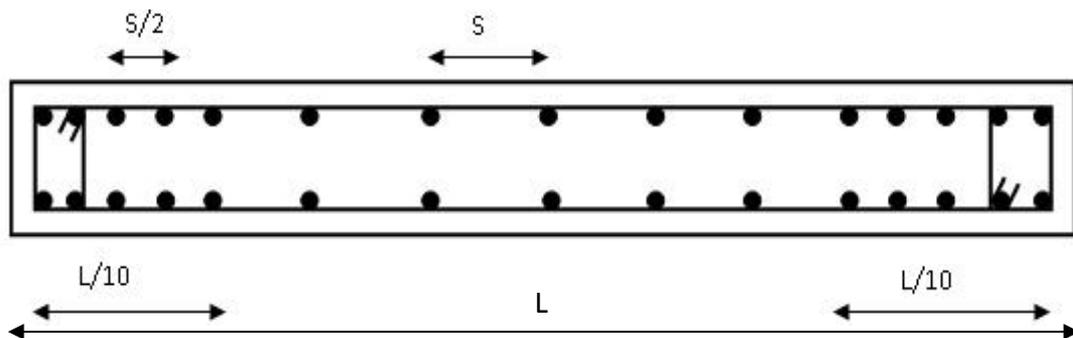


Figure V.10 Disposition des armatures verticales

2. Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à : $10 \times w$

3. Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de **4** épingles par **1m²** au moins.

4. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$ avec $V = 1,4V_u$

5. Règles communes aux armatures verticales et horizontales

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- L'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30cm)$ avec a : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m².
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - $40w$: pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - $20w$: Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.2 Disposition des voiles

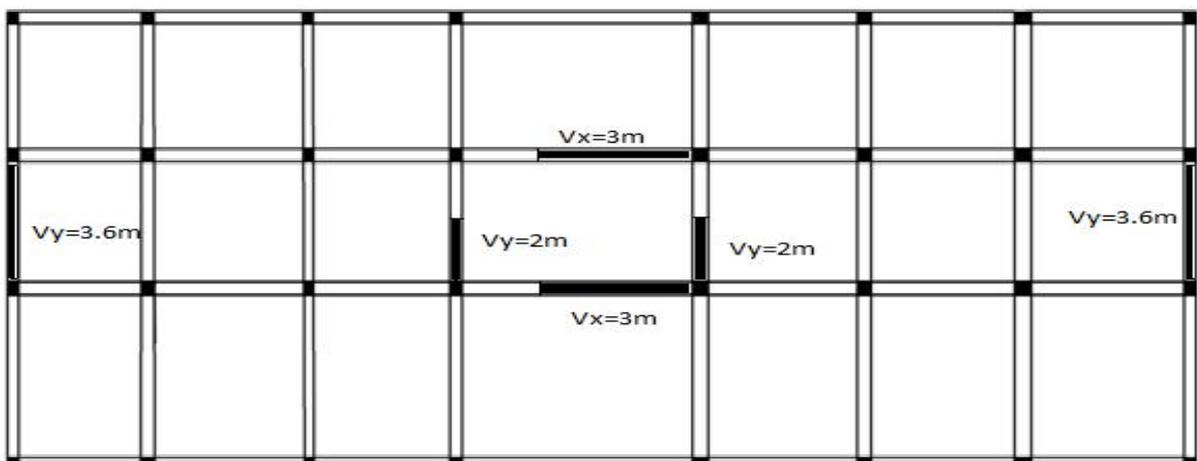


Figure V.11 Schéma de répartition des voiles.

V.3.3 Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles

- Sens x-x' : $V_x=3m$

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	N_{max} et M_{corres}		M_{max} et N_{corres}		N_{min} et M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
Sous sol+entre sol	2933,319	263,365	1750,976	1698,164	397,481	1734,37	270,449
RDC+2 étages	2182,661	772,594	3880,688	1908,164	557,415	1190,611	309,844
3, 4,5ème étages	1727,01	707,452	2671,955	2717,246	1861,577	2507,697	799,577
6, 7,8ème étages	1486,696	239,165	657,367	972,617	282,122	589,585	345,126

Tableau V.18 Les sollicitations dans les voiles V_x à tous les niveaux.

- Sens y-y' :

- $V_y=2m$

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	N_{max} et M_{corres}		M_{max} et N_{corres}		N_{min} et M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
Sous sol+entre sol	2057,581	253,1845	3740,607	1507,048	1063,901	3432,627	813,172
RDC+2 étages	1712,809	189,869	3078,772	1296,369	862,267	2862,988	803,276
3, 4,5ème étages	1297,484	159,677	2240,787	725,679	442,071	1903,73	152,046
6, 7,8ème étages	618,914	70,6074	853,818	295,74	158,654	703,06	112,92

Tableau V.19 Les sollicitations dans les voiles $V_y =2m$ à tous les niveaux.

- $V_y=3,6m$

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	N_{max} et M_{corres}		M_{max} et N_{corres}		N_{min} et M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
Sous sol+entre sol	3082,775	928,687	5243,594	1278,57	383,031	3941,112	229,139
RDC+2 étages	2945,739	750,469	5967,178	3354,125	505,436	4854,712	1278,268
3, 4,5ème étages	2012,107	331,969	5384,491	2217,67	1510,911	2027,226	907,045
6, 7,8ème étages	1266,577	109,349	1679,834	931,972	633,508	491,224	335,522

Tableau V.20 Les sollicitations dans les voiles $V_y =3,6m$ à tous les niveaux.

V.3.4 Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrailés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

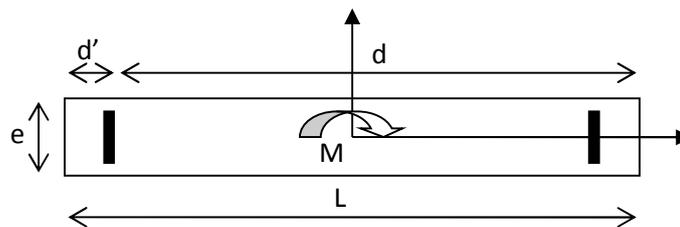
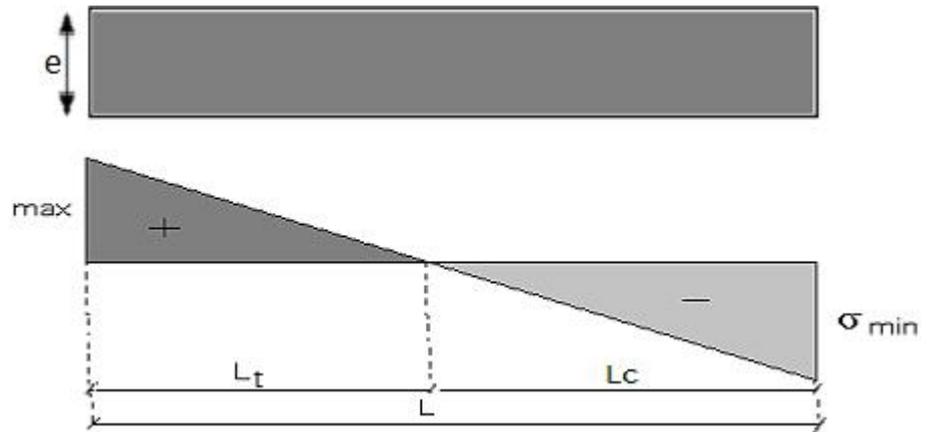


Figure V.12 Schéma d'un voile plein

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times L$)

- A_v^{\min} : section d'armatures verticales minimale dans le voile ($A_v^{\min} = 0,15\% \times b \times L$).
- A_v^{\min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue ($A_v^{\min} / \text{ten} = 0,2\% \times b \times L_t$)
- A_v^{\min} / comp : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée
($A_v^{\min} / \text{comp} = 0,1\% \times b \times L_c$)
- A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : espacement.
- $A_h^{\min} = 0,15\% \times b \times L$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{calc} : section d'armature horizontale calculée
- A_h^{adop} : section d'armature horizontale adoptée par espacement
- N^{bre} : nombre de barre adoptée par espacement
- L_t : longueur de la zone tendue

$$L_t = \frac{\dagger_{\max} \times L}{\dagger_{\max} + \dagger_{\min}}$$



- L_c : longueur de la zone comprimée avec : $L_c = L - 2L_t$.

On va exposer un seul exemple de calcul pour le voile V_x et les autres seront résumés dans les tableaux.

