

Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de technologie
Département de Génie Civil

Université
Béjaia

Mémoire de fin d'études

En Vue de l'Obtention d'un Diplôme de master en Génie Civil
Option : Matériaux et structures.

Thème

Etude d'un bâtiment (R+7+deux sous sol+galerie commerciale)
à usage multiple (habitation, commerce et service) en béton armée
contreventé par un système mixte (Voiles- Portiques).

Présenté par:
M^{er} : Sid Alloun.

M^{er} : Amazigh Boussoura.

Encadré par :
M^{er} : I. Haddi

Membres de jury : M^{me} : MENSOURI
M^{er} : LARABET

Remerciements

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

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

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur M^R HADDI. Nous tenons aussi à remercier également l'ensemble des enseignants de département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation.

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

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

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mon très cher père, ma très chère mère.

Mes petits frères : Amazigh, Ilyas, Ayoub, Younes

*Et dada qui est plus qu'un père et un grand frère
pour moi et sa femme Naima aussi.*

Mes deux grandes sœurs : Nihad et Sonia.

Mon très chère ami Bachir Aguemoun lah yrehmou

Et tout mes amis et cousins.

Mon binôme et sa famille.

Et tous ceux qui me sont chères.

*Et tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin afin
de réaliser se travail.*

-Sidorf-

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mon très cher père, ma très chère mère.

Mes frères : Meziane, Layes ma petite sœur

Mélissa.

Mon binôme et sa famille.

Mes copains de chambre (J502, H508)

Et tous ceux qui me sont chères.

Et tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin et en

particulier mes collègues

-AMAZIGH-

Symbole 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.

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 : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

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.

Δf_t : la flèche totale.

Δf_{t adm} : la flèche admissible.

G : Action permanente.

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

h_t : hauteur totale du plancher.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

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.
M : Moment en général.
Ma : Moment sur appui.
Mu : Moment de calcul ultime.
Mser : Moment de calcul de service.
Mt : 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.
Ns : Effort normal de service.
Nu : Effort normal ultime
N : Effort normale du aux charges verticales.
R : coefficient de comportement global.
S : Section, surface
 S_r : surface du radier (m^2).
St : Espacement des armatures.
V : Effort tranchant.
 T_2 : période caractéristique, associé à la catégorie du site.
W : poids propre de la structure.
 W_{qi} : Charges d'exploitation.
X, Y et Z : Coordonnées en général.
 b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure
d : Hauteur utile.
e : Excentricité, épaisseur.
f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

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

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

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_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..

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : 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.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction	01
I.2. Présentation de l'ouvrage	01
I.3. Etude de sol	01
I.4. Description architectural	02
I.5. Description structural	02
I.6. Choix du type de contreventement	03
I.7. Bases réglementaires	03
I.8. Actions et sollicitations	04
I.9. Sollicitation de calcul	05
I.10. Conclusion	05

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction	06
II.2 Les planchers	06
II.3. Escalier	10
II.4. Poutres	14
II.5 Etude d'acrotère	15
II.6. Les voiles	16
II.7. Poteaux	16
II.8. Evaluation des charges permanentes	17
II.9. Evaluation des surcharges d'exploitations	21
II.10. Descente de charge	22
II.11. Vérification pour le poteau	30
II.12. Conclusion	34

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction	35
III.2. Etude des planchers	35

III.3. Etude de l'acrotère	68
III.4. Etude de l'ascenseur	73
III.5. Etude des escaliers	82
III.6. Etude de la poutre brisée	93
III.7. Etude de la poutre de chainage	98
III.8. Conclusion	101
Chapitre IV : Etude dynamique	
IV.1. Introduction	102
IV.2. Méthode de calcul	102
IV.3. Méthode choisit	102
IV.4. Calcul de la force sismique (effort tranchant a la base)	103
IV.5. Méthode dynamique modale spectrale	105
IV.6. Conclusion	113
Chapitre V : Etude des éléments structuraux	
V.1. Introduction	114
V.2. Étude des poteaux	114
V.3. Etude des poutres	126
V.4. Etude des voiles	136
V.5. Conclusion	145
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
VI.1. Introduction	146
VI.2. Etude des fondations .	146
VI.3. Etude du voile périphérique	164
VI.4. Conclusion	169
Conclusion Générale	
Bibliographie	
Annexes	

LISTE DES FIGURES

Figure II.1 : Plancher à corps creux	6
Figure II.2 : Coupe transversale d'une poutrelle	7
Figure II.3 : Schéma de la disposition des poutrelles pour le RDC	7
Figure II.4 : Schéma de la disposition des poutrelles pour les étages courant	8
Figure II.5 : Dalle sur 2 appuis	9
Figure II.6 : Dalle sur 3 appuis	9
Figure II.7 : Dalle sur 4 appuis	9
Figure II.8 : Schéma d'un escalier	10
Figure II.9 : Schéma statique l'escalier	11
Figure II.10 : Coupe transversale de l'acrotère	15
Figure II.11 : Coupe verticale d'un voile	16
Figure II.12 : Surface qui revient au poteau A niveau terrasse inaccessible	22
Figure II.13 : Surface qui revient au poteau A	22
Figure II.14 : Surface qui revient au poteau A niveau sous-sol	23
Figure II.15 : Schéma statique de la décente de charge	24
Figure II.16 : Surface qui revient au poteau B terrasse inaccessible	27
Figure II.17 : Surface qui revient au poteau B étage courant	27
Figure II.18 : Surface qui revient au poteau B plancher d'étage 1 et RDC	27
Figure II.19 : Surface qui revient au poteau B plancher GC	28
Figure II.20 : Surface qui revient au poteau B plancher sous-sol	37
Figure III.1 : Schéma d'une Poutrelle	35
Figure III.2 : Moments sur une poutre à plus de trois travées	36
Figure III.3 : Moments sur une poutre à deux travées	36
Figure III.4 : Effort tranchant sur une poutre à 2 travées	37
Figure III.5 : Effort tranchant d'une poutre à plus	37
Figure III.6 :Schéma statique de la poutrelle	39
Figure III.7 Coupe transversale d'une poutrelle	48
Figure III.8 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	59
Figure III.9 : Dalle sur 2 appuis (balcon).	60

Figure III.10 : Section de la dalle pleine à ferrailer	61
Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis	63
Figure III.12 : Schémas de ferrailage de la dalle D1	67
Figure III.13 : Schémas de ferrailage de la dalle D2	68
Figure III.14 : Schémas de ferrailage de la dalle D3.	68
Figure III.15 : Coupe transversale de l'acrotère.	69
Figure III.16 : Schéma des sollicitations dans l'acrotère	69
Figure III.17 : Ferrailage de l'acrotère	74
Figure III.18 : Cage d'ascenseur	75
Figure III.19 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	78
Figure III.20 : Schéma représentant la surface d'impact	78
Figure III.21 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'ascenseur	83
Figure III.22 : Schéma statique de la volée 2 et 4 (G.Commerciale)	83
Figure III.23 : Schéma de ferrailage de la volée 2et 4	87
Figure III.24 : Schéma statique de la volée 1	87
Figure III.25 : Schéma de ferrailage de la volée 1	89
Figure III.26 : Schéma de la volée 2 et 4 de l'étage courant	89
Figure III.27 : Schéma de ferrailage de l'escalier droit 2et 4	92
Figure III.28 : Schéma statique des volées 1et2	92
Figure III.29 : Schéma de ferrailage de la volée	94
Figure III.30 : Schéma statique de la poutre brisée	94
Figure III.31 : Schéma de ferrailage de la Poutre brisée	98
Figure III.32 : Ferrailage de la Poutre de chainage	101
Figure IV.1 : Schéma de dispositions des voiles	106
Figure IV.2 : 1ere mode de déformation (translation suivant y-y)	106
Figure IV.3 : 2éme mode de déformation (translation suivant x-x)	107
Figure IV.4 : 3éme mode de déformation (torsion au tour de z-z)	107
Figure V.1 : Zone nodale	115
Figure V.2 : Section réduite du béton	121
Figure V.3 : Section d'un poteau	122
Figure V.4 : Ferrailage des sections des poteaux	125
Figure V.5 : Exemple de Schéma de ferrailage d'une poutre principale	136
Figure V.6 : Disposition des armatures verticales	137

Figure V.7: Schéma d'un voile pleine	138
Figure V.8: Schéma de ferrailage du voile $V_x = 1.8m$ (GC)	144
Figure VI.1: Vue d'une semelle isolée	147
Figure VI.2: Semelle filante	148
Figure VI.3: Dimension du radier	148
Figure VI.4: Zone de contact poteau- radier	150
Figure VI.5 : Dalle sur quatre appuis	152
Figure VI.6: Schéma de ferrailage de radier	155
Figure VI.7: Schéma de rupture des dalles de radier	156
Figure VI.8: Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.	157
Figure VI.9: Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y	158
Figure VI.10: Ferrailage des nervures sens X-X	163
Figure VI.11: Ferrailage des nervures sens Y-Y	164
Figure VI.12: Schéma de ferrailage de voile périphérique	168

Listes des tableaux

Tableau. II.1	Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible	17
Tableau. II.2	Evaluation des charges du plancher terrasse accessible	18
Tableau. II.3	Evaluation des charges du plancher étage courant + RDC + GC	18
Tableau. II.4	Evaluation des charges du plancher dalle pleine	18
Tableau. II.5	Evaluation des charges du palier	19
Tableau. II.6	Evaluation des charges de la volée 1	19
Tableau. II.7	Evaluation des charges de la volée 2 et 4	19
Tableau. II.8	Evaluation des charges de la volée 6	20
Tableau. II.9	Evaluation des charges du palier	20
Tableau. II.10	Evaluation des charges de la volée 1 et 3	20
Tableau. II.11	Evaluation des charges de la volée 2 et 4	21
Tableau. II.12	Poids propres des poteaux	21
Tableau. II.13	Evaluation des charges d'exploitations	21
Tableau. II.14	Descente de charge pour le poteau (A)	25
Tableau. II.15	Descente de charge pour le poteau (B)	28
Tableau. II.16	Vérification des poteaux à la compression simple pour le poteau (A)	31
Tableau. II.17	Vérification aux flambement des poteaux	33
Tableau. II.18	Résultats de la vérification à l'exigence de RPA pour le poteau(A)	33
Tableau. III.1	Les différents types de poutrelles du RDC	38
Tableau. III.2	Les différents types de poutrelles des étages courants et terrasse inaccessible	38
Tableau. III.3	Les différentes méthodes adoptées pour le calcul des poutrelles	38
Tableau. III.4	Chargements sur les poutrelles	39
Tableau. III.5	Sollicitations de la poutrelle (T '2) du plancher terrasse inaccessible	42
Tableau. III.6	Sollicitations de la poutrelle (T '1) du plancher terrasse inaccessible	42
Tableau. III.7	Sollicitations de la poutrelle (T '4) du plancher terrasse inaccessible	43
Tableau. III.8	Sollicitations de la poutrelle (T '2) du plancher étage courant	43
Tableau. III.9	Sollicitations de la poutrelle (T '1) du plancher étage courant	43
Tableau. III.10	Sollicitations de la poutrelle (T '4) du plancher étage courant	44
Tableau. III.11	Sollicitations de la poutrelle (T 2) du plancher galerie commerciale	44
Tableau. III.12	Sollicitations de la poutrelle (T 1) du plancher galerie commerciale	44
Tableau. III.13	Sollicitations de la poutrelle (T 4) du plancher galerie commerciale	45
Tableau. III.14	Sollicitations de la poutrelle (T 2) du plancher RDC	45
Tableau. III.15	Sollicitations de la poutrelle (T 1) du plancher RDC	45
Tableau. III.16	Sollicitations de la poutrelle (T 4) du plancher RDC	46
Tableau. III.17	Sollicitations maximales dans les poutrelles des différents planchers	46
Tableau. III.18	Ferraillage des différents types de poutrelles	55
Tableau. III.19	Vérification au cisaillement	56
Tableau. III.20	Vérification des états limites de compression du béton	56
Tableau. III.21	Vérification des états limites de déformation	57
Tableau. III.22	Les schéma de ferraillage des poutrelles	58
Tableau. III.23	Ferraillage de dalle sur 2 appui de l'étage courant	60
Tableau. III.24	Vérification des états limites de compression du béton	61
Tableau. III.25	Vérification des états limites d'ouvertures des fissures	62
Tableau. III.26	Les différents types de dalles	63

Tableau.III.27	Calcul des sollicitations selon le sens x-x	63
Tableau. III.28	Calcul des ferrailages selon le sens x-x	63
Tableau. III.29	Vérifications nécessaires selon le sens x-x	64
Tableau. III.30	Calcul des sollicitations selon le sens y-y	64
Tableau. III.31	Calcul des ferrailages selon le sens y-y	64
Tableau. III.32	Vérifications nécessaires selon le sens y-y	64
Tableau. III.33	Calcul des sections d'acier a l'ELS	65
Tableau. III.34	Calcul de flèche de la dalle D1 selon x-x	65
Tableau. III.35	Calcul de flèche de la dalle D1 selon y-y	65
Tableau. III.36	Calcul de flèche de la dalle D1 selon x-x	65
Tableau. III.37	Calcul de flèche de la dalle D2 selon y-y	66
Tableau. III.38	Calcul de flèche de la dalle D3 selon x-x	66
Tableau. III.39	Calcul de flèche de la dalle D3 selon y-y	66
Tableau. III.40	Combinaison d'actions de l'acrotère	69
Tableau. III.41	Calcul des ferrailages selon les deux sens	75
Tableau. III.42	Vérifications des états limites de compression du béton	76
Tableau. III.43	Calcul des ferrailages selon les deux sens	79
Tableau. III.44	Calcul des ferrailages selon les deux sens	81
Tableau. III.45	Calcul de flèche de la dalle D3 selon x-x	81
Tableau. III.46	Calcul de flèche de la dalle D3 selon x-x	82
Tableau. III.47	Résultats des ferrailages des volées 2 et 4 des l'étages courants	84
Tableau. III.48	Résultats de ferrailage de volées 1.	87
Tableau. III.49	Résultats des ferrailages des volées 2-4des l'étages courants	90
Tableau. III.50	Vérifications des états limites de compression	91
Tableau. III.51	Résultats de ferrailage des volées 1et 3.	92
Tableau. III.52	Ferrailage de la poutre brisée.	95
Tableau. III.53	Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée	97
Tableau. III.54	Ferrailage longitudinales de la poutre de chainage.	99
Tableau. III.55	Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chainage.	99
Tableau. III.56	Résultats de flèche de la poutre de chainage	100
Tableau. IV.1	Valeurs des pénalités P_q	104
Tableau. IV.2	Période de vibration et taux de participation massique.	108
Tableau. IV.3	Vérification de l'interaction sous charges verticales	108
Tableau. IV.4	Vérification de l'interaction sous charges horizontales	109
Tableau. IV.5	Vérification de l'effort tranchant à la base	110
Tableau. IV.6	Vérification des déplacements.	110
Tableau. IV.7	Vérification à L'effet P- Δ .	111
Tableau. IV.8	Vérification de l'effort normal réduit	112
Tableau. V.1	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	115
Tableau. IV.2	Les sollicitations dans les poteaux rectangulaires.	116
Tableau. IV.3	Les sollicitations dans les poteaux circulaires.	117
Tableau. IV.4	Armatures longitudinale dans les poteaux rectangulaires.	118
Tableau. IV.5	Armatures longitudinale dans les poteaux circulaires.	118
Tableau. V.6	Armatures transversales adoptées pour les poteaux rectangulaires.	119

Tableau. V.7	Armatures transversales adoptées pour les poteaux circulaires.	120
Tableau. V.8	Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum	122
Tableau. V.9	Vérification des contraintes dans le béton des poteaux	123
Tableau. V.10	Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux	124
Tableau. V.11	Ferraillage des sections des poteaux	125
Tableau. V.12	Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003	127
Tableau. V.13	Les sollicitations les plus défavorables.	128
Tableau. V.14	Armatures longitudinales dans les poutres.	129
Tableau. V.15	Vérification de l'effort tranchant.	132
Tableau. V.16	Vérification au cisaillement.	132
Tableau. V.17	Vérification de l'état limite de compression du béton.	133
Tableau. V.18	Moment résistant dans les poteaux	135
Tableau. V.19	Moments résistants dans les poutres	135
Tableau. V.20	Vérification de la zone nodale	135
Tableau. V.21	Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=1,8m$.	139
Tableau. V.22	Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2} = V_{x3} =2m$	139
Tableau. V.23	Sollicitations maximales dans le voile $V_{x4} =4,15m$	139
Tableau. V.24	Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1} =3m$	140
Tableau. V.25	Sollicitations maximales dans le voile $V_{y2} =3,2m$	140
Tableau. V.26	Ferraillage du voile $V_{x1} =1,8m$	140
Tableau. V.27	Ferraillage du voile $V_{x2} = V_{x3} =2m$	141
Tableau. V.28	Ferraillage du voile $V_{x4} =4,15m$	142
Tableau. V.29	Ferraillage du voile $V_{y1} = 3m$	143
Tableau. V.30	Ferraillage du voile $V_{y2} = 3,2m$	143
Tableau. VI.1	Ferraillage du radier	135
Tableau. VI.2	Vérifications des contraintes du béton et l'acier.	135
Tableau. VI.3	les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.	135
Tableau. VI.4	Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.	139
Tableau. VI.5	Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.	139
Tableau. VI.6	<i>Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X</i>	140
Tableau. VI.7	<i>Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.</i>	140
Tableau. VI.8	<i>Tableau des sollicitations l'ELU sens Y-Y.</i>	141
Tableau. VI.9	<i>Tableau des sollicitations l'ELS sens Y-Y.</i>	141
Tableau. VI.10	Résumées des résultats du ferraillage des nervures	142
Tableau. VI.11	Résumé des résultats (vérification des contraintes).	143
Tableau. VI.12	Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.	144
Tableau. VI.13	Ferraillage du voile périphérique.	147
Tableau. VI.14	Vérifications des contraintes dans le voile périphérique.	149

Introduction générale

INTRODUCTION GÉNÉRALE

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

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. Pour ce la on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment multifonctionnel (R+7, deux SS, GC+soupe et RDC) qui regroupe un parking au niveau du sous sol et la galerie commerciale, bureaux au niveau de RDC, et logements d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques), qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 30 mètres de hauteur.

Notre étude consiste à répondre aux principales problématiques suivantes:

- Quelle est la disposition meilleure des voiles pour avoir un bon comportement ?
- Quelles sont les différentes contraintes auxquelles l'ingénieur est confronté ?
- Quelle est le type de fondation qui convient à notre structure ?

Pour répondre à ces questions, on a jugé utile de scinder notre travail en six chapitres, dont les deux premiers porteront la présentation du projet, en plus le pré dimensionnement des éléments de la structure, le chapitre trois c'est pour le calcul des éléments secondaires, dans le chapitre quatre nous allons nous intéresser à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel **SAP2000**. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre cinq. En dernier lieu, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du sixième chapitre. Et on termine par une conclusion générale.

Chapitre I

Généralités

I.1 Introduction

L'étude de ce projet comprend la partie conception des éléments tels que ,fondations, poteaux, poutres, voiles, planchers et le calcul des éléments secondaires(escalier, acrotère ...), ainsi que l'étude dynamique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme.

Le calcul sera fait conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (**RPA version 2003**) et aux règles de béton armé (**BAEL91 et CBA93**) et moyennant le logiciel de calcul (**SAP200**).

L'objet de ce premier chapitre , est de faire une petite présentation de cet ouvrage.

I.2 Présentation de l'ouvrage:

Le projet qui nous a été confié est un bâtiment R+7, deux sous-sol, soupen+grille commercial et RDC situé a la rentré de la ville de Sidi Aiche sur le site de l'ancien Souk El Fellah dans la wilaya de Bejaia. Il est en phase de construction dans le cadre de l'opération location et vente du projet dit (**Madaoui 219 logements SARLSIDIA Sidi Aiche**).

Notre ouvrage sera implanté a Bejaia (Sidi Aiche), qu'est une zone de moyenne sismicité (zone **IIa**) selon le **RPA 99 version 2003**, la zone d'implantation est classée dans le groupe d'usage 2(ouvrage courant ou d'importance moyenne) selon la classification du RPA99 version 2003(article 3.2).

I.3 Etude de sol:

les études faites sur le sol ou le projet sera implanté ont donnés les conclusions suivantes:

- Les contraintes admissibles du sol tiré de la portance $\sigma_{adm} = 0.36$ bar .(très faible portance) jusqu'a -8,00 m de profondeur.
- Le sol est composé essentiellement de sables grossiers marneux avec la présence de gros galets en surface a des sables très fins vaseux en profondeur.
- La présence de la nappe phréatique a -7.00 mètres (20/05/2010) de profondeur par rapport a la cote du terrain actuel.
- Compte tenu des mauvaises caractéristiques du sol et de l'importance de l'ouvrage, des tassements importants sont prévisibles. Donc des fondations profondes sur pieux sont indispensables.

Remarque:

Compte tenu des mauvaises caractéristiques du sol et de l'importance de l'ouvrage, le sol en question a été subit a une technique de renforcement qui est la méthode des colonnes ballastées , afin d'augmenter sa contrainte admissible qui est devenu après avoir réaliser cette dernière a une valeur de $\sigma_{adm} = 2$ bar.

I.4 Description architectural

- . Largeur en plan $L_{y1}=16,09$ m et $L_{y2}=15,70$ m.
- Longueur en plan $L_x=24,30$ m.
- La hauteur totale $h_t=38,53$ m.
- La hauteur de sous-sol $h_{ss}=2,80$ m.
- La hauteur de la Galerie commerciale $h_{gc}=5,85$ m.
- La hauteur de RDC $h_{rdc}=3,06$ m.
- La hauteur de soupenete $h_{sp}=3,20$ m.
- La hauteur d'étage courant $h_{ec}=3,06$ m.

I.5 Description structurale :**I.5.1 Plancher :**

Un plancher est une aire plane qui sert à séparer les différents étages, ses différents rôles sont:

- Rôle de résistance
- Rôle d'isolation thermique et phonique ;
- Rôle de transmission des charges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de planchers en béton armé, les plus courants :

- Planchers à cops creux (entrevous).
- Planchers à dalle pleine.

I.5.2 Les escaliers :

L'escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

I.5.3 Les maçonneries :

C'est un ouvrage vertical réalisé par assemblage à joints de mortiers comportant essentiellement les éléments suivants:

Il existe deux types de maçonneries :

- Mur de séparation intérieure.
- Mur extérieur.

I.5.4 L'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

I.5.5 Les balcons :

Ce sont des éléments réalisés en dalle pleine.

I.5.6 Les portiques :

Ce sont des structures composées de poteaux et de poutres rigidement liés.

I.5.7 Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé conçus pour le contreventement et résistés aux chargements sismiques. Les voiles peuvent être simples ou composé.

I.5.8 L'infrastructure :

C'est un élément qui permet de transmettre les charges de la superstructure au sol d'assise.

Il existe de grandes familles de la fondation :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.

I.6 Choix du type de contreventement :

Etant donné la hauteur de l'ouvrage est 38,53 m seul deux systèmes de contreventements sont applicables pour celui-ci à savoir :

- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.
- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- On privilégiera le premier système, car notre site d'implantation se situe dans la zone **II**, et pour la raison d'économie le contreventement de notre structure sera mixte (voiles - portiques).

I.7 Bases réglementaires :**I.7.1 Règlements et normes utilisés :**

Les règlements et normes utilisés sont :

- Béton aux états limites BAEL 91/Version99.
- DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.
- DTR BC 2.41 : Règle de conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93.
- DTR B.C.2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.
- DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.

I.7.2 Les Etats Limites :

I.7.2.1 Définition :

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

I.7.2.2 Etat limite de service & Etat limite ultime :

La théorie des états limites considère 2 états limites :

I.7.2.2.1 Etat limite de service (ELS) :

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de la structure est remise en cause.

- **Etat limite d'ouverture de fissures** : risque d'ouverture de fissures.
- **Etat limite de compression du béton** : on limite volontairement la contrainte de compression à une valeur raisonnable.
- **Etat limite de déformation**: flèche maximale. L'état limite de service atteint remet en cause l'aptitude au service de la structure (fissures, fuites, désordres divers). En revanche, la sécurité (c'est-à-dire sa résistance) n'est pas remise en cause.

I.7.2.2.2 Etat limite ultime (ELU) :

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux béton et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

I.8 Actions et Sollicitations :

I.8.1 Action :

▪ Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (permanentes, climatique, d'exploitations) et aux déformations imposées (variations de température, tassement des appuis).

On notera :

- G : Charge permanente (poids propre de la structure + les équipements fixes).
- Q : Charge variable (charges d'exploitations+ charges climatiques).

- E : Charges sismiques.

I.8.2 Sollicitations :

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

I.9 Sollicitation de calcul :

- **A l'état limite ultime ELU**

La combinaison utilisée dans notre étude : $N_u = 1,35G + 1,5 Q$

- **A l'état limite de service ELS**

$$N_s = G + Q$$

- **Sollicitations sismiques**

Les combinaisons sismiques données par **RPA 99** Version 2003

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

I.10 Conclusion :

Ce chapitre, donne la définition des caractéristiques géométriques et géotechniques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction :

Pour assuré une bonne transmission de différentes charges et sollicitations au sol, les éléments de la structure doivent avoir des sections suffisantes. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93,...). C'est ce qui fait l'objet de ce deuxième chapitre.

II .2. Les planchers

II.2.1. Plancher à corps creux

Le plancher en corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le CBA93 (art : 6.8.4.2.4).

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

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

h_t : hauteur totale du plancher

$$L_{max} = 450-30 = 420 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{420}{22,5} = 18,67\text{cm} \quad \text{soit } h_t = 20\text{cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4)=20\text{cm}$.

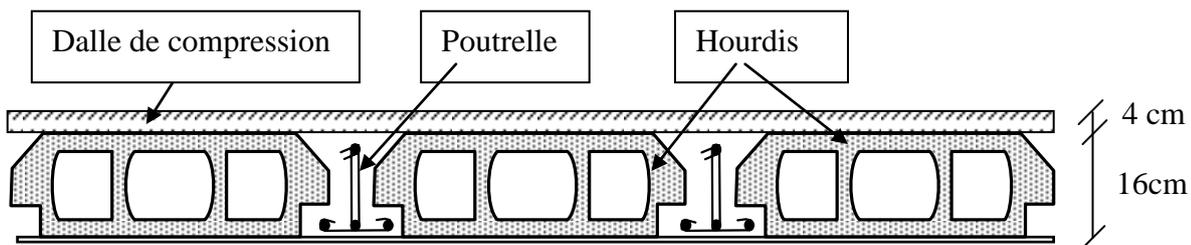


Figure II.1. Plancher à corps creux

a. Poutrelles

Ce sont des petites poutres préfabriquées en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher. Les poutrelles se calculent comme des sections en T à la flexion simple, la nervure est solidaire avec la dalle de compression.

Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

- le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Pour ce qui est de notre cas ; nous avons opté pour le critère de la continuité.

La largeur de la table de compression à prendre est définie par:

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

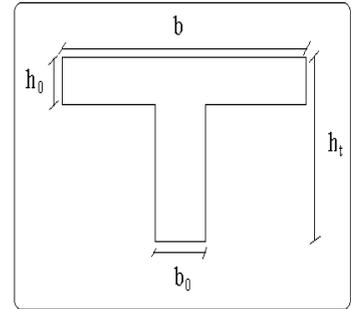


Figure II.2. Coupe transversale d’une poutrelle.

l_x : Distance entre nus de poutrelles. $l_x = l_0 - b_0$; $l_x = 65 - 10 = 55cm$

l_y : Longueur minimale entre nus d'appuis d'une travée dans le sens de la disposition des poutrelles ;

$l_y = 360 - 30 = 330cm$

b_0 : largeur de la nervure ; $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12cm)$; Soit : $b_0 = 10cm$

b : Largeur efficace de la dalle qui forme avec la nervure un élément monolithique; $b = 65cm$.

$h_0 = 4cm$ épaisseur de la dalle de compression.

$h_t = 20cm$ hauteur totale de la poutrelle.

Sur les figures suivantes (II.3) et (II.4) nous montrons la disposition des poutrelles adoptées ainsi que l’emplacement de nos différentes dalles pleines.

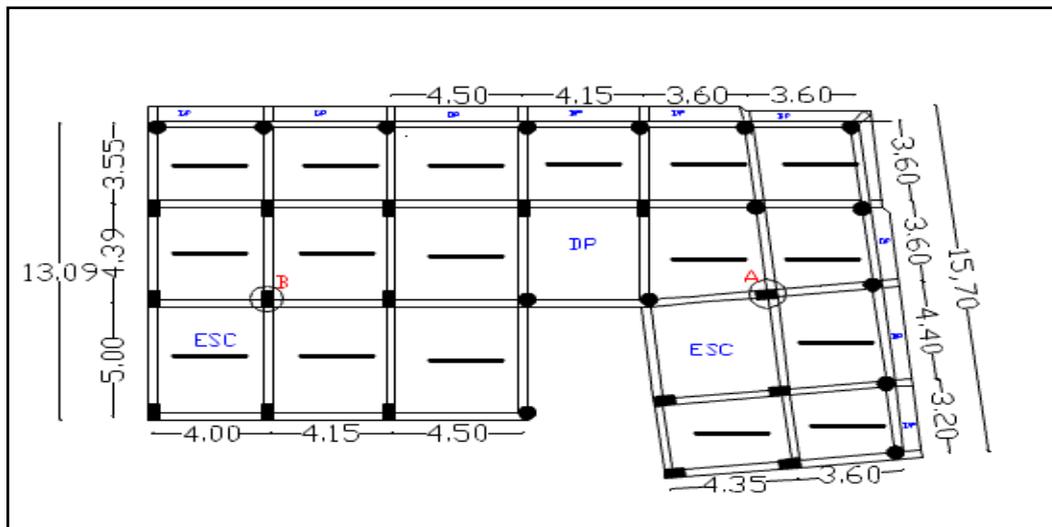


Figure II .3 Schéma de la disposition des poutrelles pour le RDC.

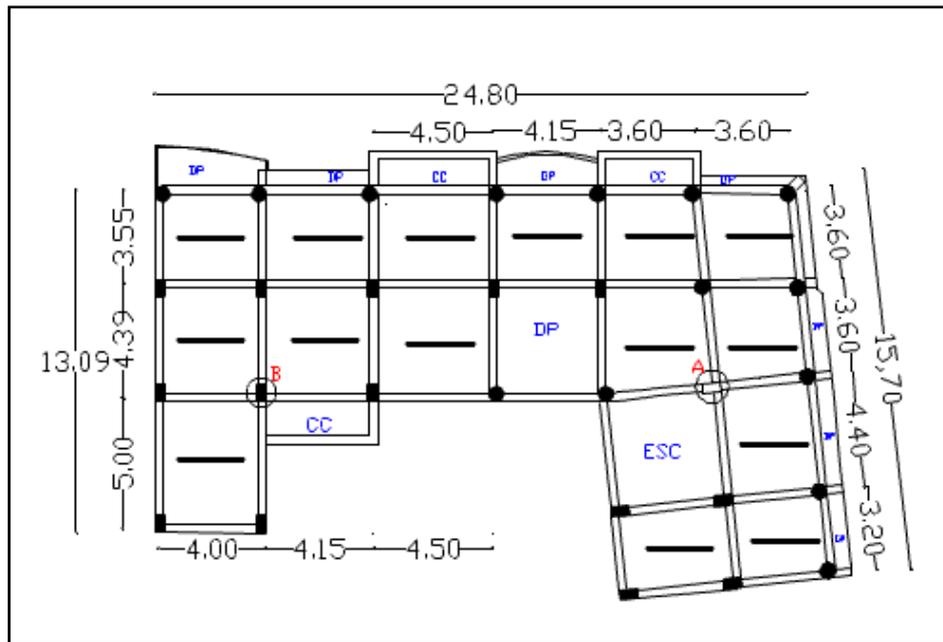


Figure II .4 Schéma de la disposition des poutrelles pour les étages courants.

II.2.2. Dalles pleines :

Ce type de plancher est généralement utilisé quand Le plancher à corps creux ne peut être utilisé, soit la surcharge est important (Q) et / ou les travées sont importantes.

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

a. Résistance au feu (CBA93)

$e \geq 7$ cm pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11$ cm pour deux heures de coupe-feu ; Avec : e = épaisseur de la dalle

b. Résistance à 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 : $e \geq \frac{L_x}{20}$.

➤ Pour les dalles avec $\rho \leq 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

➤ Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec $\rho > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

L_x : la petite portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

L_y : la grand portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

❖ Dalle sur 2 appuis (balcon)

On a : $L_x = 0,61m$; $L_y = 4,00m$

$$\rho = 0,15 < 0,4 \Rightarrow e \geq \frac{L_x}{20}$$

$$\Rightarrow e \geq \frac{61}{20} \Rightarrow e \geq 3,05cm$$

la dalle travaille dans un seul sens

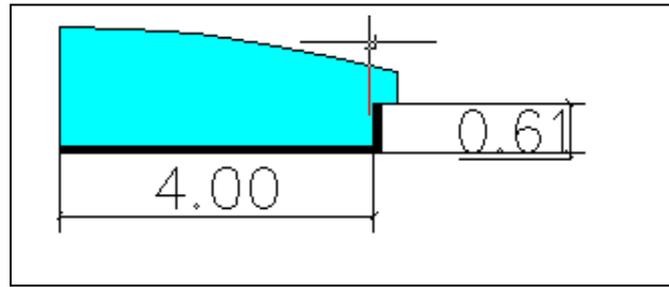


Figure II.5 Dalle sur 2 appuis.

❖ Dalle sur 3 appuis (balcon)



Figure II.6 Dalle sur 3 appuis.

Type 1

On a : $L_x = 1,30m$; $L_y = 4,15m$

$$\Rightarrow \frac{130}{45} \leq e \leq \frac{130}{40} \Rightarrow 2,89cm \leq e \leq 3,25cm$$

Type 2

On a : $L_x = 0,60m$; $L_y = 4,50m$

$$\Rightarrow \frac{60}{45} \leq e \leq \frac{60}{40} \Rightarrow 1,33cm \leq e \leq 1,5cm$$

* Dalle sur 4 appuis

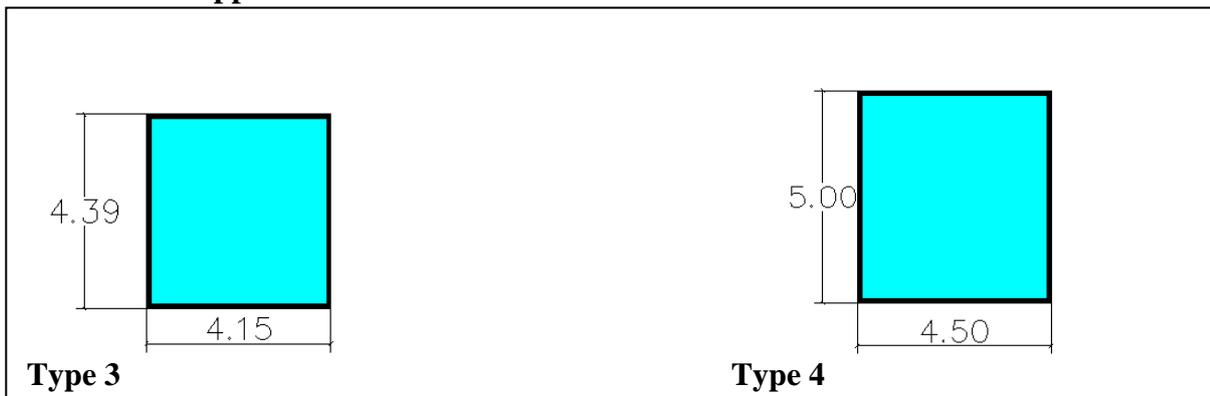


Figure II.7 Dalle sur 4 appuis.

Type 3(ascenseur) :

On a : $L_x = 4,15m$; $L_y = 4,39m$

$$\Rightarrow \rho = 0,94 > 0,4 \Rightarrow \frac{415}{45} \leq e \leq \frac{415}{40} \Rightarrow 9,22cm \leq e \leq 10,37cm$$

Type 4 (parking) :

On a : $L_x = 4,50m$; $L_y = 5,00m$

$$\Rightarrow \rho = 0,9 > 0,4 \Rightarrow \frac{450}{45} \leq e \leq \frac{450}{40} \Rightarrow 10cm \leq e \leq 11,25cm$$

Les épaisseurs obtenus par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition de résistance au feu, d'où on opte pour une épaisseur des dalles $e = 15cm$ et pour les balcon $e = 12cm$.

II.3. Les escaliers

Un escalier se compose de plusieurs éléments : Giron (g): la largeur de la marche.

- Marche : la partie horizontale de la marche.
- Contre marche : la hauteur verticale de la marche (h).
- L'embranchement : la longueur de la marche (l).
- La volée : est une succession de marche entre deux parties horizontales.
- Paillasse : c'est la dalle inclinée supportant les marches.
- Pallier : la dalle horizontale a la fin ou au début de la paillasse.
- Pente de l'escalier(α) : C'est l'inclinaison de paillasse par rapport a l'horizontale, pour les escalier confortable ; $\alpha = [20^0 \text{ à } 40^0]$.
- La cage : est le volume ou se situe l'escalier.
- Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.

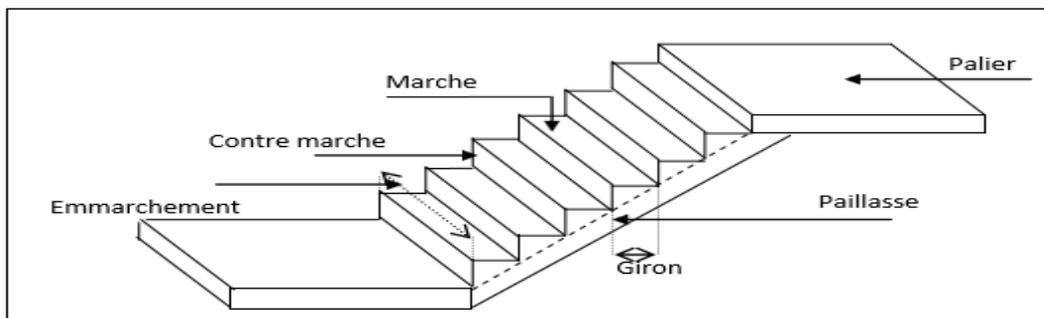


Figure II. 8 Schéma d'un escalier

❖ **Pré dimensionnement des escaliers**

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de Blondel qui est donnée par : $59cm \leq g + 2 \times h \leq 64cm$ (1).

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

H : la hauteur de la volée.

L : longueur totale en appui inclinée.

L_0 : la longueur projetée de la volée.

L_p : la longueur de palier de départ et d'arrivée

$$H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n}$$

$$L_0 = (n-1) \times g \Rightarrow g = L_0 / (n-1)$$

En remplaçant h et g dans (1) :

$$g + 2 \times h = 64 \text{ cm}$$

$$L_0 / (n-1) + 2 \times (H/n) = 64 \text{ cm}$$

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

n : c'est la solution de l'équation

Notre cas on a quatre types d'escaliers:

1. Escalier a six volées GC :

✓ **1^{er} Volée :**

H=1,17 m; $L_0=2,1\text{m}$;

$$\text{D'ou: } \begin{cases} h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm.} \\ g = \frac{L_0}{n-1} = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

• **Inclinaison de la pailasse:**

Calcul de α :

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(119/210) \Rightarrow \alpha = 30^\circ$$

• **Calcul de la longueur de la pailasse**

$$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (1,19^2 + 2,1^2)^{1/2} = 2,4 \text{ m}$$

• **Épaisseur de la pailasse**

Elle est calculée par la relation suivante: $L/30 \leq e \leq L/20$

Notre cas: $L=L_v+L_p$ avec $L_v = 2.4\text{m}$; $L_p = 1.50\text{m}$

D'ou: $L = 3,9 \text{ m}$.

$$L/30 \leq e \leq L/20 \leftrightarrow 13 \text{ cm} \leq e \leq 19,5 \text{ cm}$$

✓ **3^{eme} Volée :**

H=0.51 m; $L_0=0,6\text{m}$;

$$\text{D'ou: } \begin{cases} h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm.} \\ g = \frac{L_0}{n-1} = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

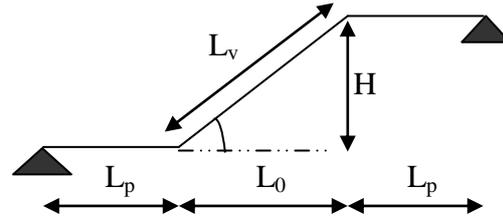


Figure II.9 Schéma statique l'escalier

• **Inclinaison de la paille:**

Calcul de α :

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(0,51/0,6) \Rightarrow \alpha = 40,36^\circ$$

• **Calcul de la longueur de la paille**

$$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (0,6^2 + 0,51^2)^{1/2} = 0,78\text{m}$$

• **Épaisseur de la paille**

Elle est calculée par la relation suivante: $L/30 \leq e \leq L/20$

Notre cas: $L = L_v + L_p + L_p$

D'ou: $L = 3,78 \text{ m}$.

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Leftrightarrow 12,43\text{cm} \leq e \leq 18,65 \text{ cm}$$

✓ **2^{eme} et 4^{eme} Volées sont identiques:**

$H = 1.02 \text{ m}$; $L_0 = 1,5\text{m}$;

$$\text{D'ou: } \begin{cases} h = \frac{H}{n} = 17\text{cm.} \\ g = \frac{L_0}{n-1} = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

• **Inclinaison de la paille**

Calcul de α :

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(1,02/1,5) \Rightarrow \alpha = 34,21^\circ$$

• **Calcul de la longueur de la paille**

$$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (1,5^2 + 1,02^2)^{1/2} = 1,8\text{m}$$

• **Épaisseur de la paille**

Elle est calculée par la relation suivante: $L/30 \leq e \leq L/20$

Notre cas: $L = L_v + L_p + L_p$

D'ou: $L = 4,8\text{m}$.

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Leftrightarrow 16,7\text{cm} \leq e \leq 25 \text{ cm}$$

✓ **6^{eme} Volée :**

$H = 1.87 \text{ m}$; $L_0 = 3\text{m}$;

$$\text{D'ou: } \begin{cases} h = \frac{H}{n} = 17\text{cm.} \\ g = \frac{L_0}{n-1} = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

• **Inclinaison de la paille:**

Calcul de α :

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(1,87/3) \Rightarrow \alpha = 31,93^\circ$$

- **Calcul de la longueur de la paille**

$$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (1,87^2 + 3^2)^{1/2} = 3,53\text{m}$$

- **Épaisseur de la paille**

Elle est calculée par la relation suivante: $L/30 \leq e \leq L/20$

Notre cas: $L=L_v+L_p$

D'ou: $L = 5,03 \text{ m}$.

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Leftrightarrow 16,76\text{cm} \leq e \leq 25,15 \text{ cm}$$

Alor en prend $e= 18\text{cm}$

2. Escalier a quatre volées:

- ✓ **1^{ere} et 3^{eme} volées sont identiques:**

$H=0,68 \text{ m}; L_0=0,9\text{m};$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \frac{H}{n} = 17\text{cm}. \\ g = \frac{L_0}{n-1} = 30 \text{ cm}. \end{array} \right.$$

- **inclinaison de la paille 1^{ere} et 3^{eme} :**

Calcul de α :

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(68/90) \Rightarrow \alpha = 37,07^\circ$$

- **Calcul de la longueur de la paille**

$$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (0,9^2 + 0,68^2)^{1/2} = 1,13\text{m}$$

- **Épaisseur de la paille**

Elle est calculée par la relation suivante: $L/30 \leq e \leq L/20$

Notre cas: $L=L_v+2L_p$ avec $L_v = 1,13\text{m}; L_p = 1,45\text{m}$

D'ou: $L = 4,03 \text{ m}$.

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Leftrightarrow 13,44\text{cm} \leq e \leq 20,15 \text{ cm}$$

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

- ✓ **2^{eme} et 4^{eme} sont identiques :**

$H=0,85 \text{ m}; L_0=1,2\text{m};$

AN:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left\{ \begin{array}{l} n = 5 \\ n - 1 = 4 \end{array} \right\} \\ h = \frac{H}{n} = 17\text{cm}. \\ g = \frac{L_0}{n-1} = 30 \text{ cm}. \end{array} \right.$$

- **inclinaison de la paille 2^{eme} et 4^{eme} :**

Calcul de α :

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(85/120) \Rightarrow \alpha = 35,31^\circ$$

- **Calcul de la longueur de la paille**

$$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (0,85^2 + 1,2^2)^{1/2} = 1,5\text{m}$$

- Escalier Galerie Commerciale $e = 18\text{cm}$.
- Escalier RDC vers la terrasse $e = 15\text{cm}$.

II.4. Les poutres:

a-Pré dimensionnement de la poutre brisée

On doit vérifier les conditions de la flèche :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 403/15 \leq h \leq 403/10 \Rightarrow 26,86\text{cm} \leq h \leq 40,3 \text{ cm}$$

Donc on prend :

$$\begin{cases} b=30\text{cm.} \\ h=35\text{cm.} \end{cases}$$

- **Vérifications**

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

$$\Leftrightarrow \begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 35\text{cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h/b = 35/30 = 1,16 < 4 \end{cases} \quad \text{vérifiée ; soit une poutre de } (30 \times 30)\text{cm}^2$$

b- Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles. Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de la flèche suivante :

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

h: hauteur de la poutre.

b: largeur de la poutre.

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

On suppose des poteaux de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

AN: $L_{\max} = 500 - 30 = 470\text{cm}$

$$\Rightarrow 31,33\text{cm} \leq h \leq 47 \text{ cm}$$

On prend: **h = 40cm. b = 30cm.**

- **Vérifications**

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

- $b \geq 20\text{cm}$; on a $b = 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm}$; on a $h = 40\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h/b < 4$; on a $40/30 = 1,33 < 4$ condition vérifiée.

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : **(b×h) = (30× 40) cm².**

c- Les poutres secondaires

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

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

AN :

$$L_{\max} = 450 - 30 = 420 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}$$

On prend: **h = 35cm. b = 30cm.**

• **Vérifications**

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

- $b \geq 20 \text{ cm}$; on a $b = 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$; on a $h = 35 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b < 4$; on a $35/30 = 1,167 < 4$ condition vérifiée.

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

II.5. Étude d'acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments. 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 calculé en flexion composée.
- Le poids propre et la charge d'exploitation :

$$S = (0,6 \times 0,1) + [(0,11 + 0,04) \times 0,11 \times 0,3/2]$$

$$S = 0,06605 \text{ m}^2$$

• **Charge Permanente :**

▪ **Poids propre :**

$$G = \gamma_b \times S.$$

$$G = 25 \times 0,06605 \Rightarrow G = 1,65 \text{ KN/ml}.$$

▪ **Poids d'enduit inter (ciment $e = 2 \text{ cm}$) :**

$$G_1 = \gamma_c \times e \times h.$$

$$G_1 = 20 \times 0,02 \times 0,6 = 0,24 \text{ KN/ml} .$$

▪ **Poids d'enduit externe (ciment $e = 1,5 \text{ cm}$) :**

$$G_2 = \gamma_c \times e \times h.$$

$$G_2 = 20 \times 0,015 \times 0,6 = 0,18 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = G_1 + G_2 + G$$

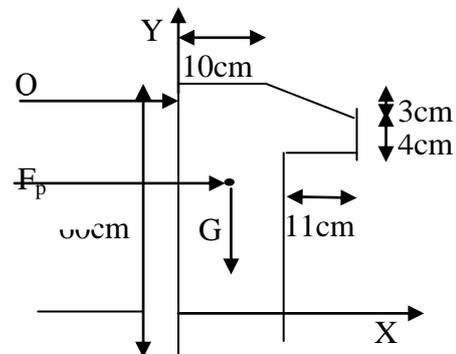


Figure II.10 : Coupe transversale de l'acrotère

$$G_t = 1.65+0,24+0,18= 2,07 \text{ KN/ml}$$

• **La Surcharge d'exploitation :**

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

II.6. 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 se fait par les conditions suivantes :

- $e \geq \frac{h_e}{20}$ pour les voiles simple.
- $e \geq 15\text{cm}$

Donc ; $e \geq \max (h_e/20;15\text{cm})$

Avec : h_e : hauteur libre d'étage ;
 e : l'épaisseur de voile

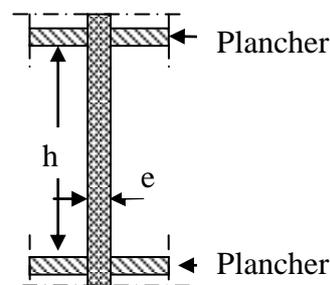


Figure. II.11 Coupe verticale

On a:

➤ $h_e=320-20=300\text{cm}$ pour galerie commerciale.

$e \geq \max (15\text{cm} ; 15\text{cm}) \Rightarrow e = 15\text{cm}$

➤ $h_e =306-20=286\text{cm}$ pour RDC et étage courant.

$e \geq \max (14.3\text{cm} ; 15\text{cm}) \Rightarrow e = 15\text{cm}$

Donc on adopte des voiles de contreventement d'épaisseur :

$e = 15\text{cm}$ dans le sous sol, et la galerie commerciale.

$e = 15\text{cm}$ dans les étages courants.

II.7. Les poteaux :

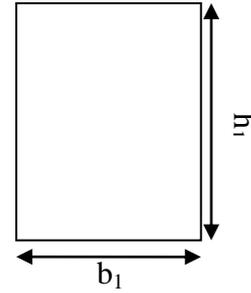
Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, les dimensions des poteaux sont déterminés par la descente des charges de poteau le plus chargé.

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

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Condition RPA.

Condition RPA :

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



On adopte préalablement la section des poteaux ($b_1 \times h_1$) comme suit :

- ❖ Sous-sol (60x60) cm².
- ❖ Galerie commercial est de section (55x60) cm².
- ❖ RDC et 1^{er} étage sont de sections (50x55) cm².
- ❖ 2^{ème} étage est de section (45x50) cm².
- ❖ 3^{ème} étage est de section (40x45) cm².
- ❖ 4^{ème} étage est de section (35x40) cm².
- ❖ 5^{ème} étage est de section (30x35) cm².
- ❖ 6^{ème} et 7^{ème} étages sont de section (30x30) cm².