1. Calcul sous $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}}$

✓ **Armatures verticales**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$). la section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$L = 3 \text{ m}, d = 2,95 \text{ m}, e = 0,2 \text{ m}.$

$N_{\max} = 2933,319 \text{ KN}; M_{\text{corres}} = 263,365 \text{ KN.m}$ (combinaison l'ELU)

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{263,365}{2933,319} = 0,089 \text{ m} < \frac{L}{2} = \frac{3}{2} = 1,5 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section

Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I)$

$(a) = (0,337 \times L - 0,81 \times d') \times b \times L \times f_{bu}$

$(b) = N \times (d - d') - M_{uA}$

$M_{uA} = M + N \times (d - \frac{L}{2}) \Rightarrow M_{uA} = 263,365 + 2933,319 \times (2,95 - \frac{3}{2}) = 4516,677 \text{ KN.m}$

$(a) = (0,337 \times 3 - 0,81 \times 0,05) \times 0,2 \times 3 \times 14,2 = 8,269 \text{ MN}$

$(b) = [2933,319 \times (2,95 - 0,05) - 4516,677] \times 10^{-3} = 3,989 \text{ MN}$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\tilde{\sigma}_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4516,677 \times 10^{-3}}{0,2 \times (2,95)^2 \times 14,2} = 0,183$$

$$\tilde{\sigma}_{bu} = 0,183 < 0,186 \rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{(x_s = 1)} = 400 \text{ MPa.}$$

$$\tilde{\sigma}_{bu} = 0,183 < \tilde{\sigma}_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$r = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\tilde{\sigma}_{bu}}) \Rightarrow r = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,183}) = 0,255.$$

$$z = d \times (1 - 0,4r) \Rightarrow z = 2,95 \times (1 - 0,4 \times 0,255) = 2,649 \text{ m.}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{4516,677 \times 10^{-3}}{2,649 \times 400} \times 10^4 = 42,262 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 42,262 - \frac{2933,319 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = -31,071 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

2. Calcul sous $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corres}}$

$$M_{\max} = 1750,976 \text{ KN.m}; \quad N_{\text{corres}} = 1698,164 \text{ KN (combinaison l'ELU)}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{1750,976}{1698,164} = 1,03 \text{ m} < \frac{L}{2} = \frac{3}{2} = 1,5 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I)$$

$$(a) = (0,337 \times L - 0,81 \times d') \times b \times L \times f_{bu} = 8,269 \text{ MN}$$

$$(b) = N \times (d - d') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = M + N \times (d - \frac{L}{2}) \Rightarrow M_{uA} = 1750,976 + 1698,164 \times (2,95 - \frac{3}{2}) = 4213,314 \text{ KN.m}$$

$$(b) = [1698,164 \times (2,95 - 0,05) - 4213,314] \times 10^{-3} = 0,711 \text{ MN}$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\tilde{\sigma}_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4213,314 \times 10^{-3}}{0,2 \times (2,95)^2 \times 14,2} = 0,170$$

$$\tilde{\sigma}_{bu} = 0,170 < 0,186 \rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{(x_s = 1)} = 400 \text{ MPa.}$$

$$\tilde{\sigma}_{bu} = 0,170 < \tilde{\sigma}_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$r = 0,234 \Rightarrow z = 2,673 \text{ m}; \quad A_1 = 39,409 \text{ cm}^2; \quad A_s = -3,045 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

3. Calcul sous $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres}}$

$$N_{\min} = 397,481 \text{ KN}; \quad M_{\text{corres}} = 1734,37 \text{ KN.m (combinaison } 0,8G + E_y)$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{1734,37}{397,481} = 4,363 \text{ m} > \frac{L}{2} = \frac{3}{2} = 1,5 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'extérieur de la section}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I)$$

$$(a) = (0,337 \times L - 0,81 \times d') \times b \times L \times f_{bu} = 10,755 \text{ MN}$$

$$(b) = N \times (d - d') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = M + N \times (d - \frac{L}{2}) \Rightarrow M_{uA} = 1734,37 + 397,481 \times (2,95 - \frac{3}{2}) = 2310,717 \text{ KN.m}$$

$$(b) = [397,481 \times (2,95 - 0,05) - 2310,717] \times 10^{-3} = -1,158 \text{ MN}$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\tilde{b}_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2310,717 \times 10^{-3}}{0,2 \times (2,95)^2 \times 18,47} = 0,072$$

$$\tilde{b}_{bu} = 0,072 < 0,186 \rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{(X_s = 1)} = 400 \text{ MPa.}$$

$$\tilde{b}_{bu} = 0,072 < \tilde{b}_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$r = 0,093 \Rightarrow z = 2,839 \text{ m}; \quad A_1 = 20,343 \text{ cm}^2; \quad A_s = 10,406 \text{ cm}^2.$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de V_x aux niveaux de sous-sol et entre sol.

Soit $A_v/\text{face} = 10,406 \text{ cm}^2$.

4. Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$L_t = \frac{\dagger_{\max} \times L}{\dagger_{\max} + \dagger_{\min}}$$

$$\dagger_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{397,481 \times 10^{-3}}{0,2 \times 3} + \frac{1734,37 \times 10^{-3}}{(0,2 \times 3^3) / 12} \times 1,5 = 6,443 \text{ MPa.}$$

$$\dagger_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{397,481 \times 10^{-3}}{0,2 \times 3} + \frac{1734,37 \times 10^{-3}}{(0,2 \times 3^3) / 12} \times 1,5 = 5,119 \text{ MPa.}$$

$$L_t = \frac{6,443 \times 3}{6,443 + 5,119} = 1,672 \text{ m.}$$

✓ armatures horizontales

Elle se calcule selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\dagger_u}{0,8 \times f_e}; \quad V_{\max} = 270,449 \text{ KN}; \quad \dagger_u = \frac{1,4 \times V_u}{b_0 \times d} = \frac{1,4 \times 270,449 \times 10^{-3}}{0,2 \times 3} = 0,631 \text{ MPa.}$$

$$\text{Soit : } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = \frac{\dagger_u}{0,8 \times f_e} \times e \times S_h = \frac{0,631}{0,8 \times 400} \times 20 \times 20 \Rightarrow A_h = 0,789 \text{ cm}^2.$$

5. les vérifications nécessaires

1. Vérification au Cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du RPA99/version 2003 comme suit :

$$\dagger_{\text{adm}} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

$\ddagger = 0,631 \text{MPa} < \ddagger_{adm} = 5 \text{MPa}$ RPA 99 Art (7.7.2.)C'est vérifiée

2. Vérification des sections minimales

$A_{\min(ZT)} = 0.20\% \times e \times l_t = 0.20\% \times 20 \times 167,2 = 6,688 \text{cm}^2$ (A_{\min} en zone tendue par RPA).

$A_{\min(BAEL)} = 0,23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 295 \times 20 \times 2,1 / 400 = 7,124 \text{cm}^2$ (A_{\min} dans le voile par BAEL).

$A_{\min(ZC)} = 0.10\% \times e \times (L - 2L_t) = 0.10\% \times 20 \times (300 - 2 \times 167,2) = -0,688 \text{cm}^2$ (A_{\min} en ZC par RPA).

$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 20 \times 300 = 9 \text{cm}^2$ (A_{\min} en zone globale du voile par RPA).

Donc on ferraille avec :

En zone tendue : $A_{V(ZT)} = 10,406 \text{cm}^2$

9 On opte pour : **10HA12** = 11,31 cm²

Les résultats de calcul des différents voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

- Sens x-x': $V_x = 3 \text{m}$

Niveau	s- sol +entre sol	RDC+2 étages	3, 4,5ème étages	6, 7,8ème étages
L (cm)	300	300	300	300
e (cm)	20	20	20	20
M(KN.m)	263,365	772,594	707,452	239,165
N(KN)	2933,319	2182,661	1727,01	1486,696
V(KN)	270,449	309,844	799,577	345,126
\ddagger_u Mpa	0,631	0,803	2,073	0,895
Section	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
A_v cal /face (cm ²)	45,123	42,482	34,995	24,809
A_v min/face (cm ²)	9	9	9	9
A_v adop/face (cm ²)	45,24	42,98	35,06	27,72
N^{barre} /face	8HA20+10HA16	6HA20+12HA16	4HA20+2HA16+12HA14	18HA14
S_t (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	0,789	1,004	2,591	1,118
A_h min/face/(cm ²)	9	9	9	9
A_h adop/face (cm ²)	11,31	11,31	11,31	11,31
N^{barre} /face	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S_t (cm)	25	25	25	25