II.8. Evaluation des charges permanente :

8.1 Plancher à corps creux :

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

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids G(KN/m ²)
Gravions roulé de protection	20	0,04	0,80
Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,1	2,20
Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
Plancher à corps creux (16+4)	/	0,2	2,85
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente totale			G = 6,18

Tableau II.2 : Evaluation des charges du plancher terrasse accessible.

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids G(KN/m ²)
Revêtement en carlage	20	0,02	0,4
Mortier de pose	20	0,04	0,4
Sable fin	18	0,03	0,54
Plancher a corps creux	/	0,2	2,85
Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
Forme de pente	22	0,1	2,2
Enduit en ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente totale			G = 6,67

Tableau II.3: Evaluation des charges du plancher étage courant+ RDC+GC.

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids G(KN/m ²)
Cloison de séparation	/	/	0,9
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Sable fin	18	0,03	0,54
Plancher à corps creux (16+4)	14.25	0,2	2,85
Enduit en mortier	18	0,015	0,27
Charge permanente totale			G = 5,36

8.2. Plancher en dalle plein :

Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher à dalle plein.

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids G(KN/m ²)
Cloison de séparation	/	/	0,9
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Sable fin	18	0,03	0,54
Plancher à dalle plein	25	0,15	3,75
Enduit en mortier	18	0,015	0,27
Charge permanente totale			G = 6,26

8.3. Escaliers GC:

➤ **Palier**

Tableau II.5 Evaluation des charges du palier.

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids G(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0,02	0,4
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,03	0,54
Dalle en béton armé	25	0,18	4,5
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente totale			G =6,11

➤ **Volée 1 :**

Tableau II.6 Evaluation des charges de la volée 1.

Désignation des éléments	épaisseur (m)	Poids G(KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontale	0,02	0,40
Revêtement en carrelage verticale	0,02(17/30)	0,23
Mortier de pose horizontale	0,02	0,40
Mortier de pose verticale	0,02(17/30)	0,23
Marche (avec un béton 22 KN/m ³)	0,17(1/2)	1,87
Paillasse	0,18/ (cos(30))	5,2
Enduit de ciment	0,015/ (cos(30))	0,32
Charge permanente totale		G =8,65

➤ **Volée 2 et 4 :**

Tableau II.7 Evaluation des charges de la volée 2 et 4.

Désignation des éléments	épaisseur (m)	Poids G(KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontale	0,02	0,40
Revêtement en carrelage verticale	0,02(17/30)	0,23
Mortier de pose horizontale	0,02	0,40
Mortier de pose verticale	0,02(17/30)	0,23
Marche (avec un béton 22 KN/m ³)	0,17(1/2)	1,87
Paillasse	0,18/ (cos(34,21))	5,4
Enduit de ciment	0,015/ (cos(34,21))	0,32
Charge permanente totale		G =8,85

➤ **Volée 6 :**

Tableau II.8 Evaluation des charges de la volée 6.

Désignation des éléments	épaisseur (m)	Poids G(KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontale	0,02	0,40
Revêtement en carrelage verticale	0,02(17/30)	0,23
Mortier de pose horizontale	0,02	0,40
Mortier de pose verticale	0,02(17/30)	0,23
Marche (avec un béton 22 KN/m ³)	0,17(1/2)	1,87
Paillasse	0,18/(cos(31,93))	5,3
Enduit de ciment	0,015/(cos(31,93))	0,32
Charge permanente totale		G =8,75

8.4. Escaliers à quatre volées:

➤ **Palier :**

Tableau II.9 Evaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids G(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,03	0,54
Dalle en béton armé	25	0,15	3,75
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente totale			G =5,36

➤ **Volée 1 et 3 :**

Tableau II.10 Evaluation des charges de la volée 1et 3.

Désignation des éléments	épaisseur (m)	Poids G(KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontale	0,02	0,40
Revêtement en carrelage verticale	0,02(17/30)	0,23
Mortier de pose horizontale	0,02	0,40
Mortier de pose verticale	0,02(17/30)	0,23
Marche (avec un béton 22 KN/m ³)	0,17(1/2)	1,87
Paillasse	0,15/(cos(37,07))	4,70
Enduit de ciment	0,015/(cos(37,07))	0,33
Charge permanente totale		G =8,16

➤ **Volée 2 et 4:**

Tableau II.11 Evaluation des charges de la volée 2et 4.

Désignation des éléments	épaisseur (m)	Poids G(KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontale	0,02	0,40
Revêtement en carrelage verticale	0,02(17/30)	0,23
Mortier de pose horizontale	0,02	0,40
Mortier de pose verticale	0,02(17/30)	0,23
Marche (avec un béton 22 KN/m ³)	0,17(1/2)	1,87
Paillasse	0,15/(cos(35,31))	5,00
Enduit de ciment	0,015/(cos(35,31))	0,33
Charge permanente totale		G =8,46

➤ **Poids propre des poteaux**

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont définies ci-après poids propre des poteaux est: $P=25 \times S \times h$; avec h : hauteur d'étage ; S : surface du poteau ($b_1 \times h_1$)

Tableau II.12 Poids propre des poteaux

Etage	Sous-sol	Galerie commerciale	RDC et 1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème} et 7 ^{ème}	terrasse
Surface (m ²)	0,36	0,33	0,275	0,225	0,18	0,14	0,10 5	0,09	0,09
Hauteur d'étage h	2,80	5,95	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	2,50
Poids (KN)	25,2	49,08	21,04	17,21	13,77	10,71	8,03	6,89	5,62

II .9 Evaluation des surcharges d'exploitations (Q)

Tableau II.13 Evaluation des surcharges d'exploitation

Elément	Terrasse inaccessible	Etage d'habitation	Sous-sol	Escalier	Galerie commerciale	RDC
Surcharges (KN/m ²)	1	1,5	2,5	2,5	5	2,5

II.10. Descente de charges

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).

Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous pouvons effectuer la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant : à la surface afférente, l’aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d’escalier. Il s’est avéré que le plus sollicité était le poteau (A) comme montre la figure avant (II.3).

II.10.1. Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau (A)

➤ **Poids des planchers**

On a :

- Poutres principales (30×40).
- Poutres secondaires (30×35).

• **Terrasse inaccessible 1**

$S_{\text{afférant}} = S_1$

$S_1 = (2,035 \times 2,1) = 4,27 \text{ m}^2$

$G_{\text{plancher}} = G_{cc} \times S_1$

$\Rightarrow 4,27 \times 6,18 \Rightarrow G_{\text{plancher}} = 26,38 \text{ KN}$

$Q_{\text{plancher}} = Q \times S_1$

$\Rightarrow 1 \times 4,27 \Rightarrow Q_{\text{plancher}} = 4,27 \text{ KN}$

$G_{\text{accrotère}} = 2,07 \times 4,435$

$\Rightarrow G_{\text{accrotère}} = 9,18 \text{ KN}$

$Q_{\text{accrotère}} = 4,435 \text{ KN}$

$G_{\text{poteau}} = 25 \times (0,3 \times 0,3 \times 2,5)$

$\Rightarrow G_{\text{poteau}} = 5,625 \text{ KN}$

$G_{\text{poutre}} = 25 \times (0,3 \times 0,35 \times 4,135)$

$\Rightarrow G_{\text{poutre}} = 10,85 \text{ KN}$

• **Terrasse inaccessible 2**

$S = S_1 + S_2 + S_3 ; S = (1,875 \times 2,035) + (1,65 \times 1,875) + (1,65 \times 2,1)$

$S = 10,37 \text{ m}^2$

$G_{\text{plancher}} = 10,37 \times 6,18 = 64,09 \text{ KN}$

$G_{\text{escalier}} = (0,6 \times 1,45) \times 8,16 + (0,6 \times 1,45) \times 8,46 + (1,45 \times 1,45) \times 5,36$

$G_{\text{escalier}} = 27,65 \text{ KN}$

$Q_{\text{plancher}} = 1 \times 10,37 = 10,37 \text{ KN}$

$Q_{\text{escalier}} = 2,5 \times 3,84 = 9,6 \text{ KN}$

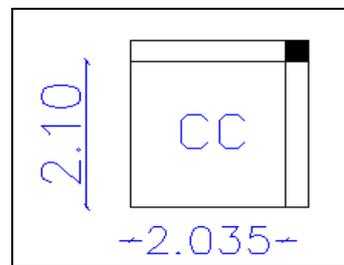


Figure II.12 Surface qui revient au poteau A niveau terrasse inaccessible

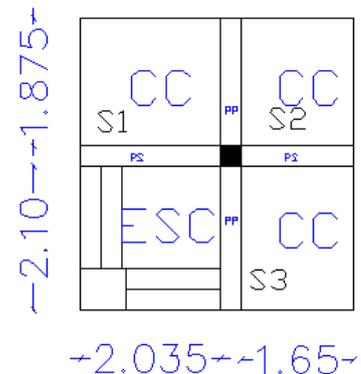


Figure II.13 Surface qui revient au poteau A

• **Plancher d'étage courant :**

$$G_{\text{plancher}} = G_{\text{cc}} \times S$$

$$\Rightarrow 6,71 \times 10,37 \Rightarrow G_{\text{plancher}} = 69,6 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher}} = 1,5 \times S$$

$$\Rightarrow Q_{\text{plancher}} = 15,55 \text{ KN}$$

$$G_{\text{escalier}} = 27,65 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{escalier}} = 9,6 \text{ KN}$$

• **Plancher RDC:**

$$G_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S$$

$$\Rightarrow 10,37 \times 6,71 \Rightarrow G_{\text{plancher}} = 69,6 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher}} = Q_{\text{RDC}} \times S = 2,5 \times 10,37 \Rightarrow Q_{\text{plancher}} = 25,92 \text{ KN}$$

$$G_{\text{escalier}} = 27,65 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{escalier}} = 9,6 \text{ KN}$$

• **Plancher Galerie Commercial et Soupente :**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \Rightarrow S = 14,64 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow G_{\text{plancher}} = G_{\text{cc}} \times S = 6,71 \times 14,64$$

$$\Rightarrow G_{\text{plancher}} = 98,23 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher}} = Q_{\text{GC}} \times S = 5 \times 14,64 \Rightarrow Q_{\text{plancher}} = 73,2 \text{ KN}$$

• **Plancher Sous-sol :**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \Rightarrow S = 14,64 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow G_{\text{plancher}} = G_{\text{dalle p}} \times S = 7,61 \times 14,64$$

$$\Rightarrow G_{\text{plancher}} = 111,41 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher}} = Q_{\text{GC}} \times S = 5 \times 14,64 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow Q_{\text{plancher}} = 73,2 \text{ KN}$$

➤ **Poids des poutres**

❖ **Poutre principale**

$$L_{pp} = 3,975 \text{ m}$$

$$G_{pp} = L_{pp} \times S \times 25 = 3,975 \times 0,3 \times 0,4 \times 25 = 11,92 \text{ KN}$$

❖ **Poutre secondaire**

$$L_{ps} = 3,68 \text{ m}$$

$$G_{ps} = L_{ps} \times S \times 25 = 3,68 \times 0,3 \times 0,35 \times 25 = 9,66 \text{ KN}$$

❖ **Poutre brisée**

$$L_{pb} = 4,03 \text{ m}$$

$$G_{pb} = L_{ps} \times S \times 25 = 4,03 \times 0,35 \times 0,3 \times 25 = 10,57 \text{ KN}$$

❖ **Poids total des poutres**

$$G_t = 11,92 + 9,66 + 10,57 = 32,15 \text{ KN}$$

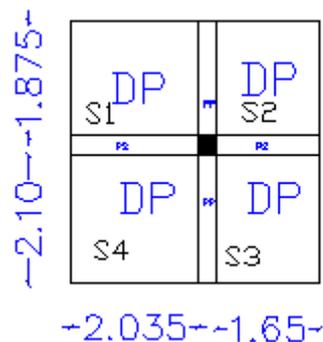


Figure II.14 Surface qui revient au poteau A niveau sous-sol

❖ Application de 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, Q_1 : les surcharges d'exploitation respectives sur les terrasses inaccessibles 1 et 2.

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.

$N = Q \times S_{\text{afférente}}$

$N_0 : Q_0 = 8,70 \text{ KN}$

$N_1 : Q_0 + Q_1 = 28,67 \text{ KN}$

$N_2 : Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2) = 51,564 \text{ KN}$

$N_3 : Q_0 + 0,9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 71,943 \text{ KN}$

$N_4 : Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 89,807 \text{ KN}$

$N_5 : Q_0 + 0,80 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 105,156 \text{ KN}$

$N_6 : Q_0 + 0,75 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 118 \text{ KN}$

$N_7 : Q_0 + \frac{3+7}{2 \times 7} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 130,75 \text{ KN}$

$N_8 : Q_0 + \frac{3+8}{2 \times 8} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 143,46 \text{ KN}$

$N_9 : Q_0 + \frac{3+9}{2 \times 9} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 163,06 \text{ KN}$

$N_{10} : Q_0 + \frac{3+10}{2 \times 10} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 206,78$

$N_{11} : Q_0 + \frac{3+11}{2 \times 11} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 249,2 \text{ KN}$

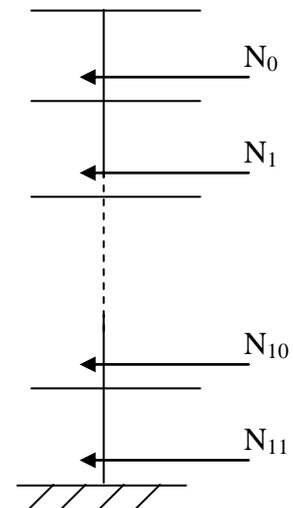


Figure II.15 : Schéma statique de la descente de charge

➤ Descente charge pour le poteau (A)

Tableau II.14 Descente charge pour le poteau (A)

Niveau	Élément	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
N0	Plancher	26,38	8,70
	Poutres	10,85	
	Acrotère	9,18	
	Poteaux	5,625	
La SOMME		52,035	8.70
N1	venant de N0	52,035	28,67
	Plancher	64,09	
	Poutres	32,15	
	Escalier	27,65	
	Poteaux	6,89	
la SOMME		182,82	28,67
N2	venant de N1	182,82	51,564
	Plancher	69,6	
	Poutres	32,15	
	Escalier	27,65	
	Poteaux	6,89	
la SOMME		319,11	51,564
N3	venant de N2	319,11	71,943
	Plancher	69,6	
	Poutres	32,15	
	Escalier	27,65	
	Poteaux	8,03	
la SOMME		456,54	71,943
N4	venant de N3	456,54	89,807
	Plancher	69,6	
	Poutres	32,15	
	Escalier	27,65	
	Poteaux	10,71	
la SOMME		596,65	89,807
N5	venant de N4	596,65	105,156
	Plancher	69,6	
	Poutres	32,15	
	Escalier	27,65	
	Poteaux	13,77	
la SOMME		739,82	105,156

N6	venant de N5	739,82	118
	Plancher	69,6	
	Poutres	32,15	
	Escalier	27,65	
	Poteaux	17,21	
la SOMME		886,43	118
N7	venant de N6	886,43	130,75
	Plancher	69,6	
	Poutres	32,15	
	Escalier	27,65	
	Poteaux	21,04	
la SOMME		1036,87	130,75
N8	venant de N7	1036,87	143,46
	Plancher	69,6	
	Poutres	32,15	
	Escalier	27,65	
	Poteaux	21,04	
la SOMME		1187,31	143,46
N9	venant de N9	1187,31	163,06
	Plancher	98,23	
	Poutres	21,58	
	Poteaux	49,08	
la SOMME		1356,2	163,06
N10	venant de N10	1356,2	206,78
	Plancher	98,23	
	Poutres	21,58	
	Poteaux	25,2	
la SOMME		1501,21	206,78
N11	venant de N11	1501,21	249,2
	Plancher	111,41	
	Poutres	21,58	
	Poteaux	25,2	
la SOMME		1659,4	249,2
N _u = 1,35G _t + 1,5Q _t = 2614 KN			

II.10.2. Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau (B)

➤ Poids des planchers

• Terrasse inaccessible

$$G = G_{\text{terrasse inaccessible}} \times S$$

$$S = 15,12 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow 6,18 \times 15,12 \Rightarrow G = 93,44 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{\text{terrasse}} \times S = 1,0 \times 15,12$$

$$\Rightarrow Q = 15,12 \text{ KN}$$

• Plancher d'étage courant :

$$G = G_{\text{étage courant}} \times S_{cc}$$

$$S_{cc} = S_1 + S_2 + S_3 = 12 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow 6,71 \times 12 \Rightarrow G = 80,52 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{\text{étage courant}} \times S_{cc} = 1,5 \times 12 \Rightarrow Q = 18 \text{ KN}$$

$$S_{DP} = 1,95 \times 1,6 = 3,12 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow 7,61 \times 3,12 \Rightarrow G = 23,74 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{\text{étage courant}} \times S_{DP}$$

$$\Rightarrow 1,5 \times 3,12 \Rightarrow Q = 4,68 \text{ KN}$$

• Plancher de 1^{er} étage :

$$G = G_{\text{étage courant}} \times S_{cc}$$

$$S_{cc} = S_1 + S_2 + S_3 = 12 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow 6,71 \times 12 \Rightarrow G = 80,52 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{\text{étage courant}} \times S_{cc} = 1,5 \times 12 \Rightarrow Q = 18 \text{ KN}$$

$$S_{\text{terrasse accessible}} = 1,95 \times 2,035 = 3,99 \text{ m}^2$$

$$G = G_{\text{terrasse accessible}} \times S_{\text{terrasse accessible}}$$

$$\Rightarrow 6,67 \times 3,99 \Rightarrow G = 26,61 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{\text{terrasse accessible}} \times S_{\text{terrasse accessible}}$$

$$\Rightarrow 1,5 \times 3,99 \Rightarrow Q = 5,98 \text{ KN}$$

• Plancher RDC:

$$S_{\text{corps creux}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 16,6 \text{ m}^2$$

$$G = G_{\text{RDC}} \times S_{\text{corps creux}}$$

$$\Rightarrow 6,71 \times 16,6 \Rightarrow G = 111,38 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{\text{RDC}} \times S_{\text{corps creux}}$$

$$\Rightarrow 2,5 \times 16,6 \Rightarrow Q = 41,5 \text{ KN}$$

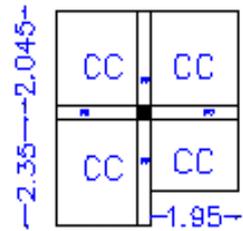


Figure II.16 Surface qui revient au poteau B terrasse inaccessible.

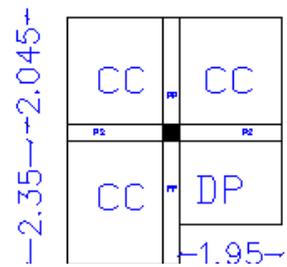


Figure II.17 Surface qui revient au poteau B étage courant.

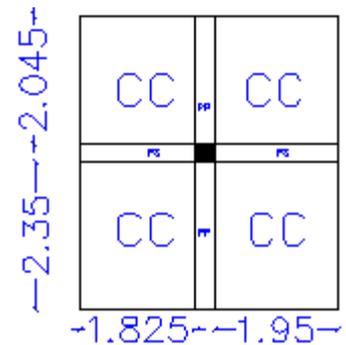


Figure II.18 Surface qui revient au poteau B plancher d'étage 1 et RDC

• Plancher Galerie Commerciale :

$$S_{cc} = 10,57m^2$$

$$G = S_{cc} \times G_{GC}$$

$$\Rightarrow 10,57 \times 6,71 \Rightarrow G = 70,92 \text{ KN}$$

$$Q = S_{cc} \times Q_{GC}$$

$$\Rightarrow 10,57 \times 5 \Rightarrow Q = 52,85 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow G = G_{ESC} \times S_{ESC} \Rightarrow G_1 = 28,67 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \Rightarrow Q = 2,5 \times S \Rightarrow Q = 10,12 \text{ KN}$$

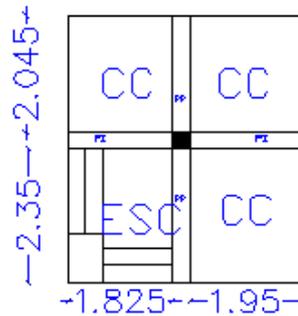


Figure II.19 Surface qui revient au poteau B plancher GC

• Plancher Sous sol:

$$S_{DP} = 16,6 m^2$$

$$G_{DP} = G_{\text{sous sol}} \times S_{DP}$$

$$\Rightarrow 7,61 \times 16,6 \Rightarrow G = 126,32 \text{ KN}$$

$$Q_{DP} = Q_{\text{sous sol}} \times S_{DP}$$

$$\Rightarrow 5 \times 16,6 \Rightarrow Q = 83 \text{ KN}$$

Poids des poutres

$$L_{PP} = 4,395 \text{ m}$$

$$L_{PS} = 3,75 \text{ m}$$

$$L_{PB} = 3,65 \text{ m}$$

$$G_{PP} = 4,395 \times 25 \times 0,3 \times 0,4 = 13,185 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 3,75 \times 25 \times 0,3 \times 0,35 = 9,84 \text{ KN}$$

$$G_{PB} = 3,78 \times 0,35 \times 0,3 \times 25 = 9,92 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow G_t = G_{PP} + G_{PS} + G_{PB} = 32,94 \text{ KN}$$

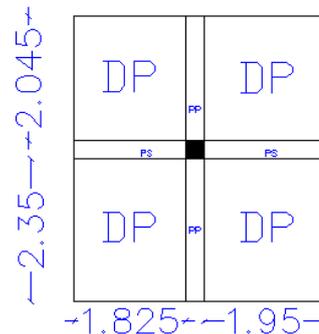


Figure II.20 Surface qui revient au poteau B plancher sous-sol

➤ Descente charge pour le poteau (B)

Tableau II.15 Descente charge pour le poteau (B)

Niveau	Élément	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
N0	plancher	93,44	15,12
	poutres	23,025	
	poteaux	6,89	
La somme		123,35	15,12
N1	venant de N0	123,35	37,8
	plancher	104,26	
	poutres	23,025	
	poteaux	6,89	
La somme		257,5	37,8
N2	venant de N1	257,5	58,21
	plancher	104,26	

	poutres	23,025	
	poteaux	8,03	
La somme		392,80	58,21
N3	venant de N2	392,80	76,36
	plancher	104,26	
	poutres	23,025	
	poteaux	10,71	
La somme		530,80	76,36
N4	venant de N3	535,8	92,23
	plancher	104,26	
	poutres	23,025	
	poteaux	13,77	
La somme		671,85	92,23
N5	venant de N4	671,85	105,84
	plancher	104,26	
	poutres	23,025	
	poteaux	17,21	
La somme		816,35	105,84
N6	venant de N5	816,35	117,18
	plancher	104,26	
	poutres	23,025	
	poteaux	21,04	
La somme		964,67	117,18
N7	venant de N6	964,67	129,44
	plancher	107,13	
	poutres	23,025	
	poteaux	21,04	
La somme		1115,87	129,44
N8	venant de N7	1115,87	154,19
	plancher	111,38	
	poutres	32,94	
	poteaux	49,08	
	Escalier	28,67	
La somme		1337,94	154,19
N9	venant de 8	1337,94	191,47
	plancher	70,92	
	poutres	23,025	
	poteaux	25,2	
La somme		1457,09	191,47

N10	venant de 9	1457,09	241,01
	plancher	126,32	
	poutres	23,025	
	poteaux	25,2	
La somme		1631,64	241,01
N _u = 1,35G _t + 1,5Q _t = 2564,24KN			

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

II.11 Vérification pour le poteau:

Selon le BAEL (art B.8.1, 1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% pour les poteaux intermédiaire, pour tenir en compte la continuité des portiques.

N_u = 2614 KN

N_u* = N_u × 1,1

Après majoration on trouve à la base N_u* = 2875,4KN

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

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

a. Critère de résistance

On doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que} \quad : \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_c}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Exemple de calcul

$$B \geq \frac{Nu^*}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{3175,8}{14.2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.223 \text{ m}^2$$

A la base (sous sol) B = 0.50 * 0.60 = 0.36 m² > 0,22 m² → c'est vérifiée.

Le tableau suivant résume les vérifications à la compression à tous les niveaux

Tableau II.16 Vérification des poteaux à la compression simple pour le poteau (A)

Etage	Poids propres G(KN)	surcharges Q(KN)	Nu*(KN)	condition B > B _{calculé}		Observation
				B (m ²)	B _{calculé} (m ²)	
Terrasse1	52,035	8,70	91,63	0,09	0,006	Vérifiée
Terrasse2	182,82	28,67	318,8	0,09	0,022	Vérifiée
7	319,11	51,564	559	0,09	0,039	Vérifiée
6	456,54	71,943	796,67	0,105	0,056	Vérifiée
5	596,65	89,807	1034,21	0,14	0,072	Vérifiée
4	739,82	105,156	1272,14	0,18	0,089	Vérifiée
3	886,43	118	1511,05	0,225	0,106	Vérifiée
2	1036,87	130,75	1755,49	0,275	0,124	Vérifiée
1	1187,31	143,46	1999,86	0,275	0,14	Vérifiée
RDC	1356,2	163,06	2283,01	0,33	0,16	Vérifiée
GC	1501,21	206,78	2570,48	0,360	0,181	Vérifiée
Sous Sol	1659,4	249,2	2875,39	0,360	0,202	

On remarque que la condition B > B_{calculé} est vérifiée dans tous les niveaux

c. Critère de stabilité de forme

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

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

Avec:

Br: section réduite du béton (B_r = (a-2)*(b-2)).

As : Section d'acier.

γ_b = 1,5 : coefficient de sécurité du béton (cas durable).

γ_s = 1,15 : coefficient de sécurité d'acier.

α : coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement (λ).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } 0 < \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

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

l_f: longueur de flambement l_f = 0.7 l₀ (BAEL91art B.8.3, 31)

l₀: la hauteur libre du poteau l₀ = h_{poteau} - h_{poutre principale}

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

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

Exemple de calcul

Vérification du poteau de la galerie commerciale (le plus élancé)

$$l_f = 0,7 \times (4,20 - 0,4) = 2,66m$$

$$\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{h} = 2,66 \frac{\sqrt{12}}{0,6} \Rightarrow \lambda = 15,3575$$

$$\lambda = 15,3575 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0,818$$

D'après l'expression donnée dans le BAEL91/99 art B.8.4.1

On doit vérifier que $B_r > B_{calculé}$

$$\Rightarrow B_{calculé} \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$A.N : B_{calculé} \geq \frac{2373,25 \times 10^{-3}}{0,818 \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,132m^2$$

$$B_r = (a-0,02) \times (b-0,02) = (0,55-0,02) \times (0,6-0,02) \Rightarrow B_r = 0,3074m^2 > B_{calculé} = 0,1318m^2$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

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

Tableau II.17 Vérification au flambement des poteaux

Etages	Nu*	i	λ	α	condition $B_r > B_{calculé}$		Observation
					B_r	$B_{calculé}$	
Terrasse1	91,63	0,0866	16,97	0,811	0,078	0,005	Vérifiée
Terrasse2	318,8	0,0866	21,5	0,790	0,078	0,018	Vérifiée
7	559	0,0866	21,5	0,790	0,078	0,032	Vérifiée
6	796,67	0,1010	18,42	0,805	0,092	0,045	Vérifiée
5	1034,21	0,1154	16,12	0,815	0,125	0,057	Vérifiée
4	1272,14	0,1230	14,33	0,822	0,163	0,07	Vérifiée
3	1511,05	0,1443	12,9	0,827	0,206	0,083	Vérifiée
2	1755,49	0,1587	11,72	0,831	0,254	0,09	Vérifiée
1	1999,86	0,1587	11,72	0,831	0,254	0,109	Vérifiée
RDC	2283,01	0,1732	22,43	0,785	0,307	0,132	Vérifiée
GC	2570,48	0,1732	9,70	0,837	0,336	0,14	Vérifiée
Sous Sol	2875,39	0,1732	9,70	0,837	0,336	0,156	Vérifiée

On remarque que la condition $B_r > B_{calculé}$ est vérifiée dans tous les niveaux, donc pas de risque de flambement.

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

Tableau II.18 Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau (A).

Poteau	60×60	55×60	50×55	45×50	40×45	35×40	30×35	30×30	observati on
$\min(b_1, h_1) \geq 25cm$	60	55	50	45	40	35	30	30	vérifiée
$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	14	16	13,75	15,3	15,3	15,3	15,3	15,3	vérifiée
$0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4.$	1	0,916	0,909	0,900	0,888	0,875	0,857	1	vérifiée

II.11. Conclusion :

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

- Plancher :
 - ❖ Pour le corps creux est (16+4) ; pour les dalles plein e = 15cm

- Poutres :
 - ❖ Poutres principales : 30×40 cm²
 - ❖ Poutres secondaires : 30×35 cm²
 - ❖ Poutres brisée : 30×35 cm²

- Escalier + palier
 - ❖ Ceux de la galerie commercial e = 18cm.
 - ❖ Ceux qui font monter aux étages courent e= 15cm.

- voile :
 - ❖ e_p = 20 cm pour le sous sol et la galerie commerciale.
⇒ (par précaution sinon e_p = 15 cm c'est vérifié)
 - ❖ e_p = 15 cm pour les étages courant.

- Poteaux :
 - ❖ Sous-sol est de section (60x60) cm².
 - ❖ Galerie commercial est de section (55x60) cm².
 - ❖ La RDC et 1^{er} étages est de section (50x55) cm².
 - ❖ 2^{ème} étage est de section (45x50) cm².
 - ❖ 3^{ème} étage est de section (40x45) cm².
 - ❖ 4^{ème} étage est de section (35x40) cm².
 - ❖ 5^{ème} étage est de section (30x35) cm².
 - ❖ 6^{ème} et 7^{ème} étage est de section (30x30) cm².

Chapitre III

Etude des éléments non structuraux

III.1 Introduction :

Parmi les études de la structure, on trouve l'étude des éléments secondaires qui sont définies comme des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement. Cette étude se fait suivant les calculs des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges, en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91/99, CBA93, RPA99 addenda 2003...). C'est ce qui fait l'objet de ce troisième chapitre.

III.2 Etude du plancher

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

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

• III.2.1. Plancher à corps creux

❖ Méthodes de calculs des poutrelles

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.

➤ **Domaine d'application de la méthode forfaitaire** : (BAEL91/99 art 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 :

1. Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$).
2. Le rapport entre deux travées successives : $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$.
3. Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
4. Fissuration peu nuisible (F.P.N). (poutrelle encrée dans le plancher)

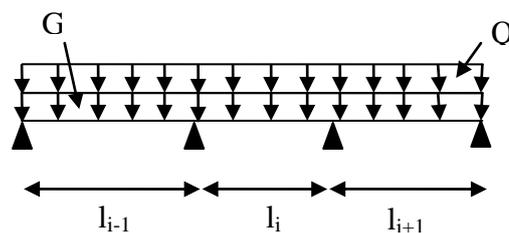


Figure III.1 Schéma d'une Poutrelle

1. Moment en appuis de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le BAEL91/99 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à $-0.15M_0$, tel que $M_0 = \max(M^1_0, M^0_0)$,

Selon y-y

Tableau III.27 Calcul des sollicitations selon le sens y-y

Dalle	Chargement				Les moments			
	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	Pu(KN)		Mt _y (KN.m)		Ma _y (KN.m)	
			ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
D1	4,61	3,5	11,47	7,96	2,17	1,52	1,45	1,01
D2	7,61	5	17,77	12,61	7,6	7,47	5,07	4,98
D3	7,61	1,5	12,53	9,11	5,72	5,12	3,37	3,01

Tableau III.28 Calcul des ferrillages selon le sens y-y

Dalle	Calcul de ferrillage							
	A _{cal} (cm ² /ml)		A _{min} (cm ² /ml)		A _{choisit} (cm ² /ml)		St(cm)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
D1	2,71	0,35	0,96	0,96	4HA10=3,14	4HA8=2,01	12,5	25
D2	1,47	0,98	1,2	1,2	4HA8=2,01	4HA8=2,01	24	24
D3	1,11	0,65	1,2	1,2	4HA8=2,01	4HA8=2,01	25	25

Tableau III.29 Vérifications nécessaires selon le sens y-y

Dalle	Vérifications nécessaires									
	Effort tranchant		Contraintes						La flèche	
			Béton			Acier				
	τ _u (Mpa)	τ _u ^{adm} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)		σ _{bc} ^{adm} (Mpa)	σ _{st} (Mpa)		σ _{st} ^{adm} (Mpa)	f _{cal} (mm)	f ^{adm} (mm)
travée			Appui	Travée		Appui				
D1	0,043	1,17	2,16	2,19	15	90,79	118,8	201,6	3,37	7
D2	0,151	1,17	3,77	10,8	15	878	585	201,6	8,37	9,2
D3	0,09	1,17	11,1	6,52	15	602	354	201,6	0,14	6

Tableau III.30 Calcul des sections d'acier à l'ELS

Dalle	Sens	α	β × 10 ⁻³	A _{ELU} (cm ² /ml)	A _{SER} (cm ² /ml)	A _{choisit} (cm ² /ml)	St(cm)
D1	Travée (X-X)	0,292	3,77	4,52	5,01	5HA12=5,65	20
D2	Travée (X-X)	0,22	1,97	3,14	3,32	4HA12=4,52	25
	Appui (X-X)	0,185	1,32	2,01	2,01	4HA10=3,14	25
D2	Travée (Y-Y)	0,204	1,64	2,01	2,65	4HA10=3,14	25
	Appui (Y-Y)	0,169	1,09	2,01	1,74	4HA10=3,14	25
D3	Travée (X-X)	0,169	1,09	2,01	1,74	4HA10=3,14	25
D3	Travée (Y-Y)	0,172	1,13	2,01	1,79	4HA10=3,14	25
	Appui (Y-Y)	0,134	0,663	2,01	1,04	4HA10=3,14	25

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

2. Moment en appuis intermédiaires

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

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

3. Moment en travée

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

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{array} \right.$$

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

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

$\alpha = (Q_i / (G + Q))$ degré de surcharge.

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré

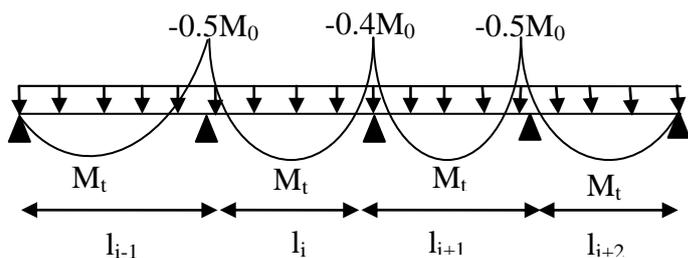


Figure III.2 Moments sur une poutre à plus de trois travées

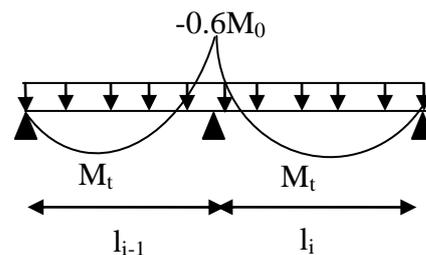


Figure III.3 Moments sur une poutre à deux travées

❖ **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 : $V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + (M_i - M_{i-1}) / L_i$

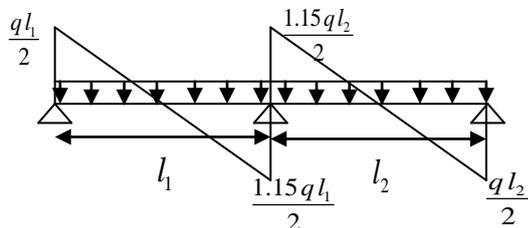


Figure III.4 Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

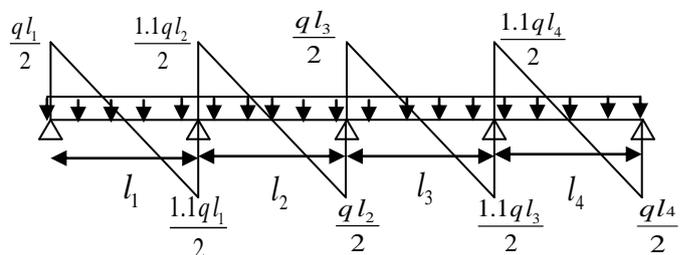


Figure III.5 Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

➤ **Domaine d'application de la méthode Caquot**

Si la 1^{er} condition n'est pas vérifiée (le plancher supporte des surcharges élevées ($Q > \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$)) on applique la méthode de Caquot. Par contre si l'une des trois conditions qui restent (conditions 2,3 et 4) n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée, c-à-d, on minore(G) avec un coefficient de 2/3 pour le calcul des moments aux appuis seulement et on revient à (G) pour le calcul des moments en travées.

❖ **Les différents types de poutrelles de la Galerie commerciale et RDC:**

Type	Schéma statique
1 ^{er} type	T1
2 ^{eme} type	T2
3 ^{eme} type	T3
4 ^{eme} type	T4

5 ^{eme} type	
--------------------------	--

Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles du RDC.

❖ Les différents types de poutrelles des étages courants et terrasse inaccessible :

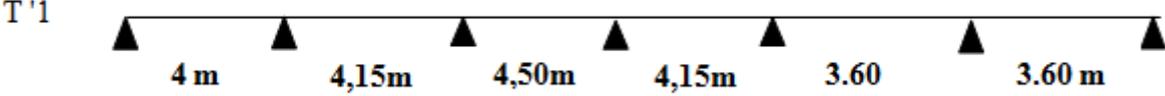
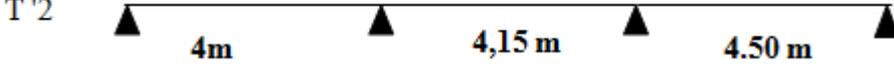
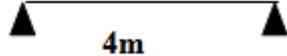
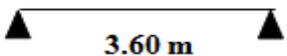
Type	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{eme} type	
3 ^{eme} type	
4 ^{eme} type	
5 ^{eme} type	

Tableau III.2 : Les différents types de poutrelles des étages courants et terrasse inaccessible.

Figure III.3 : Les différentes méthodes adoptées pour calcul des poutrelles.

Type de poutrelle	Conditions d'application	Méthode adopté
T1,T2	vérifier	Forfaitaire
T3,T4,T '1,T '2 et T '3		
T5,T '4 et T '5	/	RDM

➤ Calcul des charges revenant aux poutrelles

A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

❖ Exemple de calcul

➤ Plancher terrasse inaccessible :

$G = 6,18 \text{ KN/m}^2$; ; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6,18 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6,398 \text{ KN/ml.}$

$P_s = (G + Q) \times 0,65 = (6,18 + 1) \times 0,65 = 4,667 \text{ KN/ml.}$

Les résultats obtenus dans chaque niveau sont résumé dans le tableau qui suit:

Tableau III.4 Chargements sur les poutrelles.

Désignation	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	ELU	ELS
			P _u (KN/ml)	P _s (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	6,18	1	6,398	4,667
Etage courant	6,71	1,50	7,35	5,336
Etage RDC	6,71	2,50	8,326	5,987
"Plancher GC	6,71	5,00	10,763	7,612

A.1. Exemple de calcul avec la méthode forfaitaire :

➤ Etude de poutrelles type T '2 du Plancher terrasse inaccessible:

On voit que les conditions d'application de la méthode Forfaitaire sont satisfaites

$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4}{4,15} = 0,96$ et $\frac{4,15}{4,50} = 0,92$: donc on applique la méthode forfaitaire

✓ Moments isostatiques

Travée C-D :

A l'ELU:

$M_0^u = \frac{q l^2}{8} = \frac{6,398 \times 4,5^2}{8} \rightarrow M_0^u = 16,2 \text{ KN.m.}$

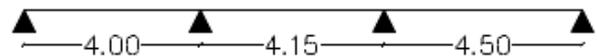


Fig.III.6 : Schéma statique de la poutrelle.

A l'ELS

$$M_0^s = \frac{4,667 \times 4,5^2}{8} \rightarrow M_0^s = 11,82 \text{ KN.m.}$$

✓ **Moments aux appuis**

1) Appuis de rive

$$M_A = M_D = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0,15 \times M_0$

A L'ELU:

$$M_A^u = M_C^u = -0,15 \frac{ql^2}{8} = -0,15 \frac{6,398 \times 4,5^2}{8} \rightarrow M_A^u = -2,43 \text{ KN.m.}$$

A L'ELS

$$M_A^s = M_C^s = -0,15 \frac{ql^2}{8} = -0,15 \frac{4,667 \times 4,5^2}{8} \rightarrow M_A^s = -1,77 \text{ KN.m.}$$

2) Appuis intermédiaires :

- **Appui B:**

A L'ELU

$$M_B = -0,5 \times M_{BC}^0 = -0,5 \times \frac{6,398 \times 4,15^2}{8} = -6,89 \text{ KN.m}$$

AL'ELS :

$$M_B = -0,5 \times M_{BC}^0 = -0,5 \times \frac{4,667 \times 4,15^2}{8} = -5,03 \text{ KN.m}$$

- **Appui C:**

A L'ELU

$$M_C = -0,5 \times M_{CD}^0 = -0,5 \times \frac{6,398 \times 4,50^2}{8} = -8,10 \text{ KN.m}$$

AL'ELS :

$$M_C = -0,5 \times M_{CD}^0 = -0,5 \times \frac{4,667 \times 4,50^2}{8} = -5,91 \text{ KN.m}$$

3) Moments en travée

Travée A-B :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6,18} = 0,139$$

$$1) \left\{ M_{t1} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \right.$$

$$2) M_{t2} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t = \max(M_{t1}; M_{t2})$$

A L'ELU

$$1) M_{t1}^u \geq 1,05 \times 12,796 - \frac{6,89}{2} = 9,99 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t2}^u \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,139}{2} \times 12,796 = 7,94 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t^u = 9,99 \text{ KN.m}$$

A L'ELS

De la même manière on trouve : $M_t^S = 7,28 \text{ KN.m}$

Travée B-C :

A L'ELU

$$1) M_{t1}^u \geq 1,05 \times 13,77 - \frac{6,89}{2} - \frac{8,1}{2} = 6,96 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t2}^u \geq \frac{1 + 0,3 \times 0,139}{2} \times 13,77 = 7,17 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t^u = 7,17 \text{ KN.m}$$

A L'ELS

De la même manière on trouve : $M_t^S = 5,56 \text{ KN.m}$

Travée C-D :

A L'ELU

$$1) M_{t1}^u \geq 1,05 \times 16,2 - \frac{8,1}{2} = 12,96 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t2}^u \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,139}{2} \times 16,2 = 10,06 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t^u = 12,96 \text{ KN.m}$$

A L'ELS

De la même manière on trouve : $M_t^S = 9,46 \text{ KN.m}$

Donc la travée C-D est la plus sollicitée avec : $M_t^u = 12,96 \text{ KN.m}$ et $M_t^S = 9,46 \text{ KN.m}$

✓ **Les efforts tranchants**

A L'ELU

Travée A-B :

$$V_A = \frac{q \times 4}{2} \Rightarrow V_A^u = 12,80 \text{ KN}$$

$$V_B = -1,1 \times \frac{q \times 4}{2} \Rightarrow V_B^u = -14,08 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1,1 \times \frac{q \times 4,15}{2} \Rightarrow V_B^u = 14,6 \text{ KN}$$

$$V_C = -1,1 \times \frac{q \times 4,15}{2} \Rightarrow V_C^u = -14,6 \text{ KN}$$

Travée C-D :

$$V_C = 1,1 \times \frac{q \times 4,50}{2} \Rightarrow V_C^u = 15,83 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{q \times 4,50}{2} \Rightarrow V_D^u = -14,4 \text{ KN}$$

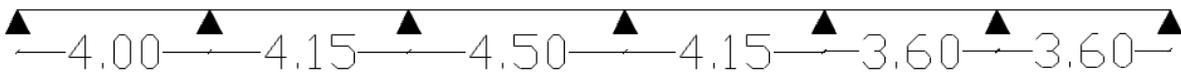
Donc la travée C-D est la plus sollicitée avec : $V_C^u = 15,83 \text{ KN}$

➤ **Etude des différentes poutrelles du Plancher de la terrasse inaccessible :**

Tableau III.5 : Sollicitations de la poutrelle (T '2) du plancher terrasse inaccessible

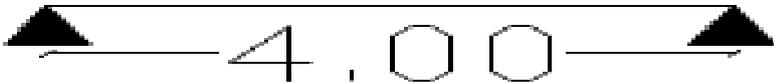
	L (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
Travée AB	4	-2,43	-6,89	-1,77	-5,03	9,99	7,28	12,80	-14,08
Travée BC	4,15	-6,89	-8,10	-5,03	-5,91	7,17	5,56	14,6	-14,6
Travée CD	4,50	-8,10	-2,43	-5,91	-1,77	12,96	9,46	15,83	-14,4

Tableau III.6 : Sollicitations de la poutrelle (T '1) du plancher terrasse inaccessible.



	L (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
Travée AB	4	-2,79	-7,91	-2,03	-5,74	11,55	8,38	14,70	-16,17
Travée BC	4,15	-7,91	-7,44	-5,74	-5,40	9,01	6,55	16,78	-16,78
Travée CD	4,50	-7,44	-7,44	-5,40	-5,40	12,19	8,85	16,54	-16,54
Travée DE	4,15	-7,44	-6,33	-5,40	-4,59	9,80	7,12	15,25	-15,25
Travée EF	3,6	-6,33	-5,96	-4,59	-4,32	6,42	4,66	13,23	-14,55
Travée FJ	3,6	-5,96	-2,79	-4,32	-2,03	9,59	6,95	14,55	-13,23

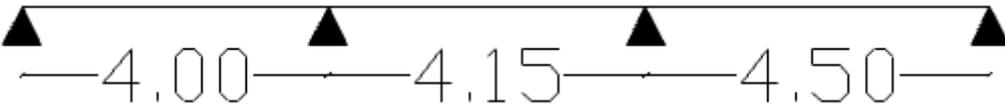
Tableau III.7 : Sollicitations de la poutrelle (T '4) du plancher terrasse inaccessible



	L (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
Travée AB	4	-2,21	-2,21	-1,6	-1,6	14,7	10,67	14,7	-14,7

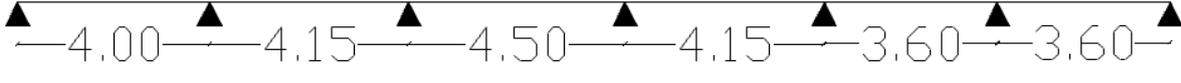
➤ Etude des différentes poutrelles du Plancher des étages courants :

Tableau III.8 : Sollicitations de la poutrelle (T '2) du plancher étages courants.



	L (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
Travée AB	4	-2,79	-7,91	-2,03	-5,74	11,55	8,38	14,70	-16,17
Travée BC	4,15	-7,91	-9,3	-5,71	-6,75	8,34	6,06	16,78	-16,78
Travée CD	4,50	-9,3	-2,79	-6,75	-2,03	14,97	10,83	18,19	-16,54

Tableau III.9: Sollicitations de la poutrelle (T '2) du plancher des étages courants.



	L (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
Travée AB	4	-2,43	-6,887	-1,77	-5,024	7,992	7,289	12,796	- 14,07
Travée BC	4,15	-6,887	-6,478	-5,024	-4,725	7,78	5,675	14,60	- 14,60
Travée CD	4,50	-6,478	-6,478	-4,725	-4,725	10,527	7,679	14,39	- 14,39
Travée DE	4,15	-6,478	-5,51	-4,725	-4,019	8,469	6,177	13,26	- 13,26
Travée EF	3,6	-5,51	-5,183	-4,019	-3,781	5,537	4,039	12,69	- 12,69
Travée FJ	3,6	-5,183	-2,43	-3,781	-1,77	8,292	6,048	12,69	- 11,52

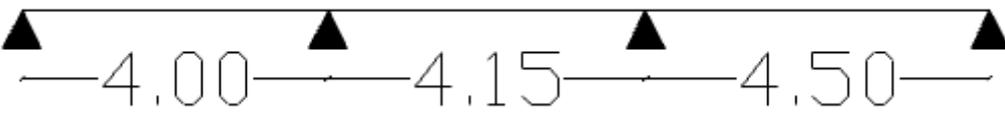
Tableau III.10 : Sollicitations de la poutrelle (T '2) du plancher étages courants



	L (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
Travée AB	4	-1,92	-1,92	-1,4	-1,4	12,8	9,33	12,8	-12,8

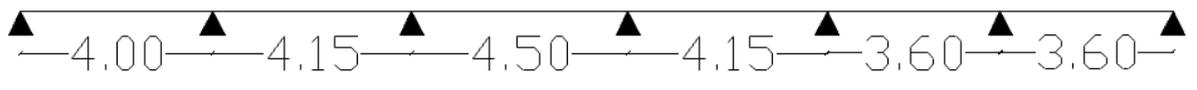
➤ Etude des différentes poutrelles du Plancher de la galerie commerciale:

Tableau III.11: Sollicitations de la poutrelle (T2) du plancher de la galerie commerciale.



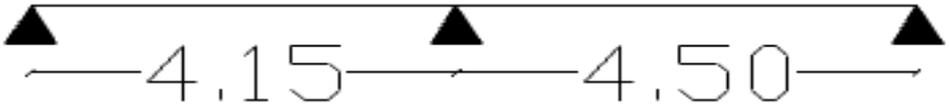
	L (m)	Mui (KN.m)	Mui+1 (KN.m)	Msi (KN.m)	Msi+1 (KN.m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)
Travée AB	4	-4,08	-11,58	-2,89	-8,19	18,49	13,08	21,52	-23,68
Travée BC	4,15	-11,58	-13,62	-8,19	-9,63	13,54	9,57	24,56	-24,56
Travée CD	4,50	-13,62	-4,08	-9,63	-2,89	23,92	16,92	26,63	-24,21

Tableau III.12: Sollicitations de la poutrelle (T1) du plancher de la galerie commerciale.



	L (m)	Mui (KN.m)	Mui+1 (KN.m)	Msi (KN.m)	Msi+1 (KN.m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)
Travée AB	4	-4,08	-11,58	-2,89	-8,19	18,49	13,07	21,52	-23,67
Travée BC	4,15	-11,58	-10,89	-8,19	-7,70	14,89	10,54	24,56	-24,56
Travée CD	4,50	-10,89	-10,89	-7,70	-7,70	19,84	14,03	24,22	-24,22
Travée DE	4,15	-10,89	-9,27	-7,70	-6,56	16,06	11,36	22,33	-22,33
Travée EF	3,6	-9,27	-8,71	-6,56	-6,17	10,68	7,55	21,31	-21,31
Travée FJ	3,6	-8,71	-4,08	-6,17	-2,89	15,31	10,82	21,31	-19,37

Tableau III.13 : Sollicitations de la poutrelle (T4) du plancher de la galerie commerciale.