Tableau V.21 Ferrailage du voile $V_x = 3 \text{m}$ à tous les niveaux

- Sens y-y' :
- $V_y=2m$

Niveau		s- sol +entre sol	RDC+2 étages	3, 4,5ème étages	6, 7,8ème étages
L (cm)		200	200	200	200
e (cm)		20	20	20	20
M(KN.m)		253,1845	189,869	159,676	70,607
N(KN)		2057,581	1712,809	1297,484	618,914
V(KN)		813,172	803,276	152,046	112,92
\ddagger_U Mpa		3,162	3,124	0,591	0,439
Section		S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
Av cal /face (cm ²)		35,037	28,716	22,094	10,419
Av min/face (cm ²)		6	6	6	6
Av adop/face (cm ²)		36,7	32,17	24,63	18,1
N ^{barre} /face		4HA20+12HA16	16HA16	16HA14	16HA12
S _t (cm)	Extrémité	10	10	10	10
	Milieu	15	15	15	15
Ah cal/face/ml (cm ²)		3,953	3,905	0,739	0,549
Ah min/face/(cm ²)		6	6	6	6
Ah adop/face (cm ²)		7,85	7,85	7,85	7,85
N ^{barre} /face		10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S _t (cm)		25	25	25	25

Tableau V.22 Ferrailage du voile $V_y=2m$ à tous les niveaux

- $V_y=3,6m$

Niveau		s- sol +entre sol	RDC+2 étages	3, 4,5ème étages	6, 7,8ème étages
L (cm)		360	360	360	360
e (cm)		20	20	20	20
M(KN.m)		928,687	750,469	331,969	109,349
N(KN)		3082,775	2945,739	2012,107	1266,577
V(KN)		229,139	1278,268	907,045	335,522
\ddagger_U Mpa		0,495	2,762	1,959	0,724
Section		S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
Av cal /face (cm ²)		48,208	44,639	28,609	19,517

Av min/face (cm ²)		10,8	10,8	10,8	10,8
Av adop/face (cm ²)		49,26	47	32,67	22,62
N ^{barre} /face		8HA20+12HA16	6HA20+14HA16	4HA16+16HA14	20HA12
S _t (cm)	Extrémité	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20
Ah cal/face/ (cm ²)		0,619	3,452	2,449	0,906
Ah min/face/(cm ²)		10,8	10,8	10,8	10,8
Ah adop/face (cm ²)		11,31	11,31	11,31	11,31
N ^{barre} /face		10HA12	10HA12	10HA12	10HA12
S _t (cm)		25	25	25	25

Tableau V.23 Ferrailage du voile $V_y=3,6m$ à tous les niveaux

V.3.5 Exemples de schéma de ferrailage d'un voile V_x (sous-sol)

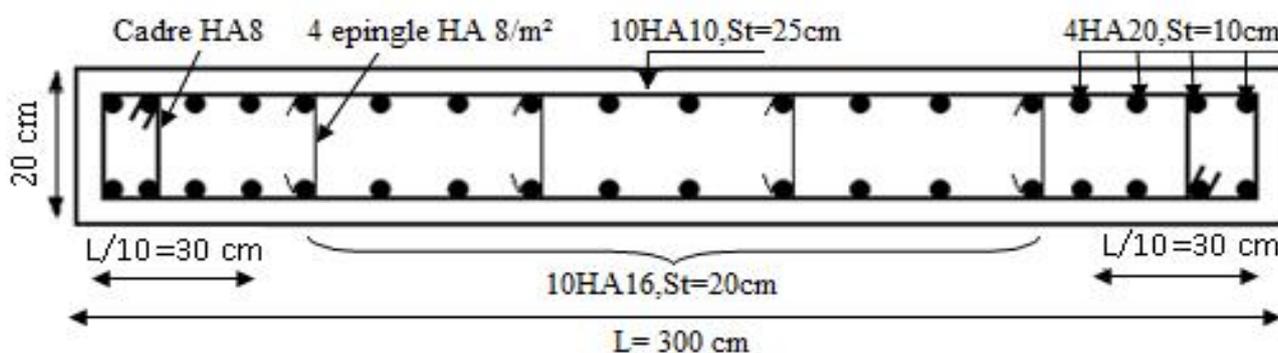


Figure V.13 Schéma de ferrailage du voile $V_x = 3m$ (sous-sol)

Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux, Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est maximum donnée par le RPA. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui calculé par le BAEL.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel Sap2000/V14.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée les sollicitations obtenues par le logiciel Sap2000/V14.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

Chapitre VI

Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI 1 Etude des fondations

VI 1.1 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI 1.2 Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- * $G + Q \pm E$
- * $0.8 \times G \pm E$

VII 1.3 Capacité portante du sol

Les essais in situ et les analyses de laboratoire effectués dans le cadre de l'étude de sol«219 logements promotion SARL SIDIA surface à sidi aich » permettent de conclure que :

Les sondages pénétrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante. L'analyse des pétrographes a enregistré des résistances de pointe forte en surface.

Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de **2,5m** de profondeur par rapport à la cote du terrain (bas talus) et de prendre une contrainte admissible **$Q_{adm}=2,00bars$**

VI 1.4 Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\tau}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle calculé selon la combinaison $G + Q + E$, obtenue par le logiciel SAP2000.

S : Surface d'appui de la semelle.

\bar{t}_{sol} : Contrainte admissible du sol.

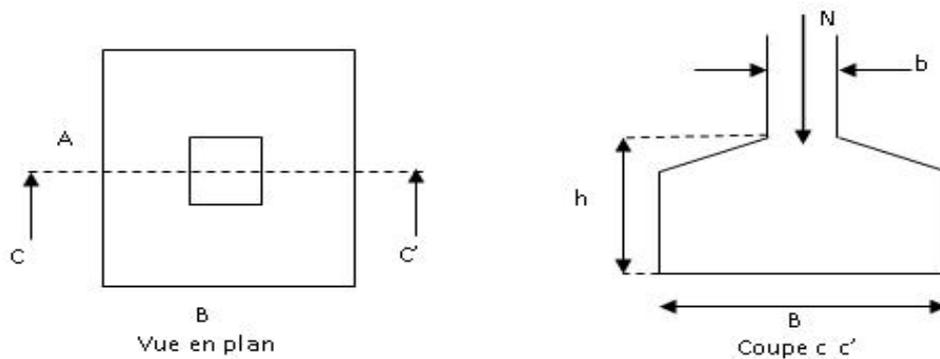


Figure VI.1 Vue d'une semelle isolée

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans cette structure donne un effort normal de l'ordre : $N=3126,8KN$ sous la combinaison $G+Q+E_x$.

$$A \times B \geq \frac{N}{\bar{t}_{sol}} \dots\dots\dots (*)$$

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la valeur de

(A) dans (*) et on trouve la valeur de B : $B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{t}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.6}{0.55} \times \frac{3,1268}{0.2}} = 4.129m$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, car la plus grande distance entre axes des poteaux dans le sens xx' est de 4.90m, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

VI 1.5 Vérification des semelles filantes

Choissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux.

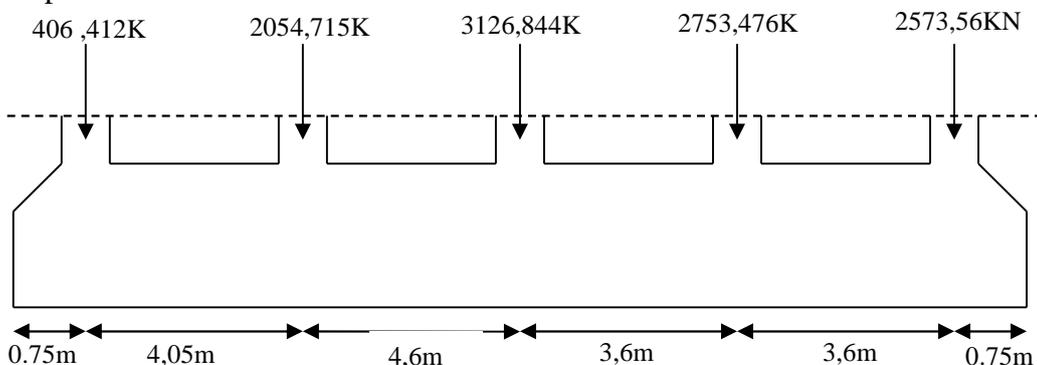


Figure VI.2 Semelle filante

On doit vérifier : $\bar{f}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{f}_{sol} \times L}$

Avec : $N = 5 \times N_s + \sum N_i$

N_i : Effort normal provenant du poteau (i).

N_s : Poids de la semelle estimé à 20 KN.

$\sum N_i = 10915,007 \text{ KN}$, $N_s = 5 \times 20 = 100 \text{ KN} \Rightarrow N = 11015,007 \text{ KN}$.