	L (m)	Mui (KN.m)	Mui+1 (KN.m)	Msi (KN.m)	Msi+1 (KN.m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)
Travée AB	4,15	-4,08	-16,34	-2,89	-11,56	17,97	12,71	22,33	-25,68
Travée BC	4,50	-16,34	-4,08	-11,56	-2,89	22,56	15,98	27,85	-24,21

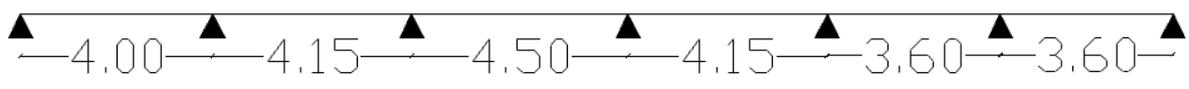
➤ Etude des différentes poutrelles du Plancher de RDC:

Tableau III.14 : Sollicitations de la poutrelle (T2) du plancher RDC.



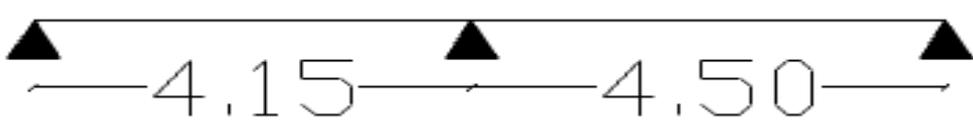
	L (m)	Mui (KN.m)	Mui+1 (KN.m)	Msi (KN.m)	Msi+1 (KN.m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)
Travée AB	4	-3,16	-8,96	-2,27	-6,44	13,53	9,73	16,65	-18,31
Travée BC	4,15	-8,96	-10,54	-6,44	-7,58	9,69	6,96	19	-19
Travée CD	4,50	-10,54	-3,16	-7,58	-2,27	17,52	12,60	20,60	-18,73

Tableau III.15 : Sollicitations de la poutrelle (T1) du plancher RDC.



	L (m)	Mui (KN.m)	Mui+1 (KN.m)	Msi (KN.m)	Msi+1 (KN.m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)
Travée AB	4	-3,16	-8,96	-2,27	-6,44	13,53	9,73	16,65	-18,31
Travée BC	4,15	-8,96	-8,43	-6,44	-6,06	10,68	7,68	19	-19
Travée CD	4,50	-8,43	-8,43	-6,06	-6,06	14,36	10,33	18,73	-18,73
Travée DE	4,15	-8,43	-7,17	-6,06	-5,16	11,58	8,33	17,27	-17,27
Travée EF	3,6	-7,17	-6,74	-5,16	-4,85	7,63	5,48	16,48	-16,48
Travée FJ	3,6	-6,74	-3,16	-4,85	-2,27	11,21	8,06	16,48	-14,98

Tableau III.16 : Sollicitations de la poutrelle (T4) du plancher RDC.



	L (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
Travée AB	4,15	-3,16	-12,65	-2,27	-9,09	13,06	9,39	17,27	-19,86
Travée BC	4,50	-12,65	-3,16	-9,09	-2,27	16,47	11,84	21,54	-18,73

➤ Sollicitations maximales dans les poutrelles:

Les sollicitations les plus défavorables sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau.III.17. Sollicitation maximale, dans les poutrelles des différents planchers

Sollicitation Maximale								
Plancher et type de poutrelle	Moment en appui de rive (KN.m)		Moment en appui intermédiaire (KN.m)		Moment en travée(KN.m)		Effort tranchant(KN)	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU +	ELU -
Terrasse inaccessible poutrelle T2	-2,79	-2,03	-8,10	-5,91	12,96	9,46	15,83	-14,4
Etage courant poutrelle	-2,79	-2,03	-9,3	-6,75	14,97	10,83	18,19	-16,54
RDC poutrelle T2	-3,16	-2,27	-12,65	-9,09	16,47	11,84	21,54	-18,73
Galerie Commerciale poutrelle T2	-4,08	-2,89	-16,34	-11,56	22,56	15,98	27,85	-24,21

❖ Ferrailage des poutrelles:

Exemple de calcul

On prend comme exemple de calcul pour, le ferrailage des poutrelles type (T '2) du plancher étage courant qu'est sollicité par les sollicitations suivantes:

ELU

$$M_t = 14,97 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{inter}} = -9,3 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_t = 10,83 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{inter}} = -6,75 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{rive} = -2,79 \text{ KN.m}$$

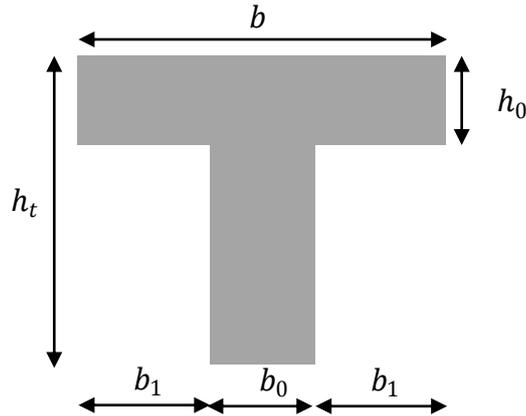
$$M_a^{rive} = -2,03 \text{ KN.m}$$

$$V = 18,19 \text{ KN} ; L = 4,50 \text{ m.}$$

✓ les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont:

- $b = 65 \text{ cm}$
- $b_0 = 10 \text{ cm}$
- $h_t = 20 \text{ cm}$

- $d = 18 \text{ cm}$
- $d' = 2 \text{ cm}$
- $h_0 = 4 \text{ cm}$
- $b_1 = 27,5 \text{ cm}$



Calcul à ELU:

A- Armature longitudinales:

➤ En travée

Figure. III.7: Coupe transversale d'une poutrelle.

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

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) ; d = h - d' = 0,20 - 0,02 = 0,18 \text{ m}$$

Le Moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02) \Rightarrow M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m.}$$

$M_t = 14,97 \text{ KN.m} < M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée \Rightarrow Le calcul sera mené pour une section rectangulaire $b \times h$ ($0,65 \times 0,20$) m^2 .

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{14,97 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,032 \times 14,2} = 0,051 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$0,051 < \xi_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,392$$

$\Rightarrow A' = 0$ (les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaires).

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,065$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,065) = 0,176 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{Mt}{Z \times f_{st}} = \frac{14,97 \times 10^{-3}}{0,175 \times 348} = 2,46 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit } A_s = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 2,70 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e} \leq A_{\text{cal}}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 1,413 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1.413 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} = 2,46 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

➤ **Aux appuis:**

a) Appuis intermédiaires :

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) \rightarrow (0,10 \times 0,20) \text{ m}^2$; avec $M_u = -9,3 \text{ KN.m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,3 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,202 \quad ; \quad \mu_{bu} = 0,202 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B:}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,202}) = 0,285 \quad ; \quad z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,285) = 0,159 \text{ m}$$

$$\xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right) 10^3 = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1-0,285}{0,285} \right) 10^3 = 8,78\% > \xi_l = 1,74\%$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{a \text{ inter}} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{9,3 \times 10^{-3}}{0,159 \times 348} = 1,68 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_s = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

b) Appuis rives:

$$M_a^{\text{rive}} = M_u = 2,79 \text{ KN.m.}$$

$$A_{a \text{ rive}} = \frac{M_a^r \times A_a^{\text{int}}}{M_a^{\text{int}}} = \frac{2,79 \times 1,68}{9,3} = 0,504 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{soit } A_s = 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 10^4 \times \frac{2,1}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_{\text{rive cal}} = 0,504 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

• **Vérifications à ELU**

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$V^{\max} = 18,19 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{18,19 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 1,01 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

✓ **Armatures transversales:**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min}) \Rightarrow \Phi_t \geq \min (8 \text{ mm} ; 5,71 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}) = 5,714 \text{ mm}$$

On adopte a un étrier Φ_6 . Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$.

✓ **Espacement S_t**

L'espacement entre les armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

1) $S_t \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm}$

2) $S_t \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} = \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{10(1,01 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 48 \text{ cm}$

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

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

3) $S_t \leq \frac{f_e \times A_t}{0,4 \times b_0} = \frac{400 \times 0,57}{0,4 \times 10} = 57 \text{ cm}$

$S_t = \min (1; 2; 3)$; on adopt **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) \text{ MPa}$

$b_1 = (b - b_0) / 2 \rightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 18,19 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1,18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement à la jonction table-nervure.

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

• **Appuis de rive**

On doit vérifier que : $A_l \geq \gamma_s \times V_u / f_c$ (Art A.5.1,312)BAEL91/99.

$$A_l \geq 1,15 \times 18,19 \times 10^{-3} / 400 = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2,70 + 0,79 = 3,49 \text{ cm}^2. \Rightarrow A_l = 3,49 \text{ cm}^2 > 0,52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Appuis intermédiaires**

On doit vérifier que : $A_l \geq \gamma_s / f_c (V_u + M_u / 0,9d)$.

$$A_l \geq 1,15 / 400 (18,19 - 9,3 / (0,9 \times 0,18)) = -0,113 \text{ cm}^2 < 0 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucuns efforts de traction, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

✓ **Vérification de la bielle**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.5, 313) BAEL91/99.

Soit : $a = \min[0,9d ; \text{la largeur de l'appui} - 4\text{cm}]$

Avec : $a \leq 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,20 \text{ cm}$

$$V_u = 18,19 \text{ KN} < 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25 = 108,13 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérifications à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers n'est pas nécessaire alors il y a lieu de vérifier:

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures;
- ✓ Etat limite de compression de béton;
- ✓ Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

1-Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification à faire (Art B.6.3BAEL)

2-Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (A.4.5.2)}$$

• **En travée**

✓ **Position de l'axe neutre**

On a : $A' = 0$

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

$$H = 0,65 \times \frac{0,04^2}{2} - 15 \times 2,70 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04) = -4,7 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$H < 0$: alors l'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera comme une section en T.

✓ **Calcul de y**

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

$$5 \times y^2 + [(65 - 10) \times 4 + 15 \times 2,70] \times y - [(65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,70 \times 18] = 0$$

$$5y^2 + 260,5y - 1169 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne **y = 4,156cm**

✓ **Calcul de moment d'inertie I**

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

$$I = \frac{65 \times 4,156^3}{3} - \frac{(55)}{3} \times (4,156 - 4)^3 + 15 \times 2,70 \times (18 - 4,156)^2 \Rightarrow I = 9317,3 \text{ cm}^4$$

✓ **Les contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{10,83 \times 4,156 \times 10^{-5}}{9317,3 \times 10^{-8}} = 4,83 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 4,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée

• **En appuis intermédiaires**

Le même travail à faire au niveau de l'appui, la section à calculer est ($b_0 \times h$).

$$M_{a \text{ ser}} = -6,75 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul de y**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15A(y - d) = 0$$

$$\frac{10}{2} y^2 + 15 \times 2,26(y - 18) = 0$$

$$5y^2 + 33,9y - 610,2 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne $y=8,166\text{cm}$

✓ **Calcul de moment d'inertie I**

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

$$I = 5093,51\text{cm}^4.$$

✓ **Les contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6,75 \times 8,166 \times 10^{-5}}{5093,51 \times 10^{-8}} = 10,82\text{MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 10,82\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$Condition vérifiée.

3-Etat limite de déformation :

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

➤ **Evaluation de la flèche BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93**

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

$$\begin{cases} h \geq \max\left[\frac{l}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right] l \dots\dots\dots \textcircled{1} \\ A_s \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} \dots\dots\dots \textcircled{2} \\ l \leq 8 \text{ m} \dots\dots\dots \textcircled{3} \end{cases}$$

$$h \geq \max\left[\frac{l}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right] l \Rightarrow 20 \geq \max[28; 30] \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

La 1^{ère} 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 : $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$

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

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des cloison G sans revêtement.

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 $f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0,9\text{cm}$

➤ **Calcul de la flèche**

G_g = poids total;

G_j = poids au moment de pose des cloisons.

$$G_g = 6,71 \text{ KN/m}^2$$

$$G_j = 5,1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{gser} = 0,65 \times G_g = 4,3615 \text{ KN/m}$$

$$q_{jser} = 0,65 \times G_j = 3,3115 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0,65 \times (G+Q) = 0,65 \times (6,71+1,5) = 5,3365 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser} = w \times \frac{q_{ser} \times l^2}{8}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0,52 \times \frac{3,3115 \times 4,5^2}{8} = 4,356 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0,52 \times \frac{4,3615 \times 4,5^2}{8} = 5,738 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0,52 \times \frac{5,3365 \times 4,5^2}{8} = 7,015 \text{ KN.m}$$

• **Propriété de la section**

On a : $Y=4,156 \text{ cm}$, $I=9317,3 \text{ cm}^4$ et $A_t=2,70 \text{ cm}^2$.

Calcul de centre de gravité (y_G) et le moment d'inertie (I_0) de la section homogène

$$y_G = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + n(A + A')}$$

$$y_G = \frac{\frac{10(20)^2}{2} + (65 - 10) \times \frac{(4)^2}{2} + 15(2,70 \times 18)}{(10 \times 20) + (65 - 10) \times 4 + 15(2,70)} \Rightarrow y_G = 6,88 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b y_G^3}{3} + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + n[A(d - y_G)^2 + A'(y_G - d')^2]$$

$$I_0 = \frac{65 (6,88)^3}{3} + 10 \frac{(20 - 6,88)^3}{3} - (65 - 10) \frac{(6,88 - 4)^3}{3} + 15[2,70 \times (18 - 6,88)^2]$$

$$I_0 = 19154 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{4,356 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,04156)}{9317,3 \times 10^{-8}} = 97,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{5,738 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,04156)}{9317,3 \times 10^{-8}} = 127,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{7,015 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,04156)}{9317,3 \times 10^{-8}} = 156,347 \text{ MPa}$$

• **Inertie fictive (I_f)**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,70}{10 \times 18} = 0,015$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{0,1}{0,65}) 0,015} = 2,84 \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0,4 \lambda_i = 0,4 \times 2,84 = 1,14 \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 97,08 + 2,1} \Rightarrow \mu_j = 0,536$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 127,88 + 2,1} \Rightarrow \mu_g = 0,623$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 156,347 + 2,1} \Rightarrow \mu_p = 0,679$$

$$I_{fji} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 19154}{1 + 2,84 \times 0,536} \Rightarrow I_{fji} = 8353,44 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19154}{1 + 2,84 \times 0,623} \Rightarrow I_{fgi} = 7608,14 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 19154}{1 + 2,84 \times 0,679} \Rightarrow I_{fpi} = 7194,94 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{gv}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19154}{1 + 1,14 \times 0,623} \Rightarrow I_{f_{gv}} = 12319,70 \text{ cm}^4$$

• Calcul des flèches :

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 3700(25)^{1/3}$$

= 10818,86 MPa ... Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_i = 3E_v = 3 \times 10818,86$$

= 32456,59 MPa ... Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = \frac{4,356 \times 10^{-3} \times (4,5)^2}{10 \times 32456,59 \times 8353,44 \times 10^{-8}} = 0,00325 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = \frac{5,738 \times 10^{-3} \times (4,5)^2}{10 \times 32456,59 \times 7608,14 \times 10^{-8}} = 0,00470 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = \frac{7,015 \times 10^{-3} \times (4,5)^2}{10 \times 32456,59 \times 7194,94 \times 10^{-8}} = 0,00608 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = \frac{5,738 \times 10^{-3} \times (4,5)^2}{10 \times 10818,86 \times 12319,70 \times 10^{-8}} = 0,00871 \text{ m}$$

$$\Delta_{ft} = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$= 0,00871 - 0,00325 + 0,00608 - 0,00470$$

$$= 0,00684 \text{ m} = 0,684 \text{ cm}$$

$\Delta_{ft} = 0,684 \text{ cm} < f_{adm} = 0,9 \text{ cm}$... La flèche est vérifiée.
donc le ferrailage est satisfait pour l'étage courant.

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

Tableau III.18 Ferrailage des différents types de poutrelles.

	Position	M ^{max} (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des sections (cm ²)
Terrasse inaccessible	Travée	12,96	0,043	0,054	0,176	2,1	1,41	2HA10+1HA12=2,70
	Appuis rive	-2,79	0,06	0,077	0,174	0,447	0,217	1HA10=0.79
	Appuis int	-8,10	0,176	0,243	0,162	1,43	0,217	2HA10=1,57
Etage courant	Travée	14,97	0,051	0,065	0,176	2,46	1,41	2HA10+1HA12=2,70
	Appuis rive	-2,79	0,06	0,077	0,174	0,447	0,217	1HA10=0.79
	Appuis int	-9,3	0,202	0,285	0,159	1,68	0,217	2HA12=2,26
RDC	Travée	16,47	0,055	0,07	0,174	3,21	1,41	3HA12=3,39
	Appuis rive	-3,16	0,068	0,088	0,174	0,60	0,217	1HA10=0,79
	Appuis int	-12,65	0,274	0,409	0,150	2,42	0,217	2HA10+1HA12=2,70
Galerie commerciale	Travée	22,56	0,075	0,097	0,173	3,74	1,41	3HA12+1HA8=3,89
	Appuis rive	-4,08	0,053	0,068	0,175	0,4	0,217	1HA10=0,79
	Appuis int	-16,34	0,355	0,576	0,138	3,4	0,217	3HA12+1HA8=3,89

○ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

Tableau III.19 Vérification au cisaillement.

Type	Bielle $V_u \leq 0,267ab_0 \cdot f_{c28}$	Cisaillement $\frac{V_{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$	Armature longitudinale aux appuis		Jonction table-nervure $\frac{V_u b_1}{0.9 \times dbh_0} \leq \bar{\tau}_u$
			Rive $A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	Intermédiaire $A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	
Terrasse inaccessible	15,83<108,13	0,879<3,33	3,49>0,45	4,27>-0,098	1,03<3,33
Etage courant	18,19<108,13	1,01<3,33	3,49>0,52	4,96>-0,113	1,18<3,33
RDC	21,54<108,13	1,19<3,33	4,18>0,63	6,06>-0,16	1,4<3,33
Galerie	27,85<108,14	1,54<3,33	4,68>0,8	7,78>-0,209	1,81<3,33

commerciale					
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

- Vérifications des contraintes à ELS
 - Etat limite de compression du béton

Tableau III.20 Vérification des états limites de compression du béton

Etage	Position	M _{ser} KN.m	As cm ²	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$		Observation
						σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	
Terrasse inaccessible	Travée	9,46	2,70	4,15	9317,3	4,21	15	vérifiée
	Appuis riv	-2,03	0,79	5,44	2406	4,58	15	vérifiée
	Appuis int	-5,91	1,57	7,15	3990,78	10,58	15	vérifiée
Etage courant	Travée	10,83	2,7	4,15	9317,3	4,156	15	vérifiée
	Appuis riv	-2,03	0,79	5,44	2406	4,58	15	vérifiée
	Appuis int	-6,75	2,26	8,16	5093,51	10,82	15	vérifiée
RDC	Travée	11,84	3,39	4,59	11154,8	4,87	15	vérifiée
	Appuis riv	-2,27	0,79	5,44	2406	5,13	15	vérifiée
	Appuis int	-9,09	2,7	8,65	5658,65	13,89	15	vérifiée
G.C	Travée	15,98	3,89	4,86	12317,1	6,31	15	vérifiée
	Appuis riv	-2,89	0,79	5,44	2406	6,533	15	vérifiée
	Appuis int	-11,56	3,89	9,78	7593,30	14,89	15	vérifiée

- Etat limite de déformation : $\Delta f \leq f_{adm}$

Tableau III.21 Vérification des états limites de déformation.

Plancher	Terrasse inaccessible	Etage courant	RDC	G.C
q _{jser} (KN/m)	1,8525	3,315	3,315	3,315
q _{gser} (KN/m)	4,017	4,3615	4,3615	4,3615

$q_{pser}(KN/m)$	4,667	5, 3365	5,986	7,6115
$M_{jser}(KN.m)$	2,438	4,356	4,254	4,514
$M_{gser}(KN.m)$	5,287	5,738	5,597	5,939
$M_{pser}(KN.m)$	6,142	7,017	7,682	9,689
$\sigma_{sj}(MPa)$	54,352	97,08	76,183	70,846
$\sigma_{sg}(MPa)$	117,85	127,88	100,233	93,211
$\sigma_{sp}(MPa)$	136,93	156,347	137,567	152,057
$f_{ij}(mm)$	1,367	3,25	2,605	2,517
$f_{ig}(mm)$	4,234	4,70	3,737	3,577
$f_{ip}(mm)$	5,149	6,08	5,545	6,142
$f_{vg}(mm)$	7,899	8,71	7,285	7,142
$\Delta f(mm)$	7,446	6,84	6,488	7,498
$f_{adm}(mm)$	9	9	9	9

Remarque : La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

➤ **Etude de la dalle de compression**

On utilise des barres de type rond lisses de nuance $f_e = 235$ MPa

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.

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

On a $50 \leq L_0 \leq 80$ avec : L_0 : distance entre axe des poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures parallèle aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le (CBA) on adopte un ferrailage :

Soit : $A_{\perp} = 5\Phi 6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement de 20cm ($St = 20\text{cm} \leq 20\text{cm}$).....vérifiée

$A_{//} = 4\Phi 6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement de 25cm ($St = 25\text{cm} \leq 30\text{cm}$).....vérifiée

D'où on opte : un treillis soudé *TS* de maille carré (15×15) cm²

- * **Schéma de ferrailage du plancher à corps creux (16+4)**

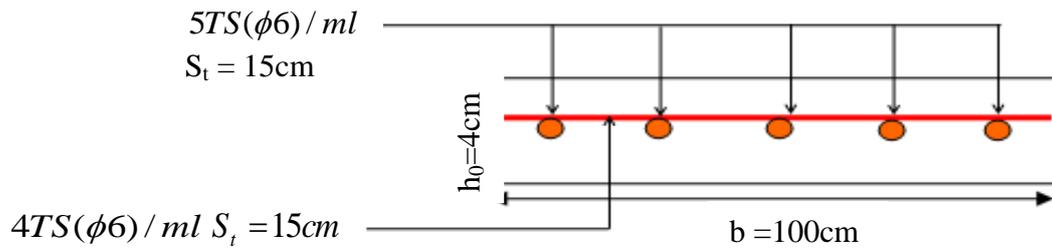
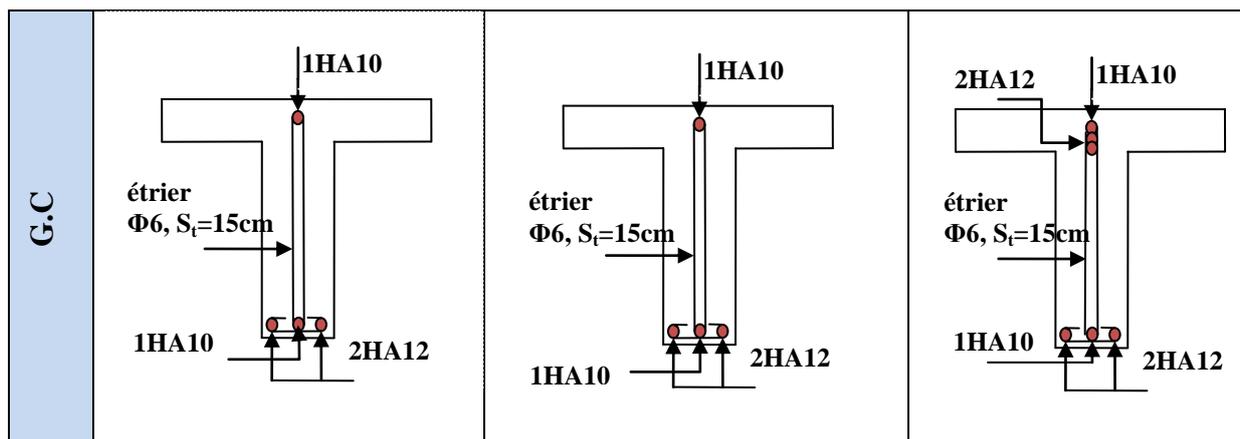


Figure III.8 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

❖ Ferrailage des poutrelles

Tableau III.22 Les schémas de ferrailage des poutrelles.

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



II.2.2 Etude des planchers dalles pleines :

Dans notre étude on prends les panneaux de dalle les plus sollicité et on ferraille les autres panneaux qui sont identique avec celui que on à trouvé.

- ✓ Exemple de calcul
- Dalle sur 2 appui :

✓ Caractéristique de la dalle :

L_x : distance minimal entre nus d'appui ($L_x=0,46m$)

L_y : distance maximal entre nus d'appui ($L_y=3,85m$)

$G = 4,46 \text{ KN/m}^2$; $Q=3,5\text{KN/m}^2$

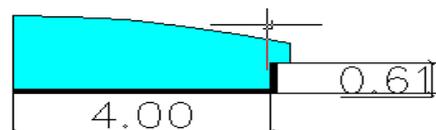


Figure III.9 Dalle sur 2 appuis (balcon).

❖ Calcul a l'ELU

✓ Calcul de chargement.