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle

$$B_1 \geq \frac{N}{\bar{f}_{sol} \times L} = \frac{11015,007 \times 10^{-3}}{0,2 \times 17,35} = 3,174 \text{ m}.$$

Remarque :

On a l'entre axe des deux portiques précédent est de 3,174m, donc le choix de semelles filantes ne convient pas pour cette structure, alors on va opter pour un radier général.

VI 1.6 Radier général

1. Définition :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, La dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

2. Pré dimensionnement

➤ **Condition de coffrage**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots (a)$$

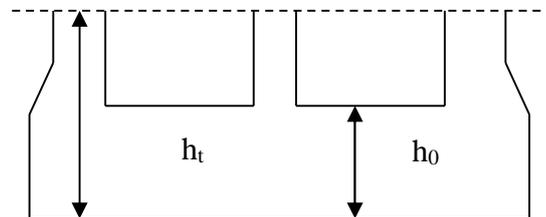


Figure VI.3 Dimension du radier.

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

On a $L_{max} = 4,9\text{m}$ en remplaçant dans la relation (a) on obtient : $h_t \geq 49 \text{ cm}$

On opte pour une hauteur $h_t = 55\text{cm}$

➤ **La condition de rigidité**

Pour un radier rigide, il faut que $L_{max} \leq \frac{f}{4} L_e$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

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

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : Le largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{f^4 \times E}} \dots\dots\dots (b)$$

Donc : $h_t \geq 0.707\text{m}$

A partir des deux conditions (a) et (b), on prend : $h_t = 80\text{cm}$ (Dalle + nervure)

✓ Pour la dalle : $h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow h_0 \geq 24,5\text{cm}$

Soit : $h_0 = 30\text{cm}$

➤ **Calcul de la surface du radier**

$N_s = 52654,879\text{KN}$ (Charge totale transmise par la superstructure + Poids du radier).

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \dagger_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\dagger_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq 263,274\text{m}^2$$

Soit : $S_{radier} = 270\text{m}^2$

La surface du bâtiment : $S_{bât} = 424,125\text{m}^2$

$$S_{radier} < S_{bât} \Rightarrow \text{Le radier sans débordre}$$

D'où : $S_{radier} = 424,125\text{m}^2$

3. Les vérifications nécessaires

➤ **Vérification au poinçonnement**

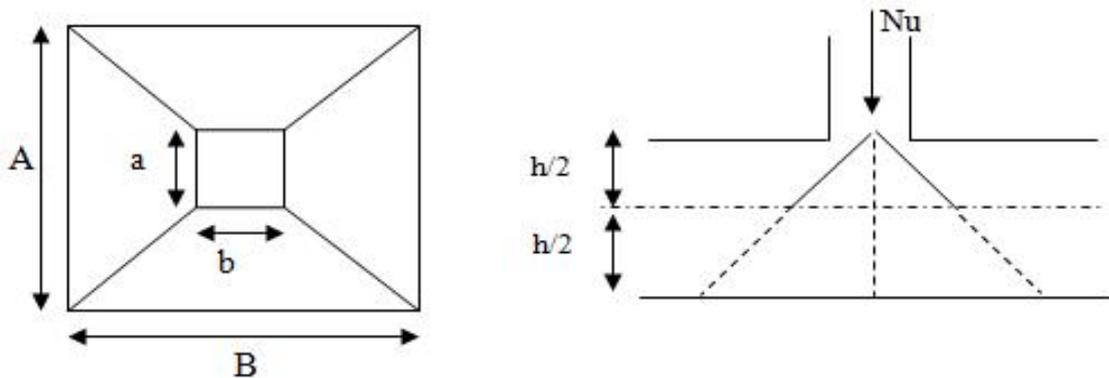


Figure VI.4 Zone de contact poteau- radié

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

N_U : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B) \quad \text{avec} : \begin{cases} A = a + h_t \\ B = b + h_t \end{cases}$$

On trouve $U_c = 5,5m$

$$N_U = 3.126MN \leq 0.045 \times 5.5 \times 0.80 \times \frac{25}{1.15} = 4.30MN \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1m$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2S} \Rightarrow V_u = \frac{83459,835 \times 4,9 \times 1}{2 \times 424,125} = 482,113KN$$

$$d = 0.9 \times h_t = 0.9 \times 0.30 = 0.27m$$

$$\tau_u = \frac{482,113 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.785MPa < 2.5MPa \text{ C'est vérifié}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal Il faut vérifier que :

$$\tau_m = \frac{3\tau_{\max} + \tau_{\min}}{4} < \tau_{sol} ; \quad \tau_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M_y, M_x : Moment sismique à la base tiré du logiciel sap2000, avec la combinaison G+Q+E.

• **Dans le sens x-x**

$$\tau_{\max} = \frac{49,4739}{424,125} + \frac{83,4368}{24076,52} \times 13,05 = 0.16MPa$$

$$\tau_{\min} = \frac{49,4739}{424,125} - \frac{83,4368}{24076,52} \times 13,05 = 0.071MPa$$

$$\dagger_{moy} = 0.137MPa < 0.2MPa$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens x-x

• **Dans le sens y-y**

$$\dagger_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot Y}{I_y}$$

$$\dagger_{max} = \frac{49,4739}{424,125} + \frac{37,518}{9332,96} \times 8,125 = 0.149MPa$$

$$\dagger_{min} = \frac{49,4739}{424,125} - \frac{37,518}{9332,96} \times 8,125 = 0.0839MPa$$

$$\dagger_{moy} = 0.132MPa < 0.2MPa$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens y-y.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{83,436}{49,813} = 1.675m < \frac{26,1}{4} (= 6.525m)$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{37,518}{49,813} = 0.75m < \frac{16,25}{4} (= 4,025m)$$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times w$

Avec :

$N = 49473,942$ KN (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 2.8m$, la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} = 424.125m^2$ (surface du radier).

$w = 10$ KN/m³ (poids volumique)

On trouve :

$N = 49473,942 \geq 1.5 \times 2.8 \times 424,125 \times 10 = 17813,25KN$... La condition est vérifiée.

Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivée de l'eau.

4. Ferrailage du radier

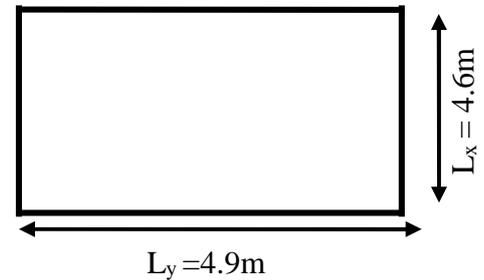
Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable.

$$L_x = 4,6\text{m et } L_y = 4,9\text{m.}$$

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \dots \times e = 25 \times 0,3 = 7,5 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Calcul des sollicitations**



VI.5: Dalle sur quatre appuis.

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{83459,835}{424,125} + 1.35 \times 7,5 \Rightarrow q_u = 206,90 \text{ KN/m}^2$$

N_u : est l'effort ultime (plus le poids propre du radier).

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow \frac{61428,262}{424,125} + 7,5 = 152,335 \text{ KN/m}^2$$

N_{ser} : est l'effort normal de service.

$$\dots = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,6}{4,9} = 0,94 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

• **L'ELU**

$$\begin{cases} \sim_x = 0,0419 \\ \sim_y = 0,8661 \end{cases} \quad \text{(Annexe 1)}$$

$$\begin{cases} M_x = \sim_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0419 \times 206,9 \times 4,6^2 = 183,438 \text{ KN.m} \\ M_y = \sim_y M_x \Rightarrow M_y = 0,8661 \times 206,9 \times 4,6^2 = 158,857 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$* \text{ Moment en travées } \begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_x = 137,578 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times M_y = 119,143 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$* \text{ Moment en appuis } \begin{cases} M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_x = -91,719 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **L'ELS : $\nu = 0,2$**

$$\begin{cases} \sim_x = 0,0491 \\ \sim_y = 0,9087 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \sim_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0491 \times 152,335 \times 4,6^2 = 158,269 \text{ KN.m} \\ M_y = \sim_y M_x \Rightarrow M_y = 0,9087 \times 158,269 = 143,819 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- * **Moment en travées** $\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_x = 118,702KN.m \\ M_t^y = 0.75 \times M_y = 107.864KN.m \end{cases}$
- * **Moment en appuis** $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -59,350KN.m$

➤ **Ferraillage de la dalle**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferraillage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité et on adopte le même ferraillage pour tous les autres panneaux.

Le ferraillage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.30) m^2$

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	$A_{calculée}^t$ (cm ²)	$A_{calculée}^a$ (cm ²)	A_{adop}^t (cm ²)	Choix/ml	A_{adop}^a (cm ²)	Choix/ml
Sens x-x	137,578	91,719	15,13	9,84	16,93	11HA14	10,18	9HA12
Sens y-y	119,143	91,719	12,97	8,47	13,57	12HA12	10,18	9HA12

Tableau VI.1 Ferraillage du radier.