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1ml = 11,47\text{KN/ml}$$

$$q_s = (G+Q) \times 1ml = 7,96 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,12 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens } L_x .$$

$$\text{Donc : } M_{0x} = \frac{q_u \times L_x^2}{2} \Rightarrow M_{0x} = 1,21 \text{ kn.m}$$

• Calcul des moments corrigé(réel)

$$\text{Moments en travées: } M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = 1,01 \text{ kn.m}$$

$$\text{Moments en appuis: } M_{ax} = -0,3 \times M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = -0,357 \text{ kn.m}$$

• Calcul de l'effort tranchant V:

$$V = q \times l_x \Rightarrow V = 5,27 \text{ kn.}$$

✓ Calcul de la section d'armatures :

- Le ferrailage de la dalle plein du balcon se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml (b=1ml).
- F.P.N $c \geq 2\text{cm}$ soit $c = 2\text{ cm}$ ce qui donne $d=e-c=12-2=10\text{ cm}$

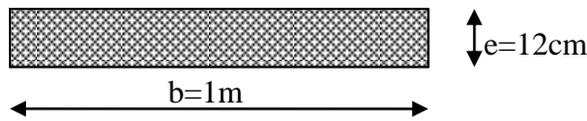


Figure III.10: Section de la dalle pleine à ferrailer.

• Condition de non fragilité :

Pour $e > 12\text{ cm}$ et $\rho < 0,4$ ($\rho = 0,12$) donc :

$$\Rightarrow \{A_x^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 12 \Rightarrow A_x^{\min} = 0,96\text{cm}^2$$

Tableau III.23 : Ferrailage de dalles sur 2 appui de l'étage courant

Position	Sens	M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{Cal} (cm^2/ml)	A_{\min} (cm^2/ml)	A_{Choisit} (cm^2/ml)	St (cm)
En travée	Selon x	1,21	0,005	0,006	0,119	0,24	0,96	4HA8=2,01	25
En appuis	Selon x	0,363	$\frac{0,001}{7}$	0,002	0,119	0,086	0,096	3HA8=1,51	33

- L'espacement St

charge répartie et F.P.N $\Rightarrow St \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33\text{ cm}$ vérifiée.

$$St = 100/4 = 25\text{cm} < 33\text{ cm}.$$

- Armatures secondaire (répartition)

$$A_t = A_{\text{choisit}}/4 = 2,51/4 = 0,63\text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\text{HA8} = 2,01\text{ cm}^2$$

- L'espacement (St)

$$St \leq \min(4 \times e ; 45\text{ cm}) = \min(44; 45\text{cm}) = 44\text{ cm}.$$

$$St = 100/3 = 33\text{cm} < 44\text{ cm}.$$

Vérification à l'ELU

➤ Cisaillement

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{5,27 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,052\text{MPa} \leq \tau_{adm} = 0,07 \times f_{c28}/1,5 = 1,17\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• Vérification à l'ELS:

$$q_s = (G+Q) = 7.96\text{ kn/ml} \Rightarrow M_{0x} = \frac{q_s \times L_x^2}{2}$$

$$\Rightarrow M_{0x} = 0,84\text{ kn.m}$$

$$\begin{aligned} \text{Moments en travées(réel)} & \left\{ \begin{aligned} M_{xs}^t &= 0.85M_{0x} = 0,71KN.m \\ & \end{aligned} \right. \\ \text{Moments en appuis (réel)} & \left\{ \begin{aligned} M_{xs}^a &= -0.3 \times M_{0x} = -0,25KN.m \\ & \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

- **Calcul de y** : $\frac{b}{3}y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0$.
- **Calcul de I** : $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d_x - y)^2$.
- **Vérification de σ_{bc}** : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$.

Tableau III.24 Vérification des états limites de compression du béton

Position	Sens	M _{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ _{bc} ^{adm} (MPA)	Observation σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm}
En travée	Selon x	0,71	2,87	3301,2	0,61	15	Vérifiée
En appuis	Selon x	0,25	2,53	2571	0,24	15	Vérifiée

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

- **Vérification de contraint des aciers**

$$F.N \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \sigma_{st}^{adm}; \quad \sigma_{st}^{adm} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201,633MPa$$

Avec η=1,6 (HA) et f_{tj}=0,6+0,06f_{cj}.

Tableau III.25 Vérification des états limite d'ouverture des fissures.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	σ _{st} (MPA)	σ _{st} ^{adm} (MPA)	Observation σ _{st} ≤ σ _{st} ^{adm}
En travée	Selon x	0,71	29,45	201,633	vérifiée
En appuis	Selon x	0,25	10,46	201,633	Vérifiée

➤ **Etat limite de déformation (la flèche)**

Sens x-x :

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{46} = 0,26 > 0,037 \Rightarrow$ la condition vérifiée.

2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 12} = 0,002 < 0,005 \Rightarrow$ la condition vérifiée.

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

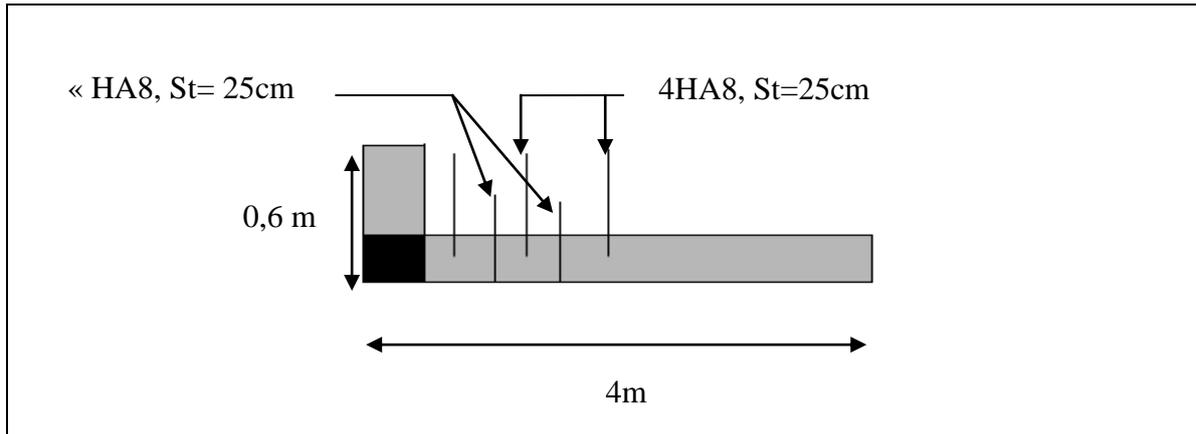


Figure.III.11:Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis .

❖ **Autres Dalles :**

Après l'exemple de calcul il nous reste 3 autre types à étudier qui sont :

D1 : dalle sur 3 appui (balcon)

D2 : dalle sur 4 appui (sous sol)

D3 : dalle sur 4 appui (dalle d'ascenseur)

Tableau III.26 Les différents types des dalles

Type de dalle	Caractéristique	Schéma
D1	Dalle sur 3 appui Lx=1,15 m Ly= 3,85m G=4,61kn/m ² Q =3,5kn/m ²	

D2	Dalle sur 4 appui $L_x=4,20$ m $L_y=4,70$ $\rho=0,89>0,4$ Elle travaille dans les deux sens $G=7,61\text{kn/m}^2$ $Q=5\text{kn/m}^2$	
D3	Dalle sur 4 appui $L_x=3,85$ m $L_y=4,09$ m $\rho=0,94>0,4$ Elle travaille dans les deux sens $G=7,61\text{kn/m}^2$ $Q=1,5\text{kn/m}^2$	

**Calcul Des Dalles D1, D2 et D3:
Selon x-x**

Tableau III.27 Calcul des sollicitations selon le sens x-x

Dalle	Chargement				Les moments			
	$G(\text{KN/m}^2)$	$Q(\text{KN/m}^2)$	$P_u(\text{KN})$		$M_{t_x}(\text{KN.m})$		$M_{a_x}(\text{KN.m})$	
			ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
D1	4,61	3,5	11,47	7,96	14,93	10,95	5,27	1,45
D2	7,61	5	17,77	12,61	10,95	8,95	7,3	5,97
D3	7,61	1,5	12,53	9,11	5,83	4,97	3,89	3,37

Tableau III.28 Calcul des ferrillages selon le sens x-x

Dalle	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$		$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$		$A_{choisit}(\text{cm}^2/\text{ml})$		St(cm)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
D1	3,73	1,28	0,96	0,096	4HA12=4,52	4HA8=2,01	20	25
D2	2,14	1,42	1,26	1,26	4HA10=3,14	4HA8=2,01	25	25
D3	1,13	0,75	1,24	1,24	4HA8=2,01	4HA8=2,01	25	25

Tableau III.29 Vérifications nécessaires selon le sens x-x

Dalle	Effort tranchant		Contraintes						La flèche	
			Béton			Acier				
	$V_x(\text{KN})$	$V_y(\text{KN})$	$\sigma_{bc}(\text{Mpa})$		$\sigma_{bc}^{adm}(\text{Mpa})$	$\sigma_{st}(\text{Mpa})$		$\sigma_{st}^{adm}(\text{Mpa})$	$f_{cal}(\text{mm})$	$f^{adm}(\text{mm})$
			travée	appui		travée	appui			
D1	6,54	0,17	6,76	1,26	15	203	60,15	201,6	0,20	0,042
D2	22,78	16,26	6,44	5,19	15	237	247,7	201,6	0,02	0,037
D3	13,51	11,27	4,32	3,31	15	206,2	1,86	201,6	0,031	0,037

Selon y-y

Tableau III.27 Calcul des sollicitations selon le sens y-y

Dalle	Chargement				Les moments			
	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	Pu(KN)		Mt _y (KN.m)		Ma _y (KN.m)	
			ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
D1	4,61	3,5	11,47	7,96	2,17	1,52	1,45	1,01
D2	7,61	5	17,77	12,61	7,6	7,47	5,07	4,98
D3	7,61	1,5	12,53	9,11	5,72	5,12	3,37	3,01

Tableau III.28 Calcul des ferrillages selon le sens y-y

Dalle	Calcul de ferrillage							
	A _{cal} (cm ² /ml)		A _{min} (cm ² /ml)		A _{choisit} (cm ² /ml)		St(cm)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
D1	2,71	0,35	0,96	0,96	4HA10=3,14	4HA8=2,01	12,5	25
D2	1,47	0,98	1,2	1,2	4HA8=2,01	4HA8=2,01	24	24
D3	1,11	0,65	1,2	1,2	4HA8=2,01	4HA8=2,01	25	25

Tableau III.29 Vérifications nécessaires selon le sens y-y

Dalle	Vérifications nécessaires									
	Effort tranchant		Contraintes						La flèche	
			Béton			Acier				
	τ _u (Mpa)	τ _u ^{adm} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)		σ _{bc} ^{adm} (Mpa)	σ _{st} (Mpa)		σ _{st} ^{adm} (Mpa)	f _{cal} (mm)	f ^{adm} (mm)
travée			Appui	Travée		Appui				
D1	0,043	1,17	2,16	2,19	15	90,79	118,8	201,6	3,37	7
D2	0,151	1,17	3,77	10,8	15	878	585	201,6	8,37	9,2
D3	0,09	1,17	11,1	6,52	15	602	354	201,6	0,14	6

Tableau III.30 Calcul des sections d'acier à l'ELS

Dalle	Sens	α	β × 10 ⁻³	A _{ELU} (cm ² /ml)	A _{SER} (cm ² /ml)	A _{choisit} (cm ² /ml)	St(cm)
D1	Travée (X-X)	0,292	3,77	4,52	5,01	5HA12=5,65	20
D2	Travée (X-X)	0,22	1,97	3,14	3,32	4HA12=4,52	25
	Appui (X-X)	0,185	1,32	2,01	2,01	4HA10=3,14	25
D2	Travée (Y-Y)	0,204	1,64	2,01	2,65	4HA10=3,14	25
	Appui (Y-Y)	0,169	1,09	2,01	1,74	4HA10=3,14	25
D3	Travée (X-X)	0,169	1,09	2,01	1,74	4HA10=3,14	25
D3	Travée (Y-Y)	0,172	1,13	2,01	1,79	4HA10=3,14	25
	Appui (Y-Y)	0,134	0,663	2,01	1,04	4HA10=3,14	25

• **Vérification de la flèche:**

Tableau III.34 Calcul de flèche de la dalle D1 selon x-x

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
<i>J</i>	1,95	<i>Mj</i>	2,53	σ_{stj}	12,97	<i>fji</i>	0,0017
<i>G</i>	2,99	<i>Mg</i>	3,89	σ_{stg}	19,89	<i>fgi</i>	0,0026
						<i>fgv</i>	0,0077
<i>P</i>	5,27	<i>Mp</i>	6,86	σ_{stp}	35,07	<i>fpi</i>	0,0046

• $\Delta_{ft} = 0,027mm < f_{adm} = 2.3 mm$la flèche est vérifiée.

Tableau III.35 Calcul de flèche de la dalle D1 selon y-y

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
<i>J</i>	1,95	<i>Mj</i>	0,42	σ_{stj}	3,80	<i>fji</i>	0,0031
<i>G</i>	2,99	<i>Mg</i>	0,64	σ_{stg}	5,83	<i>fgi</i>	0,004
						<i>fgv</i>	0,014
<i>P</i>	5,27	<i>Mp</i>	1,13	σ_{stp}	10,27	<i>fpi</i>	0,0086

$\Delta_{ft} = 0,015mm < f_{adm} = 7.7 mm$la flèche est vérifiée.

Tableau III.36 Calcul de flèche de la dalle D2 selon x-x

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
<i>J</i>	2,44	<i>Mj</i>	1,95	σ_{stj}	12,42	<i>fji</i>	0,017
<i>G</i>	4,94	<i>Mg</i>	3,97	σ_{stg}	25,25	<i>fgi</i>	0,036
						<i>fgv</i>	0,107
<i>P</i>	8,19	<i>Mp</i>	6,59	σ_{stp}	41,86	<i>fpi</i>	0,058

$\Delta_{ft} = 0,112mm < f_{adm} = 8,4 mm$la flèche est vérifiée.

Tableau III.37 Calcul de flèche de la dalle D2 selon y-y

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
<i>J</i>	2,44	<i>Mj</i>	1,05	σ_{stj}	9,48	<i>fji</i>	0,012
<i>G</i>	4,94	<i>Mg</i>	2,13	σ_{stg}	19,29	<i>fgi</i>	0,024
						<i>fgv</i>	0,076
<i>P</i>	8,19	<i>Mp</i>	3,53	σ_{stp}	31,98	<i>fpi</i>	0,04

$\Delta_{ft} = 0,076mm < f_{adm} = 9,4 mm$la flèche est vérifiée.

Tableau III.38 Calcul de flèche de la dalle D3 selon x-x

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
<i>J</i>	2,44	<i>Mj</i>	1,5	σ_{stj}	13,66	<i>fji</i>	0,011
<i>G</i>	4,94	<i>Mg</i>	3,06	σ_{stg}	27,66	<i>fgi</i>	0,023
						<i>fgv</i>	0,069
<i>P</i>	5,92	<i>Mp</i>	3,66	σ_{stp}	33,15	<i>fpi</i>	0,027

$\Delta_{ft} = 0,062mm < f_{adm} = 7,7 mm$la flèche est vérifiée.

Tableau III.39 Calcul de flèche de la dalle D3 selon y-y

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
<i>J</i>	2,44	<i>Mj</i>	1,37	σ_{stj}	12,42	<i>fji</i>	0,012
<i>G</i>	4,94	<i>Mg</i>	2,77	σ_{stg}	25,14	<i>fgi</i>	0,024
						<i>fgv</i>	0,071
<i>P</i>	5,92	<i>Mp</i>	3,32	σ_{stp}	30,12	<i>fpi</i>	0,028

$\Delta_{ft} = 0,64mm < f_{adm} = 8,18mm$la flèche est vérifiée.

• Schémas de ferrailage :

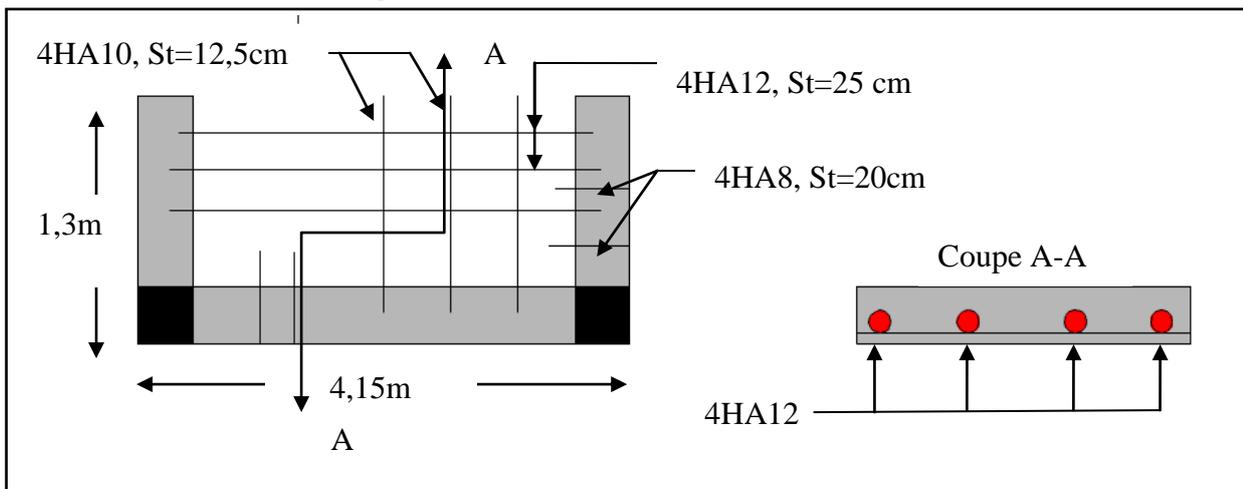


Figure.III.12 Schémas de ferrailage de la dalle D1.

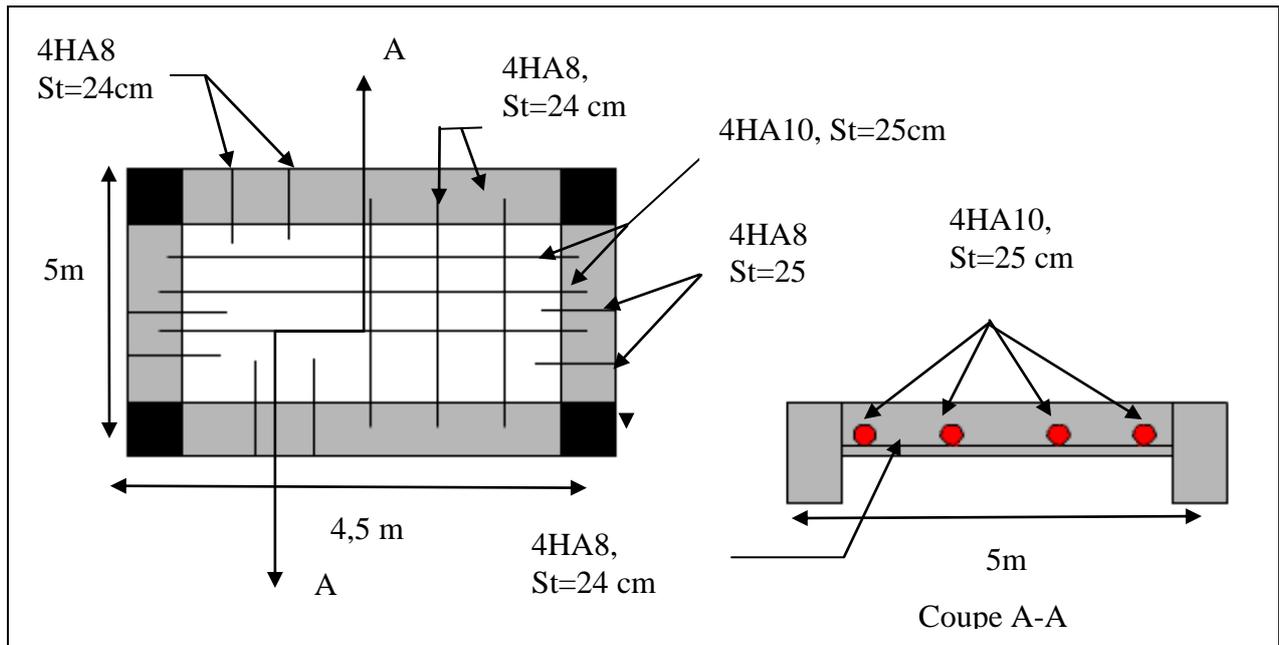


Figure.III.13 Schémas de ferrailage de la dalle D2.

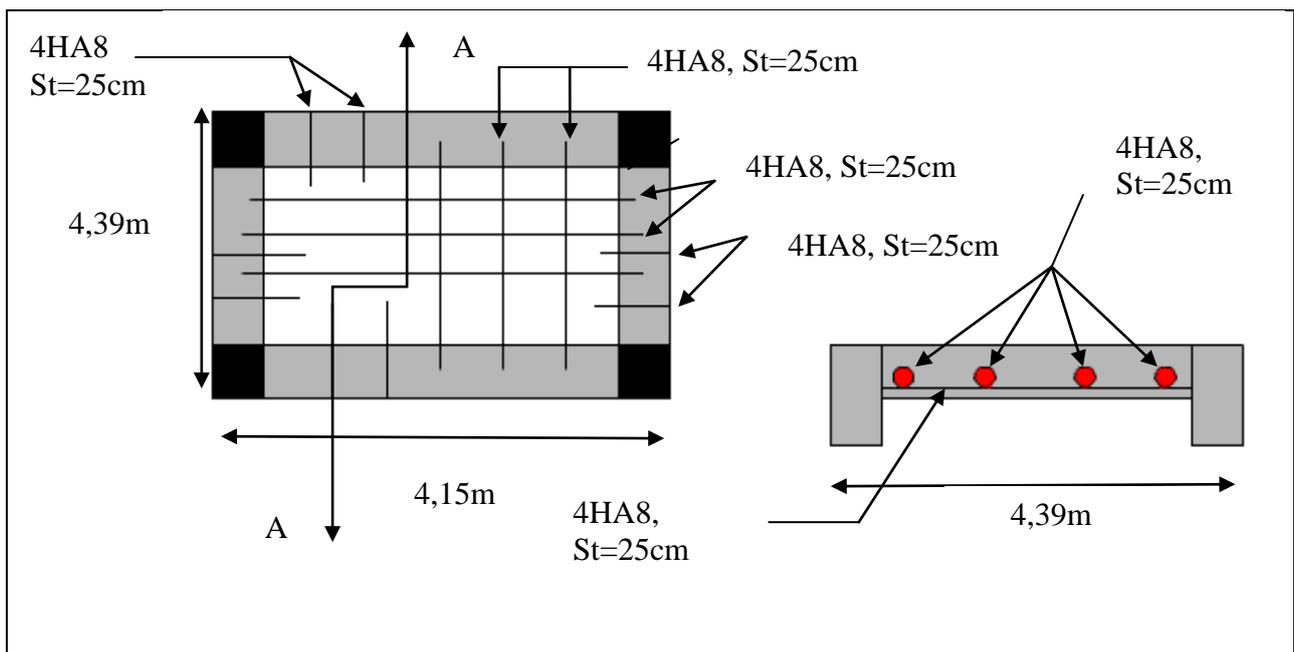


Figure.III.14 Schémas de ferrailage de la dalle D3.

III.3. Etude de l'acrotère

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 propre : $G_t = \frac{2,07 \text{ KN}}{\text{ml}}$
- ❖ Charge horizontale due à la main courant : $Q = 1 \text{ KN}$
- ❖

c) La force sismique

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 (poids de l'élément considéré).

Dans notre projet on a : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

Donc:

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2,07 \text{ KN/ml}. \end{cases}$$

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,07 \Rightarrow F_p = 0,9936 \text{ KN}$

d) calcul de centre de gravité de la section $G(X_G; Y_G)$:

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = 5,91 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 32,36 \text{ cm}$$

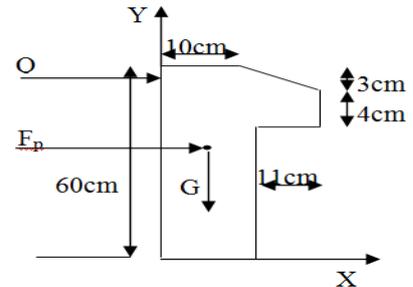


Figure III.15 Coupe transversale de l'acrotère.

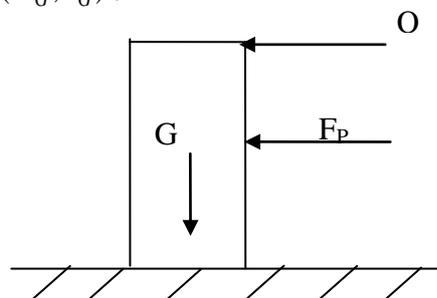


Figure III.16 Schéma des sollicitations dans l'acrotère

Calcul des sollicitations

L'acrotère est sollicitée par:

$$Q = 1\text{KN}, G = N_G = W_p = 2,07\text{KN}$$

$$M_Q = Q \times H \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{Fp} = F_p \times Y_G \Rightarrow M_{Fp} = 0,9936 \times 0,3236 = 0,3215 \text{ KN.m.}$$

Tableau III.40 Combinaisons d'actions de l'acrotère.