Nota : On prend le même ferraillage pour tous les panneaux.

➤ **Vérification de condition de non fragilité**

$$e > 12cm \left. \begin{matrix} \dots \geq 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \dots_0 \left(\frac{3 - \dots}{2} \right) \times b \times e \\ A_{min}^y = A_{min}^a = \dots_0 b e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 0.0008 \left(\frac{3 - 0.88}{2} \right) \times 100 \times 30 = 6.14cm^2 \\ A_{min}^y = A_{min}^a = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4cm^2 \end{cases}$$

On voit bien que la condition de non fragilité est vérifiée.

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\ddagger_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\ddagger} = 2.5MPa.$$

$$V_y = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\dots}{2}\right)} = 344.977 KN.$$

$$V_x = \frac{q \times l_x}{3} = 317.246KN.$$

$$\ddagger_{ux} = \frac{317.246 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.174MPa < 2.5MPa \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\ddagger_{uy} = \frac{344.977 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.27 < 2.5MPa \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

▪ **L'ELS**

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

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

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\tau}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\tau}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{y \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	Y(m)	I (m ⁴)	τ_{bc} (MPa)	τ_s (MPa)	$\bar{\tau}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\tau}_s$ (MPa)
x-x	M _t	118,7	0,09653	0,0011546	9,92	282,917	15	201,63
	M _a	59,35	0,07845	0,0007812	7,94	306,227	15	201,63
y-y	M _t	107,86	0,08833	0,0009775	9,94	317,245	15	201,63
	M _a	53,93	0,07845	0,0007812	7,22	278,269	15	201,63

Tableau VI.2 Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Remarque

On remarque que la contrainte de l'acier en travée et en appuis dans le sens x-x et dans le sens y-y n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section d'acier.

Donc la solution est recalculée de la section de ferrailage à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{r}{3}\right) \bar{\tau}_{st}}; \quad r = \sqrt{90s \times \frac{1-r}{3-r}}; \quad r \in [0,1]; \quad s = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\tau}_{st}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Moments	Valeurs(KN.m)	s	r	A _{adop} (cm ²)	Choix
x-x	M _t	118,7	0,008	0,0429	22.12	11HA16
	M _a	59,35	0,004	0,742	14.49	5HA14+6HA12
y-y	M _t	107,86	0,0073	0,315	16.93	11HA14
	M _a	53,93	0,0037	0,949	14.49	5HA14+6HA12

Tableau VI.3 les nouvelles sections d'acier adopte à l'ELS.

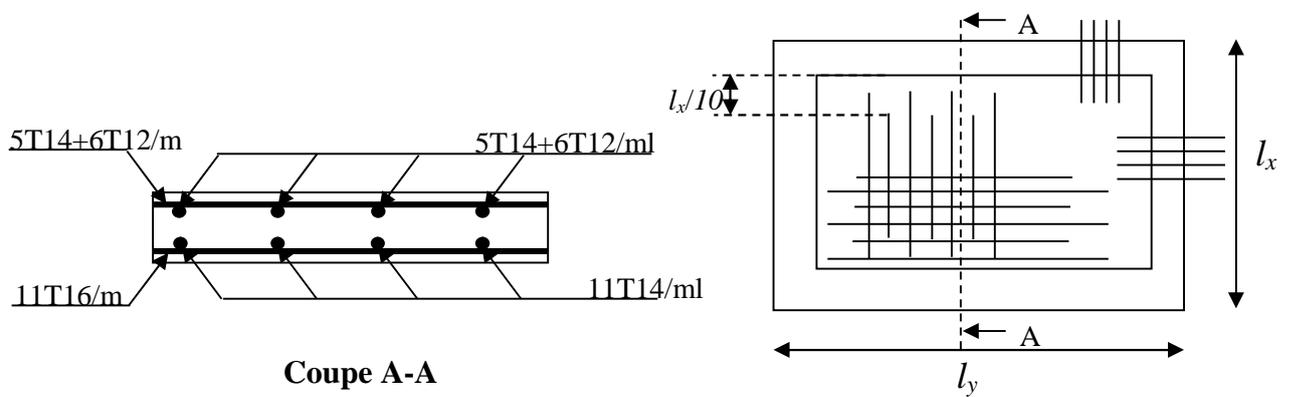


Fig VI.6 Schéma de ferrailage du radier

- Schéma de ferrailage
- Espacement des armatures

Armatures // L_x : $S_t \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $S_t \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Soit: $S_t=10\text{cm}$ pour les armatures // L_x .

Soit: $S_t=10\text{cm}$ pour les armatures // L_y .

- Ferrailage des nervures

Le rapport $r = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

Sens longitudinal : $l_{\max} = 4,9\text{m}$

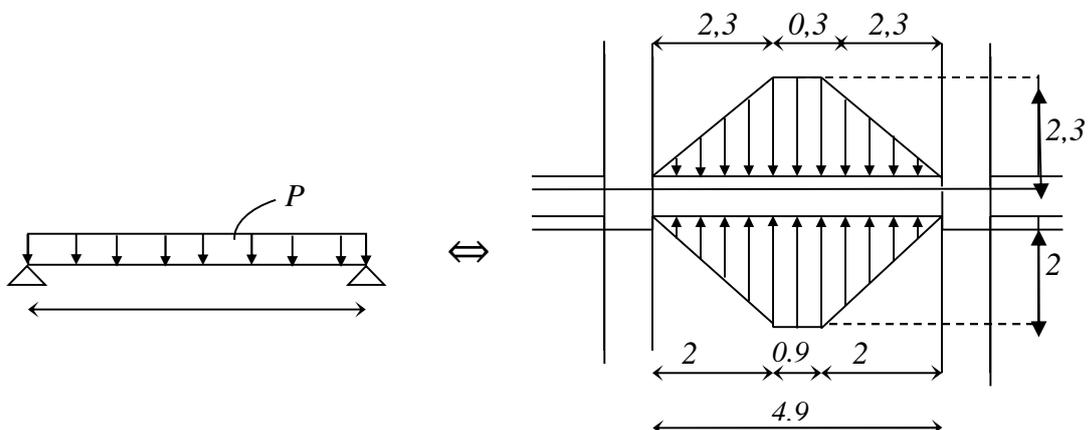


Fig. VI. 7 : Répartition des charges aux poutres selon les lignes de rupture.

➤ Cas de charges triangulaires

$$P = \frac{q \times l_{xi}}{2}$$

P : charges équivalentes produisant le même moment que la charge triangulaire.

➤ Cas de charges trapézoïdales

$$P = \left(1 - \frac{\dots^2}{3}\right) \times \frac{q \times l_x}{2}$$

P : charges équivalentes produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

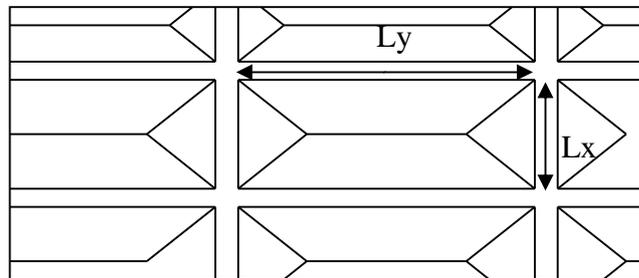


Fig. VI. 8: La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures.

➤ Calcul des sollicitations

• 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 :

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

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

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

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

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

• Sens y-y

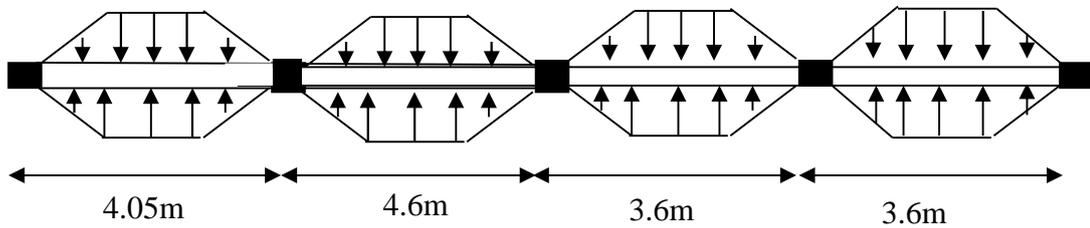


Fig. VI. 9 : Sollicitations sur les nervures du sens y-y.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$L_{x1}(m)$	$L_{x2}(m)$	P (KN/m)	M_a (KN.m)		Y (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	1.8	1.65	472,734	145,388	872,934	1,645	494,224
B-C	1.8	1.65	520,755	872,934	650,49	2,393	617,93
C-D	2,3	1,65	431,975	650,49	553,253	1,863	98,772
D-E	2	1,65	431,975	553,253	104,97	2,088	388,636

Tableau VI.4 Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.

• Sens xx

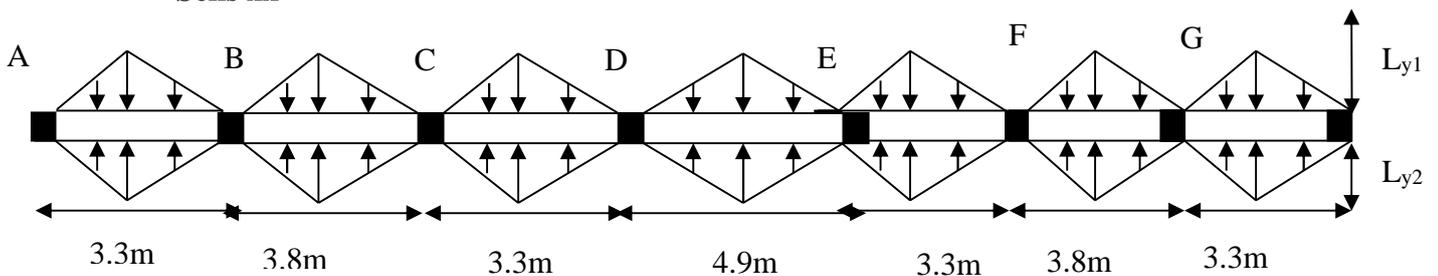


Fig. VI. 10 : Sollicitations sur les nervures du sens x-x.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$L_{y1}(m)$	$L_{y2}(m)$	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	1,65	1,65	341,385	69,707	432,595	1,328	231,27
B-C	1,9	1,9	393,11	432,595	358,857	1,949	314,316

C-D	1.65	1.65	341,385	358,857	825,245	1,236	-98,086
D-E	2.3	2	659,64	825,245	825,245	2,45	1154,5

Tableau VI.5 Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.

- **Ferrailage**

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferrillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

$$h=90\text{cm}$$

$$h_0=30\text{cm}$$

$$b_0=60\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4.3}{10}; \frac{4}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.43; 2)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 0.40\text{m}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.60\text{m}$$

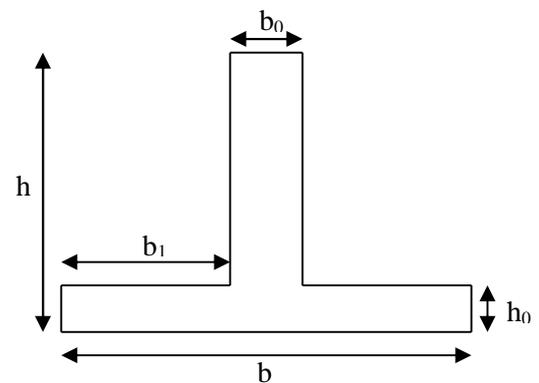


Fig. VI. 11: Section à ferrailer.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivant :

Sens	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	1154,5	39,53	16,8	40,25	5T25+5T20
	Appui	825,245	27,96	16,8	31,42	10T20
Y-Y	Travée	617,93	20,8	16,8	23,4	5T16+5T14+5T12
	Appui	872,934	29,62	16,8	31,42	10T20

Tableau VI.6 Résumé des résultats du ferrailage les nervure

➤ **Les Vérifications**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_1 = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} = 1,616\text{MN}; \quad V_2 = -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} = 1,246\text{MN}$$

$$V = \max(V_1, V_2) \Rightarrow V = 1,616\text{MN}$$

$$\Rightarrow \ddagger_u = \frac{V}{b \times d} = 1,1609\text{MPa} < 2.5\text{MPa.}$$

- **Armatures transversales**

$$w_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; w_l\right) = \min(25,71;10;12) = 10 \text{ mm} \quad \text{Soit } w_t = 8 \text{ mm.}$$

- **Espacement des aciers transversaux**

Soit : $A_t = 2,51 \text{ cm}^2 = 5\text{T8}$

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = \min(78.53; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{2,51 \times 400}{0.4 \times 60} = 41,83 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\bar{f}_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.58 \times 400}{50 \times (1.003 - 0.3 f_{t28})} = 25,25 \text{ cm}$$

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

- **Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que :

$$\dagger_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\dagger}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\dagger_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\dagger}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	$M_{ser}(\text{KNm})$	$\dagger_b(\text{MPa})$	$\bar{\dagger}_b(\text{MPa})$	$\dagger_s(\text{MPa})$	$\bar{\dagger}_s(\text{MPa})$
X-X	Travée	850,017	6,64	15	265,22	201,63
	Appui	607,045	4,068	15	240,60	201,63
Y-Y	Travée	454,966	3,558	15	239,51	201,63
	Appui	642,717	4,303	15	254,50	201,63

Tableau VI.7 Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Remarque

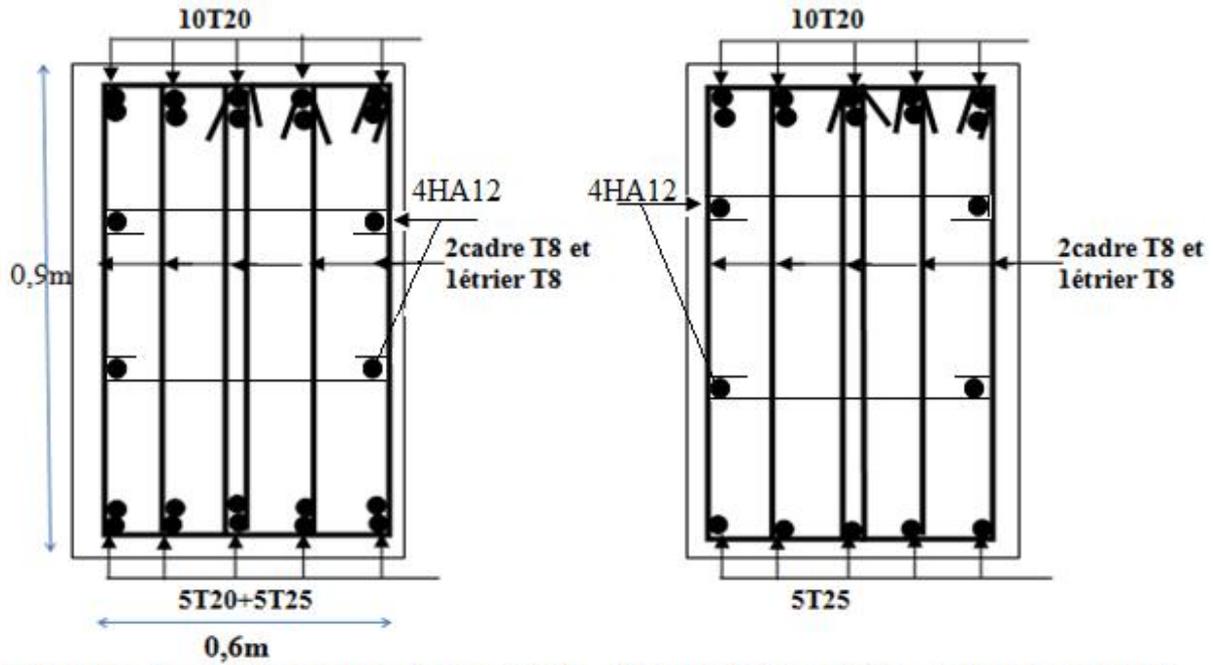
On remarque que la contrainte de l'acier en travée et en appuis dans le sens x-x et dans le sens y-y n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section d'acier.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M_{ser} (KNm)	\dagger_s (MPa)	$\bar{\dagger}_s$ (MPa)	$A_{adop}(\text{cm}^2)$	Choix
X-X	Travée	850,017	193,43	201,63	55,96	5T25+10T20
	Appui	607,6	190,49	201,63	40,05	5T20+5T25
Y-Y	Travée	454,966	180,160	201,63	31,42	10T20
	Appui	642,717	201,49	201,63	40,05	5T20+5T25