Sollicitations	Combinaison accidentelle	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5 Q	G + Q
N (KN)	2,07	2,7945	2,07
M (KN .m)	0,9215	0,9	0,6

a) Calcul de l'excentricité à l'état accidentel

$$e_1 = \frac{M_{ELA}}{N_{ELA}} = \frac{0,9215}{2,07} \Rightarrow e_1 = 0,45m \quad ; \quad \frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1m$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

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 ($e = \frac{M}{N}$) par une excentricité totale de calcul = $e_1 + e_2 + e_a$

Avec :

e_1 : Excentricité du premier ordre.

e_a : Excentricité additionnelle.

e_2 : excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2\text{cm}; \frac{h}{250}); \text{ CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

$$\text{avec : } h = \text{hauteur de l'acrotère} = 60\text{cm} \Rightarrow e_a = \max(2\text{cm}; \frac{60}{250}) = 2\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3 l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

Avec : l_f : Longueur de flambement $l_f = 2h = 2 \times 0,6 = 1,2m$

$$h_0 : \text{Hauteur de la section } h_0 = 10\text{cm} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,8} = 0$$

\emptyset : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée généralement égale à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2 \times 2}{0,08 \times 10^4} = 0,0108 \quad m = 1,08 \text{ cm}.$$

D'où : $e = 45 + 1,08 + 2 = 48,08 \text{ cm}$.

Les sollicitations de calcul deviennent :

b) Ferrailage de l'acrotère

$$\begin{cases} N_u = 2,79 \text{ KN} \\ M_u = N \times e = 2,79 \times 0,4808 = 1,34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **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 :

$$M_f = M_u + N_u \times (d - \frac{h_0}{2}) = 1,34 + 2,79 \times (0,08 - \frac{0,1}{2}) \Rightarrow M_f = 1,42 \text{ KN.m}.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1,42 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,0156.$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0196$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,079 \text{ m}.$$

$$A_T = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = \frac{1,42 \times 10^{-3}}{0,079 \times 348} = 0,52 \text{ cm}^2.$$

Calcul à la Flexion composée:

$$N_u \text{ est un effort de compression} \Rightarrow A_s = A_T - \frac{N_u}{f_{st}}$$

$$A_s = 0,52 \times 10^{-4} - \frac{2,79 \times 10^{-3}}{348} = 0,44 \text{ cm}^2.$$

c) Vérification à l'ELU

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 > A_s \Rightarrow \text{On adapte : } A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

▪ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ Cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA6} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

▪ **Espacement**

Armatures principale : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm} \Rightarrow$ on prend $S_t=25\text{cm}$.

Armatures de répartitions : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm} \Rightarrow$ on prend $S_t=25\text{cm}$.

▪ **Vérification au cisaillement**

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

$$\tau \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 4\text{Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(2,5 ; 4\text{Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5\text{Mpa}.$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 0,9936 + 1 \Rightarrow V_u = 1,9936 \text{ KN}.$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau = \frac{1,9936}{1 \times 0,08} = 0,0249 < \bar{\tau} = 2,5 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

d) 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.

$$d=0,08\text{m} ; N_{ser} = 2,79 \text{ KN} ; M_{ser}=0,6\text{KN.m} ; \eta=1,6 \text{ pour les HR.}$$

▪ **Contrainte limite de l'acier**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t} ; \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{Mpa}.$$

$$\text{On a F.N} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,67; 201,6) = 201,6\text{Mpa}.$$

▪ **Position de l'axe neutre**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0,6}{2,07} = 0,28\text{m} > \frac{h_0}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,050 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression se trouve à}$$

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 :

$$y = y_c + c$$

$$c = e_G - \frac{h}{2} \Rightarrow 0,28 - 0,05 = 0,23m$$

On a N (compression) donc $c = -0,23m$

Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivant : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$.

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

$$P = -3(-0,23)^2 + 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \frac{(0,08 + 0,23)}{1} \Rightarrow P = -0,15m^2.$$

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

$$q = -2(-0,23)^3 - 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \frac{(0,08 + 0,23)^2}{1} \Rightarrow q = 0,022m^3$$

$$y_c^3 - 0,15 \times y_c + 0,022 = 0.$$

$$\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -0,432 \times 10^{-5}$$

$\Delta < 0 \rightarrow$ trois racines réelles, il faut choisir celle qui convient : $0 \leq y = y_c + c \leq h$.

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 0,44 \\ \cos\vartheta = \frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \Rightarrow \vartheta = 169,69^\circ \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} y_{c1} = a \cos \frac{\vartheta}{3} = 0,242m \\ y_{c2} = a \cos \left(\frac{\vartheta}{3} + 120^\circ \right) = -0,44m \\ y_{c3} = a \cos \left(\frac{\vartheta}{3} + 240^\circ \right) = 0,2m \end{array} \right.$$

On a : $-c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow 0,23 \leq y_c \leq 0,33$

On opte pour $y_c = 0,242m \Rightarrow y = y_c + c = 0,012m$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - 15 A (d - y) = \frac{1 \times 0,012^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,08 - 0,012) = -1,33 \times 10^{-4} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,8 \times 10^{-3}}{-1,33 \times 10^{-4}} \times 0,012 = -0,065 Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

$$\sigma_{sc} = 15 \times \frac{0,8 \times 10^{-3}}{-1,33 \times 10^{-4}} \times (0,08 - 0,012) = -6,13 Mpa < \bar{\sigma}_{st} = 201,6 MPa$$

e) Schéma de ferrailage

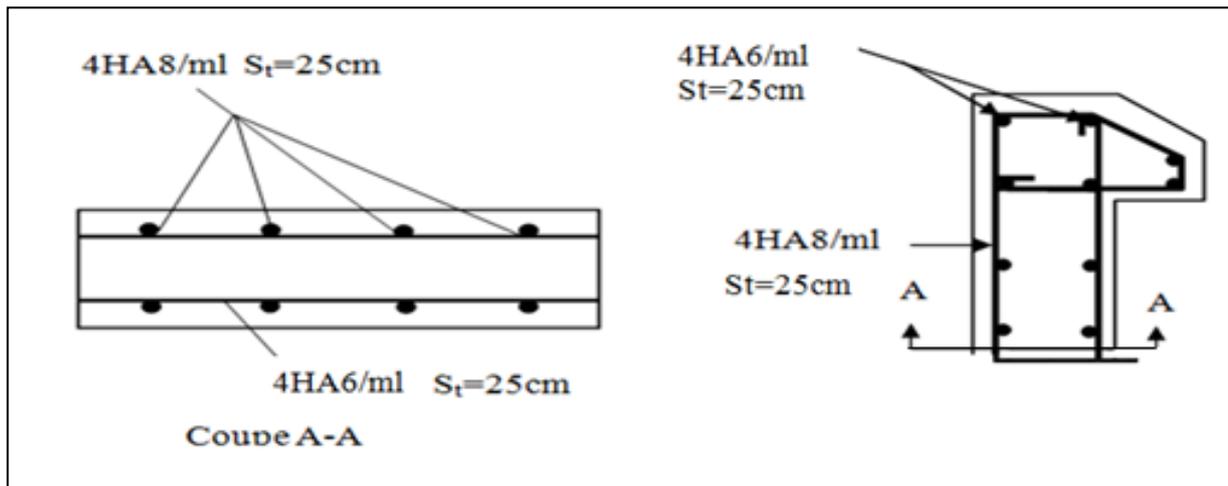


Figure III.17 Ferrailage de l'acrotère

III.4 Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant un déplacement vertical des personnes, ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long des étages à travers d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur, munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre projet on adoptera un ascenseur de 6 personnes ayant les caractéristique suivants : [Annexe I]

- La vitesse de circulation est de 0,63m/s
- Course maximale est de 50m.
- Charge due à l'ascenseur : DM=43 KN
- Charge due à la machine : PM=15 KN
- Poids de la cuvette : FC=50KN
- Dimensions de la gaine : $B_s \times T_s = (1,7 \times 1,85)$ (m²)
- Charge nominale (des personnes) est de 4,725KN
- poids propre de l'ascenseur 5KN.

La dalle de la cage d'ascenseur doit avoir une épaisseur suffisante pour qu'elle puisse reprendre les charges importantes au quelle elle est soumise (machine + ascenseur), après le dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleine on a adopté sur une épaisseur de 14 cm.

$l_x = 1,70\text{m}$ et $l_y = 1,85\text{m}$ dans une surface $S = (1,70 \times 1,85) = 3,145 \text{ m}^2$.

A. Dalle sous ascenseur

a. Evaluation des charges et surcharges

- La charge permanente

Poids de la dalle en béton arme : $G_{dalle} = \rho \times e = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{KN/m}^2$

Poids de la cuvette (la réaction) : $G_{cuvette} = \frac{Fc}{S} = \frac{50}{3,145} = 15,90 \text{KN/m}^2$.

Poids propre du revêtement : $G_{revêtement \text{ en béton seul}} = \rho \times e = 22 \times 0,05 = 1,1 \text{KN/m}^2$

La charge totale c'est : $G_t = 20,75 \text{KN/m}$.

- La charge d'exploitation (local technique). D'après l'article (7.4 DTR BC2-2 partie IV- charges d'exploitation),..... $Q = 1,5 \text{KN/m}^2$.

b. Combinaisons des charges

L'ELU : $q_u = 1.35 \times G_t + 1.5 \times Q = 30,26 \text{KN/m}^2$.

L'ELS : $q_s = G_t + Q = 22,25 \text{KN/m}^2$.

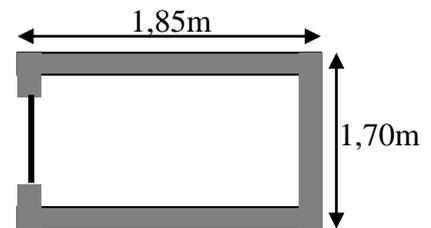


Figure III.18 Cage d'ascenseur.

c. Calcul des sollicitations

- Cas d'une charge répartie

➤ **Calcul des moments**

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,91 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0,91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0447 \\ \mu_y = 0,8036 \end{cases} \text{ [Annexe II]} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 3,9 \text{KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 3,13 \text{KNm} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments corriger (réel)**

✓ En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0,75 \times M_0^x = 2,925 \text{KNm}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0,75 \times M_0^y = 2,35 \text{KNm}$

✓ En appui : Sens x-x' : $M_t^x = -0,5 \times M_0^x = -1,95 \text{KNm}$

Sens y-y' : $M_t^y = -0,5 \times M_0^y = -1,57 \text{KNm}$

d. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15 cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d=12\text{cm}$. Tableau de ferrailage.

Tableau III.41 Calcul des ferrailages selon les deux sens

Position	Sens	M _{EL} U KN. m	μ_{bu}	α	Z (m)	d (m)	At (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{choisi} (cm ² /ml)	St cm
En travée	X-X	2,92 5	0,01 4	0,01 7	0,11 9	0,1 2	0,70	1	4HA8=2,01	25
	Y-Y	2,35	0,01 1	0,01 4	0,11 9	0,1 2	0,56	0,96	4HA8=2,01	25
En appuis	X-X	1,95	0,00 9	0,01 2	0,11 9	0,1 2	0,47	1	4HA8=2,01	25
	Y-Y	1,57	0,00 7	0,00 9	0,11 9	0,1 2	0,40	0,96	4HA8=2,01	25

❖ Vérification du ferrailage longitudinale

$A_{ty} \geq A_{tx} / 4 = 0,50 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

❖ Calcul des espacements

Selon x : $S_t \leq \min(2e ; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$ On adapte $S_t = 25\text{cm}$.

Selon y : $S_t \leq \min(2e ; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$ On adapte $S_t = 25\text{cm}$.

e. Vérification nécessaire

❖ Vérification de l'effort tranchant

$\rho = 0,91 > 0,4 \Rightarrow$ dalle travail selon les deux sens :

$$V_x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \rightarrow V_x = 15,01 \text{ KN.}$$

$$\rightarrow V^{max} = 15,01 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \rightarrow V_y = 11,65 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0,13 \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

❖ Vérification à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 22,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\nu = 0,2, \rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0518 \\ \mu_y = 0,8646 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 3,33 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 2,88 \text{ KNm} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments corriger (réel)**

$$M_{t \text{ ser}}^x = 0,75 \times M_0^x = 2,50 \text{ KNm}$$

$$M_{t \text{ ser}}^y = 0,75 \times M_0^y = 2,16 \text{ KNm}$$

$$M_{a \text{ ser}}^x = -0,5 \times M_0^x = -1,66 \text{ KNm}$$

$$M_{a \text{ ser}}^y = -0,5 \times M_0^y = -1,44 \text{ KNm}$$

❖ **Vérification des contraintes**

- Etat limite de compression de béton $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Tableau III.42 Vérifications des états limites de compression du béton

Position	Sens	M _{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm}
En travée	X-X	2,50	2,87	3301,2	2,17	15	vérifiée
	Y-Y	2,16	2,87	3301,2	1,87	15	vérifiée
En appuis	X-X	1,66	2,87	3301,2	1,44	15	vérifiée
	Y-Y	1,44	2,87	3301,2	1,25	15	vérifiée

Vérification des contrainte d'acier : on a F.P.N donc, la vérification des contraintes d'acier n'est pas nécessaire.

▪ Vérification de la flèche

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{170} = 0,08 > 0,037 \Rightarrow$ la condition vérifiée.

2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 12} = 0,0016 < 0,005 \Rightarrow$ la condition vérifiée.

Les conditions de flèche sont vérifiées selon les deux sens.

- Schéma de ferrailage:

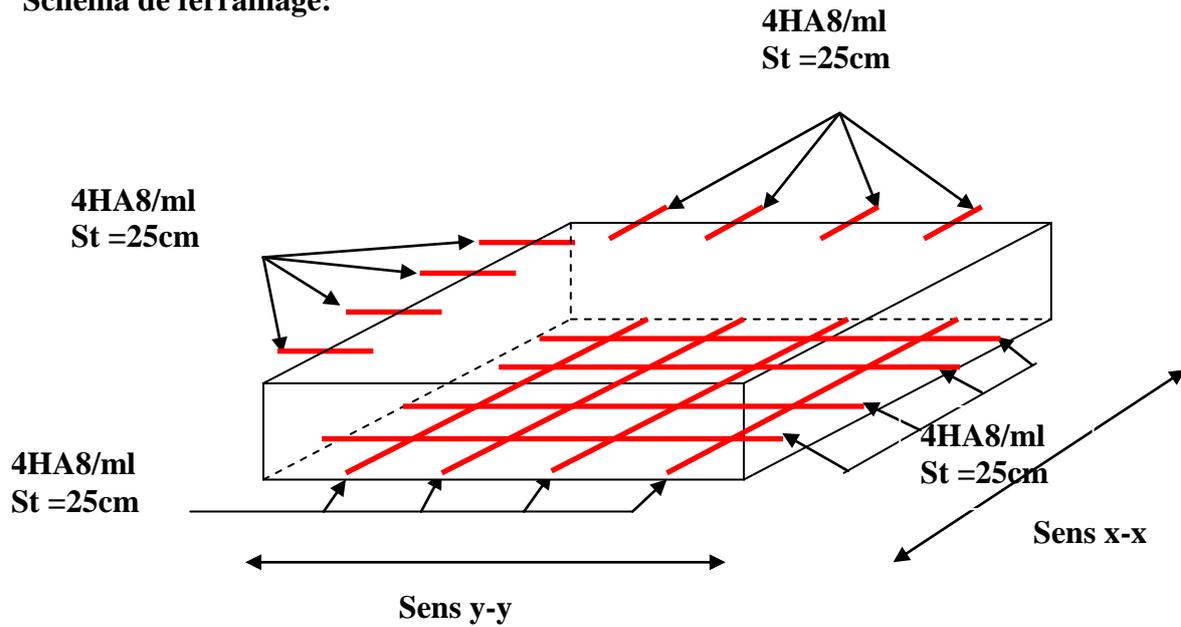


Figure III.19 Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.

B. Dalle au-dessous de l'ascenseur

La charge concentrée g est appliquée sur la surface $a_0 \times b_0$ de la dalle, elle agit uniformément sur un aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle, comme montre la figure suivante :

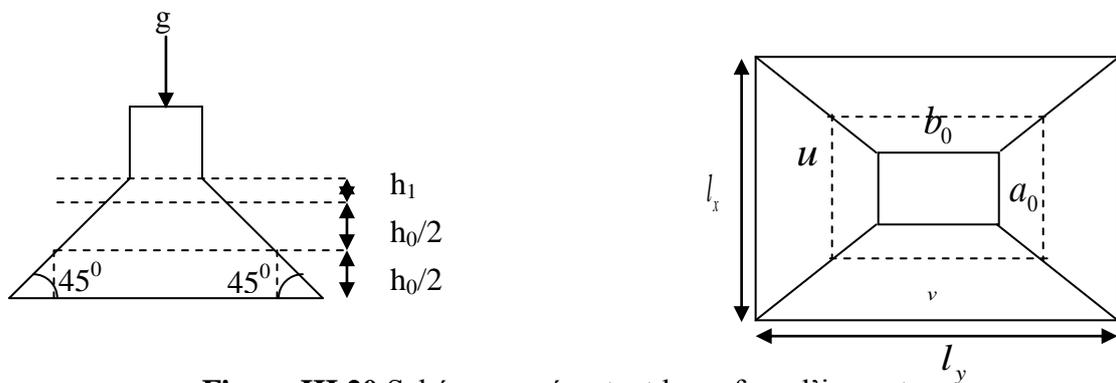


Figure III.20 Schéma représentant la surface d'impact.

a. Calcul du rectangle d'impact ($u \times v$)

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \text{BAEL91/99.}$$

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

On a une vitesse $V = 0,63m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 50,4cm \\ b_0 = 50,4cm \end{cases}$

$h_1=5cm$ (épaisseur du revêtement sur la dalle)

$h_0=15cm$ (épaisseur de la dalle en béton)

Ψ : Coefficient qui dépend du type de revêtement qui égale à :

- 0,75 si le revêtement est moins résistant
- 1 si le revêtement est en béton, ce qui est le cas pour cette dalle.

Donc : $\begin{cases} u = 50,4 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 75,4cm. \\ v = 50,4 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 75,4cm. \end{cases}$

b. Calcul des sollicitations

b.1. Evaluation des moments du au charge concentré

$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases}$ Avec ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$

On a : $g = D_m + P_m + P_{ascenseur} = 43 + 15 + 5 = 63KN$

$Q = P_{personnes} = 4,725KN$

$P_u = 1,35 \times g + 1,5q = 1,35 \times 63 + 1,5 \times 4,725 = 92,14KN$

M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par l'abaque de Mougins..... [Annexe III]

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\rho = 1,00$

$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{75,4}{170} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0,443 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{75,4}{170} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0,443 \end{cases} ; ET \begin{cases} \frac{u}{l_y} = \frac{75,4}{185} \Rightarrow \frac{u}{l_y} = 0,407 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{75,4}{185} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0,407 \end{cases}$

Soit $\frac{u}{l_x} = \frac{v}{l_x} = \frac{u}{l_y} = \frac{v}{l_y} \approx 0,4 \Rightarrow M1=M2=0,107$[Annexe III]

On remplace

$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 92,14 \times 0,107 = 9,86KNm \\ M_{y1} = 92,14 \times 0,107 = 9,86KNm \end{cases}$

b.2. Evaluation des moments due au charge repartie (poids propre de la dalle) :

$G_{\text{plancher local machine}} = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85KN/m^2$

$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,05 KN$

avec: $\eta_x = 0,0447$

$\eta_y = 0,8036$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1,04 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0,84 \text{ KNm}$$

- Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,9 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10,7 \text{ KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

En travée : $M_{tx} = 0,75M_{0x} = 8,18 \text{ KNm}$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 8,03 \text{ KNm}$$

En appui : $M_{ax} = -0,5M_{0x} = -5,45 \text{ KNm}$

$$M_{ay} = -0,5M_y = -5,35 \text{ KNm}$$

c. Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d = 12 \text{ cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.43 Calcul des ferrillages selon les deux sens

Position	Sens	M _{ELU} KN.m	μ _{bu}	α	Z (m)	At (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	X-X	8,18	0,04	0,051	0,117	2	1	4HA10=3,14	25
	Y-Y	8,03	0,026	0,033	0,117	1,97	1	4HA10=3.14	25
En appuis	X-X	5,45	0,039	0,049	0,118	1,32	0,96	4HA8=2,01	25
	Y-Y	5,35	0,026	0,033	0,118	1,32	0,96	4HA8=2,01	25

d. Vérification à l'ELU :

- ✓ Vérification au poinçonnement : C'est la vérification de la déformation de la dalle sous la charge concentrée au point d'application de la charge

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ BAEL91 (Article A.5.2,42)}$$

Avec :

p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (75,4 + 75,4) \Rightarrow U_c = 301,6 \text{ cm}; \quad P_u = 92,14 \text{ KN}; \quad \gamma_b = 1,5.$$

$$P_u = 92,14 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 1000 = 339,3 \text{ KN} \quad \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

Vérification de l'effort tranchant : $b=100 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{ MPa}$$

On a une charge concentre avec $v = u$

$$\Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = \frac{92,14}{3 \times 0,754} = 40,73 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0,3 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée.}$$

❖ Calcul à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 6,35 \text{ KN/m}^2$$

b.1. Evaluation des moments du au charge répartie

$$v = 0.2, \rho = 0,91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0518 \\ \mu_y = 0,8646 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0,95 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0,82 \text{ KNm} \end{cases}$$

Calcul des moments corriger (réel)

$$M_{t \text{ ser}}^x = 0,75 \times M_0^x = 0,71 \text{ KNm}$$

$$M_{t \text{ ser}}^y = 0,75 \times M_0^y = 0,615 \text{ KNm}$$

$$M_{a \text{ ser}}^x = -0,5 \times M_0^x = -0,475 \text{ KNm}$$

$$M_{a \text{ ser}}^y = -0,5 \times M_0^y = -0,41 \text{ KNm}$$

b.2. Evaluation des moments du au charge concentré

$$P_u = g + q = 63 + 4,725 = 67,725 \text{ KN}$$

A.N

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t \text{ x}} = M_{t \text{ y}} = 67,725 \times (0,107 + 0,2 \times 0,107) = 8,70 \text{ KNm} \\ M_{a \text{ x}} = M_{a \text{ y}} = 67,725 \times (0,107 + 0,2 \times 0,107) = 8,70 \text{ KNm} \end{cases}$$

• Calcul des moments corriger (réel)

$$M_{t \text{ ser}}^{x \text{ concentré}} = M_{t \text{ ser}}^{y \text{ concentré}} = 0,75 \times M_{x1} = 6,525 \text{ KNm}$$

$$M_{a \text{ ser}}^{x \text{ concentré}} = M_{a \text{ ser}}^{y \text{ concentré}} = -0,5 \times M_a = -4,35 \text{ KNm}$$

• Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t x} = M_{t ser}^{x repartie} + M_{t ser}^{x concentré} = 7,24 KNm \\ M_{t y} = M_{t ser}^{y repartie} + M_{a ser}^{x concentré} = 7,14 KNm \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{a x} = M_{a ser}^{x repartie} + M_{a ser}^{x concentré} = 4,83 KNm \\ M_{a y} = M_{a ser}^{y repartie} + M_{a ser}^{x concentré} = 4,76 KNm \end{array} \right.$$

• Vérification des contraintes :

• Etat limite de compression de béton $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$

Tableau III.44 Vérifications des états limites de compression du béton

Position	Sens	M _{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm}
En travée	X-X	7,24	3,47	1794,5	13,99	15	vérifiée
	Y-Y	7,14	3,47	1794,5	13,8	15	vérifiée
En appuis	X-X	4,83	2,87	1063,3	13,03	15	vérifiée
	Y-Y	4,76	2,87	1063,3	12,84	15	vérifiée

Vérification des contrainte d'acier : on a F.P.N donc, la vérification des contraintes d'acier n'est pas nécessaire.

▪ Vérification de la flèche

- $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{170} = 0,08 < 0,38 \Rightarrow$ la condition non vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,14}{100 \times 11} = 0,0026 < 0,005 \Rightarrow$ la condition vérifiée.

On doit vérifier la flèche:

Tableau III.45 Calcul de flèche de la dalle D3 selon x-x

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
J	2,44	<i>M_j</i>	0,27	<i>σ_{stj}</i>	2,47	<i>f_{ji}</i>	0,0004
G	4,94	<i>M_g</i>	0,55	<i>σ_{stg}</i>	5,02	<i>f_{gi}</i>	0,0008
						<i>f_{gv}</i>	0,0009
P	5,92	<i>M_p</i>	0,66	<i>σ_{stp}</i>	6,01	<i>f_{pi}</i>	0,002

• Δ_{ft} = 0,0022mm < f_{adm} = 3,4 mm.....la flèche est vérifiée.

Tableau III.46 Calcul de flèche de la dalle D3 selon x-x

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
<i>J</i>	2,44	<i>M_j</i>	0,23	σ_{stj}	2,14	<i>f_{ji}</i>	0,0004
<i>G</i>	4,94	<i>M_g</i>	0,47	σ_{stg}	4,34	<i>f_{gi}</i>	0,0008
						<i>f_{gv}</i>	0,001
<i>P</i>	5,92	<i>M_p</i>	0,57	σ_{stp}	5,20	<i>f_{pi}</i>	0,002

• $\Delta_{ft} = 0,0022mm < f_{adm} = 3,7 mm$la flèche est vérifiée.