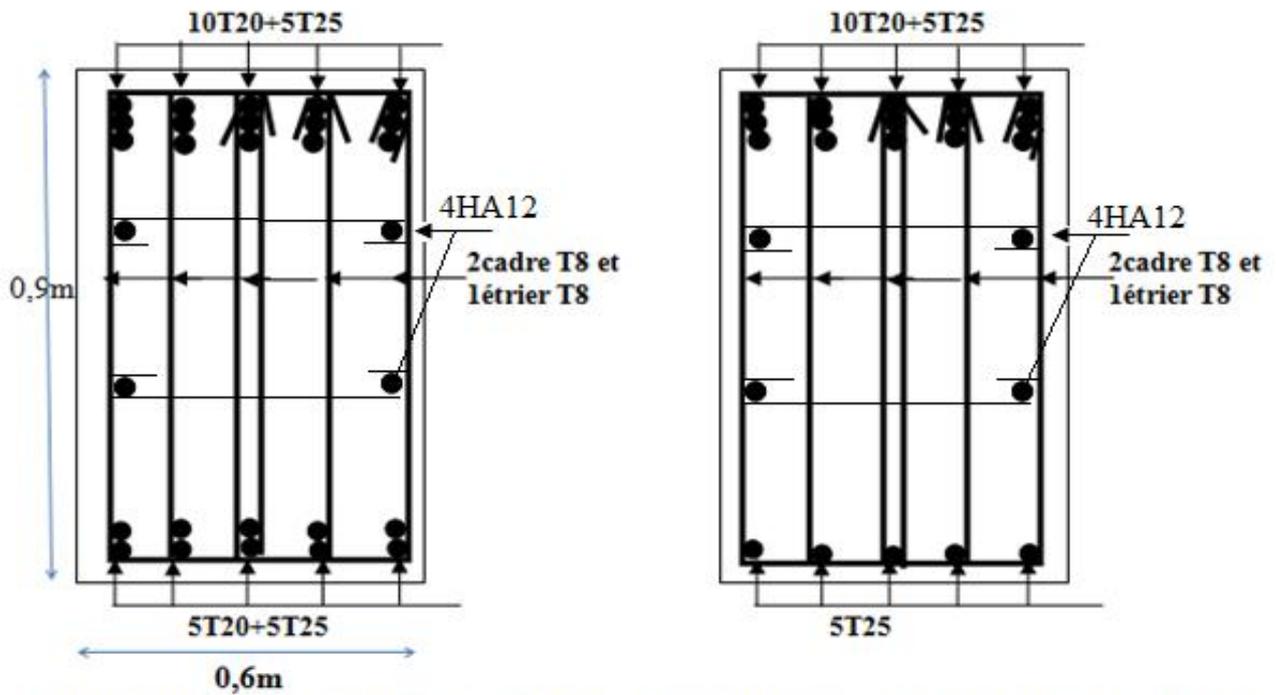
Tableau VI.8 résumé des résultats (vérification des contraintes).

➤ Schémas de ferrailage des nervures



Nervure intermédiaire en appuis sens Y-Y

Nervure intermédiaire en travée sens Y-Y



Nervure intermédiaire en appuis sens X-X

Nervure intermédiaire en travée sens X-X

VI.2 Voiles périphériques

Introduction

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire (diminue) sa rigidité d'une manière importante.

Caractéristiques des voiles

- Hauteur : $h=2,8\text{m}$.
- Epaisseur : $e=15\text{cm}$.

Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma = 18\text{KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement : $\phi = 25^\circ$
- Cohésion : $C=0$

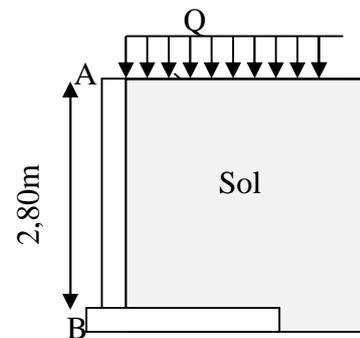


Figure V .13 : Schéma du mur adossé

Méthode de calcul

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastés en chaque côté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à $10\text{KN} / \text{m}^2$.

Sollicitations

a) Poussée des terres

$$G = \gamma \times h \times tg^2 \left(\frac{f}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left(\frac{f}{4} - \frac{w}{2} \right)$$

$$\Rightarrow G = \gamma \times h \times tg^2 \left(\frac{f}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 18 \times 2,8 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right) = 10,231\text{KN} / \text{m}^2$$

b) Charge due à la surcharge

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{f}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right) = 4,06\text{KN} / \text{m}^2$$

Ferraillage

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

Calcul à l'ELU

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 19,90 \text{ KN/m}$$

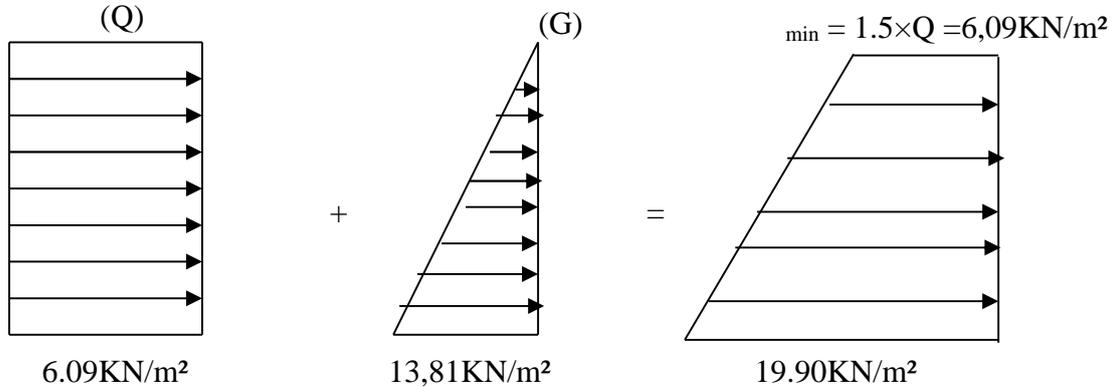


Fig. VI.14 : Diagramme des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$L_x = 2,8\text{m} ; \quad L_y = 4,9\text{m} ; \quad e = 15\text{cm} ; \quad b = 100\text{cm}$$

$$q_u = \dagger_{moy} = \frac{3 \times \dagger_{max} + \dagger_{min}}{4} = 16,449 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\dots = \frac{l_x}{l_y} = 0.57 > 0.4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \sim_x = 0.0865 \\ \sim_y = 0.2582 \end{cases} \dots \dots \dots \text{(Annexe 1)}$$

$$\begin{cases} M_x = \sim_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0865 \times 16,449 \times 2,8^2 = 11,155 \text{ KN.m} \\ M_y = \sim_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.2582 \times 11,155 = 2,88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x = 9,482 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_y = 2,448 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en appui**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -5.572 \text{ KN.m}$$

Les résultats du ferrillage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	Choix
X-X	Travée	9,482	2,14	1,5	2,51	5T10

	Appui	5,572	0,54	1,5	2.01	4T8
Y-Y	Travée	2,448	1,248	1,5	2.01	4T8
	Appui	5,572	0,544	1,5	2.01	4T8

Tableau VI.9 Ferrailage du voile périphérique.

Espacement des armatures

Armatures // L_x : $St \min(3e, 33cm) = 33cm$

Soit : $St = 15cm$

Armatures // L_y : $St \min(4e, 45cm) = 45cm$

Soit : $St = 20cm$

Vérifications

Effort tranchant : (Fissurations nuisibles)

$$\dagger_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\dagger} = 2.5MPa.$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 15,352KN \\ V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\dots}{2})} = 31,344KN. \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \dagger_{ux} = \frac{15,352 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.127MPa < 2.5MPa & \text{La condition est vérifiée.} \\ \dagger_{uy} = \frac{31,344 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.261 < 2.5MPa & \text{La condition est vérifiée} \end{cases}$$

Vérification à l'ELS

$$q_s = \dagger_{moy} = \frac{3 \times \dagger_{max} + \dagger_{min}}{4} = 11.733KN/m^2$$

$$\begin{cases} \sim_x = 0.0910 \\ \sim_y = 0.4357 \dots \dots \dots \text{(Annexe 1).} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \sim_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0910 \times 11,733 \times 2,8^2 = 8,370KN.m \\ M_y = \sim_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.4357 \times 8,370 = 3,647KN.m \end{cases}$$

- **Moments en travée**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x = 7,115KN.m \\ M_t^y = 0.85 \times M_y = 3,1KN.m \end{cases}$$

- **Moments en appui**

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_x = -4,185KN.m$$

Vérification des contraintes

On doit vérifier :

$$\tau_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\tau}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\tau_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\tau}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{y \cdot Ft28}\right) = 201,63MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M _{ser} (KN.m)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	τ_s (MPa)	$\bar{\tau}_s$ (MPa)
X-X	Travée	7,115	4.825	15	255,02	201,63
	Appui	4,185	3.107	15	137,729	201,63
Y-Y	Travée	3,1	2,302	15	185,94	201,63
	Appui	1,823	1,354	15	81,01	201,63

Tableau VI.10 Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Remarque

On remarque que la contrainte de l'acier en travée dans le sens x-x n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section d'acier.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M _{ser} (KNm)	τ_s (MPa)	$\bar{\tau}_s$ (MPa)	A _{adop} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	7,115	165,682	201,63	3,93	5T10

Tableau VI.11 Résumé des résultats (vérification des contraintes).

VIII.2.7) : schéma de ferrailage du voile périphérique

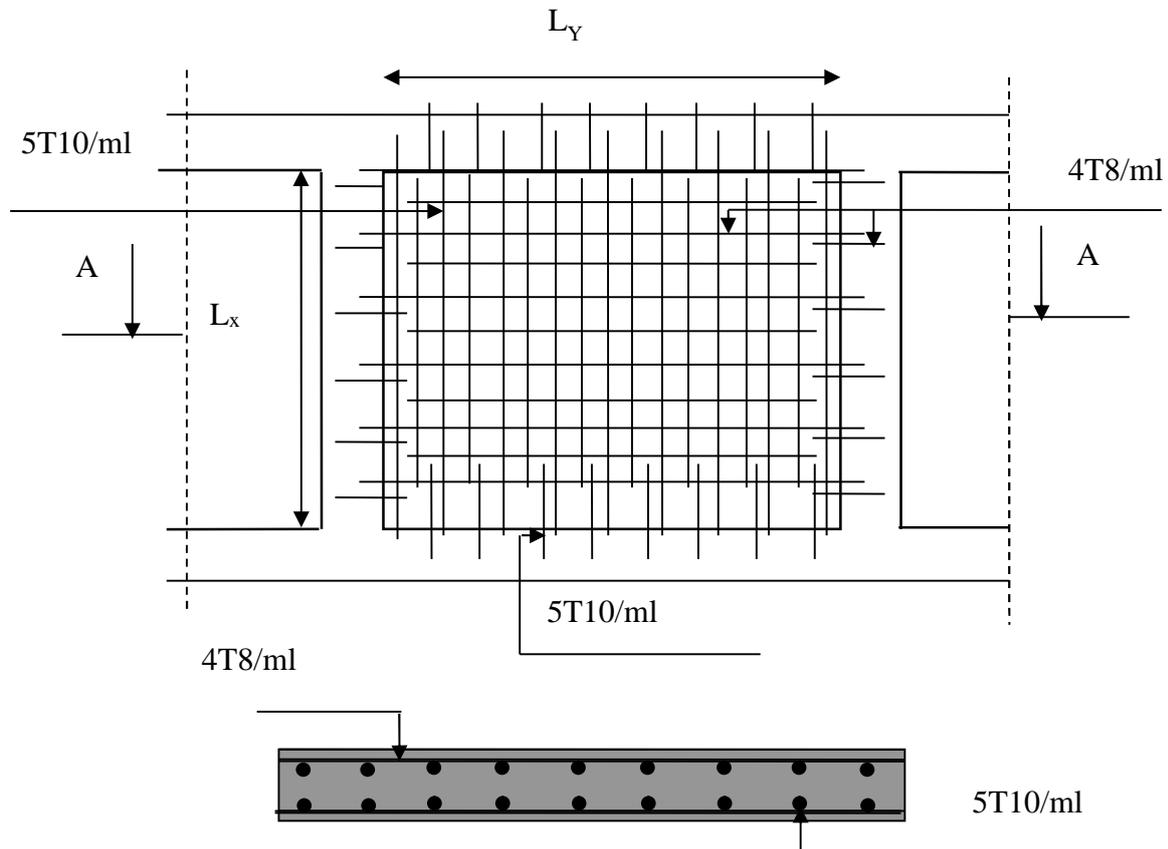


Figure.VI.15 : schéma de ferrailage de voile périphérique

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 ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Conclusion Générale

Conclusion générale

Conclusion générale

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, tout en consultant des documents de référence de base pour le calcul en béton armé, ainsi par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériens.

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. Les points importants tirés de cette étude sont :

- ❖ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influencent directement sur le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- ❖ La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- ❖ Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- ❖ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P-delta).
- ❖ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- ❖ Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- ❖ Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

- [1] : **BAEL91** : (Béton armé aux états limites édition Eyrolles troisième tirage 1997)
- [2] : **DTR BC-2.48** : Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- [3] : Calcul des ouvrages en béton armé (M .Belazougui)
- [4] : **DTR BC-2 .4** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).
- [5]: **DTR BC 2.2** : (Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).
- **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.
- **D.T.R BC 2.33.2** « Méthodes de calcul des fondations profondes ».
- [6] Thèse.
- Mémoires de fin d'étude
- Cahiers de cours béton du cursus

Annexes

Annexe V

Caractéristiques générales													
Type de montage		en simplex pour les dispositions en batterie, consulter la table T31				à table ou sur portes automatiques				collective de descente sélective, à analyse permanente de trafic, à ouverture centrale trafic intense			
Nombre de faces de service		simple accès											
Distance mini entre niveaux		255 cm											
Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée Cl en kVA	Réaction maxi en daN			
	BO	PO	hauteur HO		TRI 220 V		TRI 380 V			couverts FC	local des machines DM PM		
					In	Id	In	Id					
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	390	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	26500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	26500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490	520	240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	460	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12800	2500
520	540	260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33000	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	290	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	36000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540	540	260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	18000	5000
590	540	260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000



Symbola avertizor pentru persoanele cu handicap (conform cu Directiva 2002/96/CE privind dispozitivele electrice și electronice). Pentru mai multe informații, consultați Normele NF P 81-201 și NF P 81-202.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le cadre d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre Correspondent Schneider submer.

Annexe III

$\frac{L_x}{L_y}$	ELU = 0		ELS = 0.2	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	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 $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$= 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe IV

Tableau des Armatures (en Cm^2)

\emptyset	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	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
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

III- conclusions et recommandations :

Les essais in situ et les analyses de laboratoire effectués dans le cadre de l'étude de sol « 219 logements promotion SARL SIDIA surface à sidi aich » permettent de conclure que :

1. Les sondages pénétrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante. L'analyse des pérographes a enregistré des résistances de pointe forte en surface.
2. Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de **2,5m** de profondeur par rapport à la cote du terrain (bas talus) et de prendre une contrainte admissible **$Q_{adm}=2,00bars$** .
3. Le site est situé sur un terrain légèrement incliné, d'où il a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales et de surélever la construction par rapport à la cote du terrain naturel.
4. Nous constatons que la nature de ce terrain est constituée essentiellement par des schistes friables grisâtres à schiste altéré.
5. Au vu de l'analyse des (PDL) nous constatons la présence d'un sol très dense de nature schisteuse à des faibles profondeurs par rapport à la cote de terrain terrassé.
6. Eviter les travaux de terrassement en période de pluies.
7. Nous pouvons classer le sol en catégorie **S2** selon sa nature géotechnique.
8. D'après les résultats des analyses chimiques, le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondations.
9. Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique algérienne RPA 99/version 2003), la région de la wilaya de Bejaia est classée en zone de sismicité moyenne **IIa**. D'où, il y a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

L'ingénieur chargé d'étude :

M. ABDOUS



Le Chef du Département :

ABDOUS Madani
Chef Département Etudes
Techniques

Les plans

RESUME

Binôme : DJEBBAR DIHIA
ISSAAD FATEH

Promotrice : M^{me} S.OURABAH

Thème : Etude d'un bâtiment « R+8 +Sous-sol+Entre Sol (Galerie Commercial) » a usage d'habitation, commercial et service contreventement par un système mixte.

Lors des tremblements de terre important, l'intensité des forces sismique agissant sur un bâtiment est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Le calcul d'un ouvrage doit être fait de manière à :

- Présenter une sécurité vis-à-vis de la ruine ;
- Réaliser un ouvrage d'une économie acceptable ;
- Assurer la durabilité et le confort.

Notre travail consisté à une étude d'un bâtiment « R+8 +Sous-sol+Entre Sol (Galerie Commercial) », présentant une régularité en plan et en élévation, dont le système de contreventement mixte est assuré par (voile, portique).

Après un pré dimensionnement des éléments et une descende des charges d'une notre structure, une étude au séisme a été effectuée a l'aide de logiciel SAP2000/V14 dans le but est déterminer le bon comportement de la structure, ainsi les efforts engendré par les différentes sollicitations.

Les efforts tirée dans le SAP sont utilisée pour ferrailer les éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles) suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93, BAEL91 et RPA 99/version 2003.

Après dimensionnement de la structure, nous avons effectuée un calcul de l'infrastructure et puisque on a achevé notre travail par la conclusion générale.