• Schéma de ferrailage :

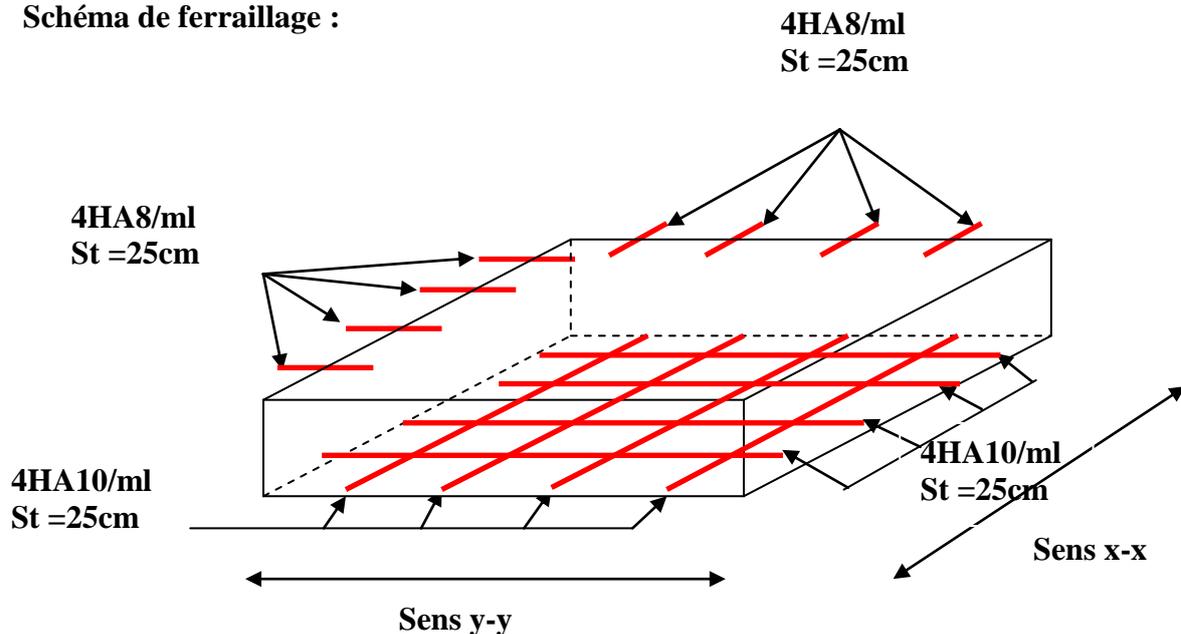


Figure. III.21.Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'ascenseur.

III.5. Etude des escaliers :

III.5.1. Galerie commerciale:

Etude de la volée 2 et 4 :

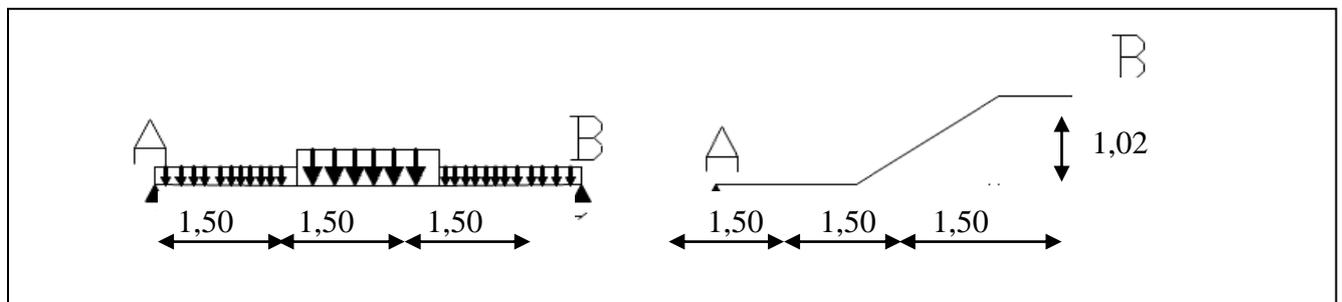


Figure III.22 Schéma statique de la volée 2 et 4 (G.Commerciale).

❖ **Les charges**

Volée : $G_v = 8,85 \text{KN/m}^2 \cdot Q_{v,p} = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Palier: $G_p = 6,11 \text{KN/m}^2$.

❖ **Combinaison de charges**

✓ Sur la volée 2 et 4 :

ELU : $q_v^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = [1,35 \times 8,85] + [1,5 \times 2,5] = 15,69 \text{KN/ml}$.

ELS : $q_v^s = G + Q = [8,85 + 2,5] = 11,35 \text{KN/ml}$.

✓ Sur la palier:

ELU : $q_p^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = [1,35 \times 6,11] + [1,5 \times 2,5] = 12 \text{KN/ml}$.

ELS : $q_p^s = G + Q = [6,11 + 2,5] = 8,61 \text{KN/ml}$.

- **Réaction d'appuis :** le calcul se fera par la méthode RDM.

ELU :

$$\sum F_V \Rightarrow R_A + R_B = [2 \times 1,5 \times 12] + [1,5 \times 15,69] = 59,53 \text{KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \left[\left(12 \times \frac{1,5^2}{2} \right) + 15,69 \times 1,5 \left(\frac{1,5}{2} + 1,5 \right) + 12 \times 1,5 \left(\frac{1,5}{2} + 1,5 + 1,5 \right) \right] / 4,5$$

$$\Rightarrow R_B^u = R_A^u = 29,76 \text{KN}$$

ELS : de la même manière que à l'ELU on trouve :

$$\Rightarrow R_B^s = R_A^s = 21,42 \text{KN}.$$

- **Effort tranchant et moment fléchissant:**

Calcul par la méthode des sections

✓ **Tronçon 1 :**

$$0 \leq x \leq 1,5 \text{m}$$

$$T(x) = R_A - 12x = 29,76 - 12x$$

$$T(0) = 29,75 \text{KN}$$

$$T(1,5) = 11,76 \text{KN}$$

$$M(x) = 29,76x - 12 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{KN.m} \begin{cases} T(\max) = 30,31 \text{KN} \\ M(\max) = 31,14 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M(1,5) = 31,14 \text{KN.m}$$

✓ **Tronçon 2 :**

$$1,5 \leq x \leq 3m$$

$$T(x) = 29,76 - 12 \times 1,5 - 15,69(x - 1,5)$$

$$T(1,5) = 11,77 \text{ KN}$$

$$T(3) = -11,77 \text{ KN}$$

$$M(x) = -7,845x^2 + 35,295x - 4,15$$

$$M(1,5) = 31,14 \text{ KN.m} \begin{cases} T(\text{max}) = 11,77 \text{ KN} \\ M(\text{max}) = 31,14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(3,25) = 31,14 \text{ KN.m}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,25m$$

On trouve : $M^{\text{max}}(2,25) = 35,55 \text{ KN.m}$; $V^{\text{max}} = R_A = 29,76 \text{ KN}$.

• **Calcul des moments réels**

$$M_t^{\text{max}} = 0,75 \times 35,55 = 26,66 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a^{\text{max}} = -0,5 \times 35,55 = -17,775 \text{ KN.m}$$

• **Ferraillage**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une section $(b \times h) = (100 \times 18) \text{ cm}^2$. les résultats sont résumés dans le tableau suivant : soit FPN; $e = 18 \text{ cm}$; $C = 2 \text{ cm}$. $d = 16 \text{ cm}$.

Tableau III.47 Résultats des ferraillages des volées 2 et 4 des l'étages courants

Zone	M_u (KNm)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adoptée}$ (cm^2/ml)	S_t (cm)
Travée	26,66	0,073	0,09	0,153	4,97	1,93	5HA12=5,65	20
En appui	17,775	0,048	0,06	0,155	3,29	1,93	5HA10=3,93	20

$A_{cal} > A_{min}$ la condition est vérifiée, donc le ferraillage est satisfait.

➤ **Vérifications**

✓ **Calcul à ELU**

- **Vérification de l'effort tranchant:** $V^{\text{max}} = 29,76 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{29,76 \times 10^{-3}}{1 \times 0,16} = 0,18 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

→ Pas besoin des armateurs transversales

➤ **Calcul des armatures de répartition:** on a une charge répartie donc :

En travée : $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit : 3HA8/ml = 1,51 cm²/ml.

En appuis : $A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit : 3HA8/ml = 1,51 cm²/ml.

➤ **Vérification des espacements:** on a FPN donc :

Sens principale :

En travée : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ vérifiée.

En appuis : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$vérifiée.

Sens secondaire :

Armature de répartition : $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$vérifiée.

❖ **Calcul à l'ELS**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$$q_v^s = G + Q = 8,85 + 2,5 = 11,35\text{KN/ml}.$$

$$q_p^s = G + Q = 6,11 + 2,5 = 8,61\text{KN/ml}.$$

En appliquant la méthode des sections de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

$$M_0^{max}(2,25) = 25,41 \text{ KN.m}$$

- **En travée**

$$A_S = 5,65\text{cm}^2 ; M_{t ser}^{max} = 0,75 \times 25,41 = 19,05 \text{ KN.m} ; Y = 4,43\text{cm} ; I = 14242,99 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{19,05 \times 4,43}{14242,99} \times 10^3 = 5\text{MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}.....vérifiée.$$

- **En appui**

$$A_S = 3,93\text{cm}^2 ; M_{a ser}^{max} = -0,5 \times 25,41 = -12,705 \text{ KN.m} ; Y = 3,79\text{cm} ; I = 10603,17\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12,705 \times 3,79}{10603,17} \times 10^3 = 4,54\text{MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}.....vérifiée.$$

➤ Vérification de la flèche

$$1. \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{18}{450} = 0,04 > 0,0375 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,79}{100 \times 15} = 0,0035 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Les conditions de flèche est vérifiée donc sa sera pas nécessaire de vérifiée la flèche.

❖ Schéma de ferrailage:

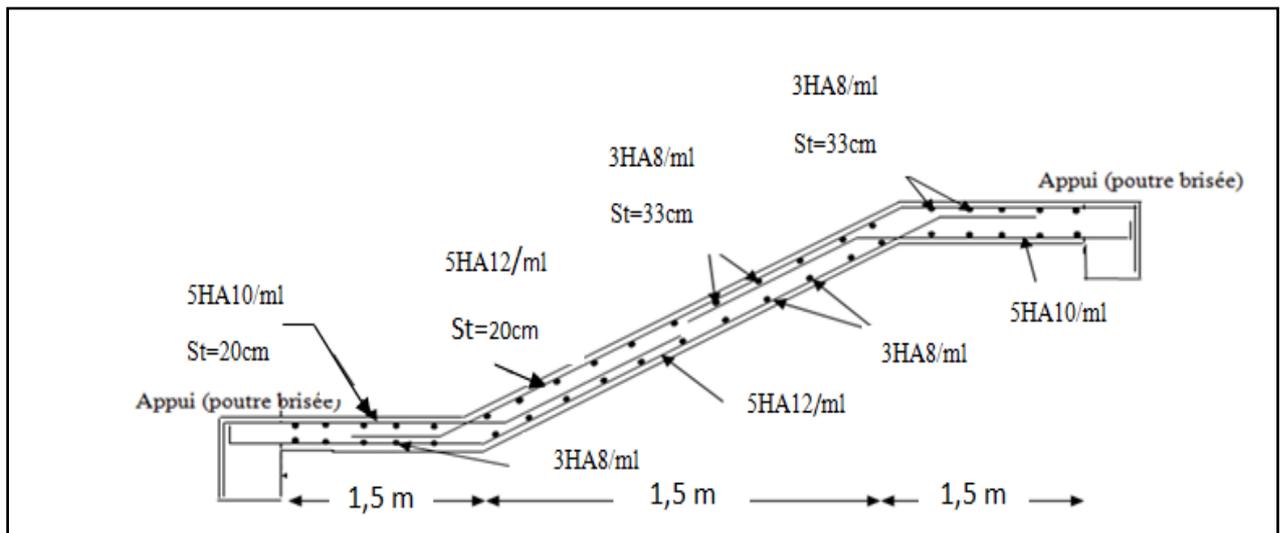


Figure III.23 Schéma de ferrailage de la volée 2 et 4

Etude de la volée 1:

Nous avons la volée 1, donc leur études sa serra comme une console.

a) Les charges

$$\text{Volée 1 : } G_v = 8,65 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2.$$

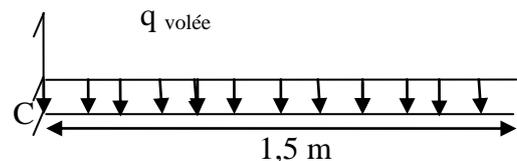


Figure III.24 Schéma statique de la volée 1.

b) Combinaison de charges

$$q_u = 1,35 \times G_v + 1,5 \times Q_v = 1,35 \times 8,65 + 1,5 \times 2,5 = 15,42 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G_v + Q_v = 8,65 + 2,5 = 11,15 \text{ KN/ml}$$

Par la méthode de RDM on trouver :

1. Calcul des moments à L'ELU et L'ELS :

$$M_u = -\left[\frac{15,42 \times 1,5^2}{2}\right] = -16,22 \text{ KN.m}$$

$$M_s = -\left[\frac{11,15 \times 1,5^2}{2}\right] = -12,54 \text{ KN.m}$$

2. Calcul l'effort tranchant

$$V_u = R_C^U = 15,42 \times 1,5 = 23,13 \text{ KN}$$

$$V_s = R_C^S = 11,15 \times 1,5 = 16,725 \text{ KN}$$

c) Ferrailage

➤ **Ferrailage longitudinale**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.48 Résultats de ferrailage de volées 1.

Zone	M _u (KNm)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Travée	-16,22	0,044	0,056	0,156	2,98	1,93	4HA10=3,14	25

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r \geq \frac{A_{t \text{ adoptée}}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } A_r = 3HA8/\text{ml}$$

$$= 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } S_t = 33 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{23,13 \times 10^{-3}}{1 \times 0,16} = 0,144 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{bu} = 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque de cisaillement, donc on aura pas besoin des armatures transversales.

➤ **Espacement des armatures**

Armatures principales : S_t = 25cm ≤ min (3 e, 33cm) = 33cmcondition vérifiée.

Armatures secondaires: S_t = 33cm ≤ min (4 e, 45cm) = 45cm.....condition vérifiée.

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 :

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

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2; M_{ser} = 12,54 \text{ KN.m}; y = 3,44 \text{ cm}; I = 8797,11 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12,54 \times 3,44}{8787,11} \times 10^3 = 4,91 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ Vérification de la flèche

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right) \Leftrightarrow \frac{0,18}{1,5} = 0,12 > 0,05 \Rightarrow$ la condition vérifiée.

2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,14}{100 \times 16} = 0,002 < 0,005 \Rightarrow$ la condition vérifiée.

Les conditions de flèche est vérifiée donc sa sera pas nécessaire de vérifiée la flèche.

e) Schéma de ferrailage

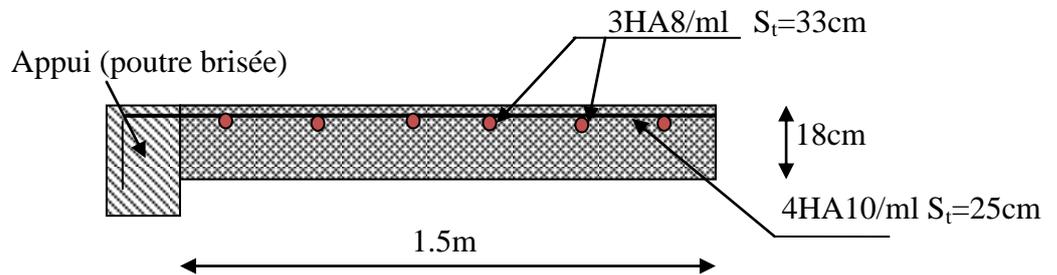


Figure III.25 Schéma de ferrailage de la volée 1

III.5.2. l'étage courant:

A. Etude des volées 2 et 4 :

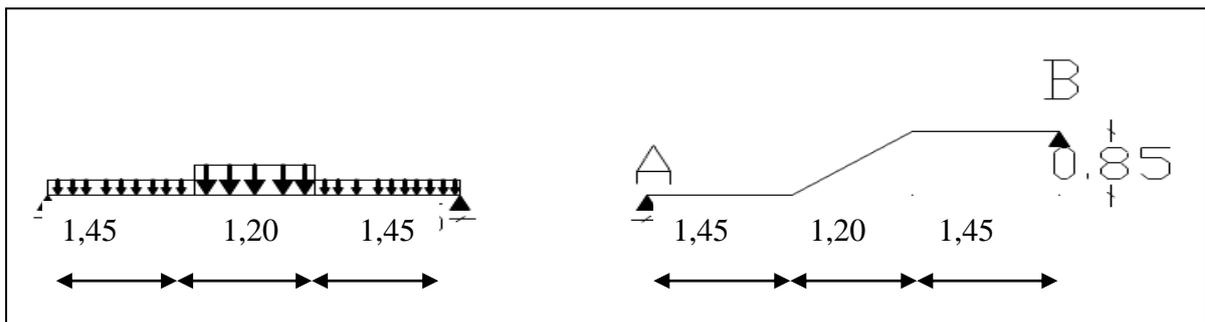


Figure III.26 Schéma de la volée 2 et 4 de l'étage courant.

❖ Les charges

Volée : $G_v = 8,46 \text{KN/m}^2 \cdot Q_{v,p} = 2,5 \text{KN/m}^2$

Palier: $G_p = 5,36 \text{KN/m}^2$.

❖ Combinaison de charges

✓ Sur la volée 2 et 4 :

ELU : $q_v^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = [1,35 \times 8,46] + [1,5 \times 2,5] = 15,171 \text{KN/ml}$.

ELS : $q_v^s = G + Q = [8,46 + 2,5] = 10,96 \text{KN/ml}$.

✓ Sur la palier:

ELU : $q_p^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = [1,35 \times 5,36] + [1,5 \times 2,5] = 10,98 \text{KN/ml}$.

ELS : $q_p^s = G + Q = [5,36 + 2,5] = 7,86 \text{KN/ml}$.

- **Réaction d'appuis :** le calcul se fera par la méthode RDM.

ELU :

$$\sum F_V \Rightarrow R_A + R_B = [2 \times 1,45 \times 10,98] + [1,2 \times 15,171] = 50,05 \text{KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \left[\left(10,98 \times \frac{1,45^2}{2} \right) + 15,171 \times 1,2 \left(\frac{1,2}{2} + 1,45 \right) + 10,98 \times 1,45 \left(\frac{1,45}{2} + 1,2 + 1,45 \right) \right] / 4,1$$

$$\Rightarrow R_B^u = R_A^u = 25,25 \text{KN}$$

ELS: de la même manière que à l'ELU on trouve:

$$\Rightarrow R_B^s = R_A^s = 17,97 \text{KN}.$$

- **Effort tranchant et moment fléchissant:**

En appliquant la méthode des sections de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

$$M_0^{max} (2,05) = 27,92 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments réels**

$$M_t^{max} = 0,75 \times 27,92 = 20 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a^{max} = -0,5 \times 27,92 = -13,96 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une section (b×h) = (100×15) cm². les résultats sont résumés dans le tableau suivant : soit FPN; e = 15cm ; C=2cm. d=13cm.

Tableau III.49 Résultats des ferrillages des volées 2-4des l'étages courants

Zone	M _u (KNm)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /m l)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Travée	20	0,083	0,108	0,124	4,63	1,56	5HA12=5,65	20
En appui	13,96	0,058	0,074	0,126	3,18	1,56	5HA10=3,93	20

$A_{cal} > A_{min}$ la condition est vérifiée, donc le ferrillage est satisfait.

➤ **Vérifications**

✓ **Calcul à ELU**

- **Vérification de l'effort tranchant:** $V^{max} = 25,25 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{25,25 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,194 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

→ Pas besoin des armateurs transversales

➤ **Calcul des armatures de répartition:** on a une charge répartie donc :

En travée : $A_{r t} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; on choisit : 3HA8/ml = 1,51 cm²/ml.

En appuis : $A_{r a} \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; on choisit : 3HA8/ml = 1,51 cm²/ml.

➤ **Vérification des espacements:** on a FPN donc :

Sens principale :

En travée : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

En appuis : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Sens secondaire :

Armature de répartition : $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

❖ **Calcul à l'ELS**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$q_v^s = G + Q = 8,46 + 2,5 = 10,96 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p^s = G + Q = 5,36 + 2,5 = 7,86 \text{ KN/ml.}$$

En appliquant la méthode des section de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

$$M_0^{max} (2,05) = 19,77 \text{ KN.m}$$

Tableau III.50 Vérifications des états limites de compression

Zone	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)
En travée	14,83	3,92	8995,21	6,47	15
En appuis	9,885	3,37	6742,6	4,94	15

➤ Vérification de la flèche

1. $\frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0,x}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{410} = 0,036 < 0,042 \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée.

2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,004 < 0,005 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

La première condition n'est pas satisfaite, donc on doit vérifier la flèche.

Après le calcul, on trouve : **f = 1,7mm < f^{adm} = 8,2mm**

➤ Schéma de ferrailage

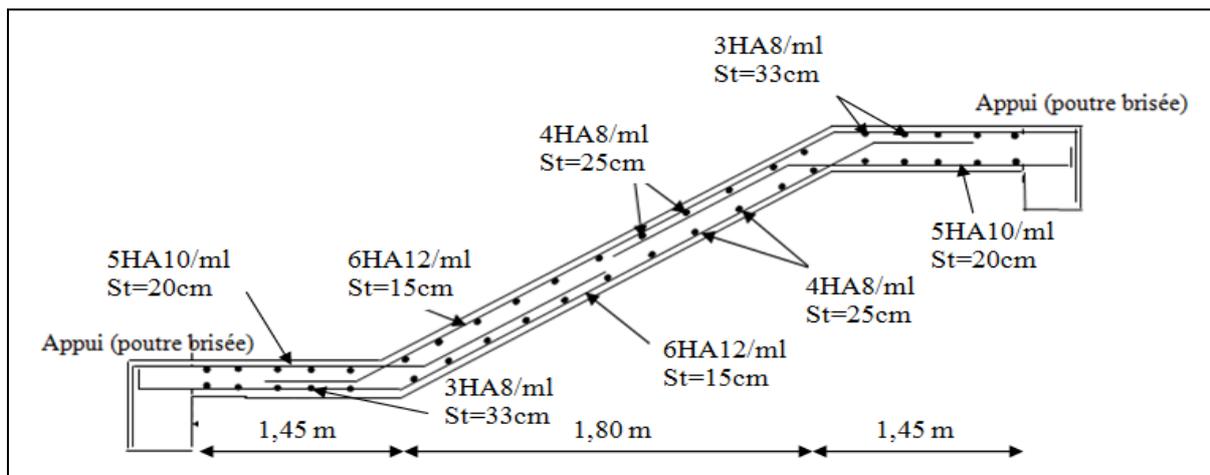


Figure III.27 Schéma de ferrailage de l'escalier droit 2et 4

B.Etude des volées 1 et 3 :

Nous avons les volées 1 et 3 sont identiques, donc leur études sa serra comme une console.

f) Les charges

Volée 1 : G_v = 8,16KN/m²

Q_v = 2,5 KN/m².

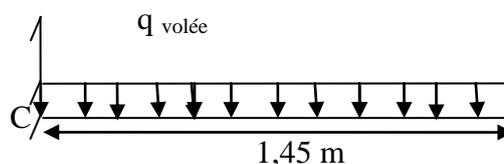


Figure III.28 Schéma statique des volées 1et2

g) Combinaison de charges

volées 1et2

$$q_u = 1,35 \times G_v + 1,5 \times Q_v = 1,35 \times 8,16 + 1,45 \times 2,5 = 14,77 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G_v + Q_v = 8,16 + 2,5 = 10,66 \text{ KN/ml}$$

Par la méthode de RDM on trouver :

3. Calcul des moments à L'ELU et L'ELS :

$$M_u = - \left[\frac{14,77 \times 1,45^2}{2} \right] = -15,52 \text{ KN.m}$$

$$M_s = - \left[\frac{10,66 \times 1,45^2}{2} \right] = -11,21 \text{ KN.m}$$

4. Calcul l'effort tranchant

$$V_u = R_C^U = 14,77 \times 1,45 = 21,42 \text{ KN}$$

$$V_s = R_C^S = 10,66 \times 1,45 = 15,46 \text{ KN}$$

g) Ferrailage

➤ Ferrailage longitudinale

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.51 Résultats de ferrailage des volées 1et 3.

Zone	M _u (KNm)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Travée	-14,77	0,062	0,08	0,126	3,37	1,56	5HA10=3,93	20

➤ Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_t \text{ adopt é}}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } A_r = 3HA8/\text{ml}$$

$$= 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } S_t = 33\text{cm.}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21,42 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,164 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{bu} = 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque de cisaillement, donc on aura pas besoin des armateurs transversales.

➤ Espacement des armatures

Armatures principales : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ condition vérifiée.

Armatures secondaires: $S_t = 33\text{cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$condition vérifiée.

h) 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 :

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

$A_s = 3,14\text{cm}^2$; $M_{ser} = 11,21\text{KN.m}$; $y = 3,37\text{cm}$; $I = 6742,6\text{cm}^4$.

$$\sigma_{bc} = \frac{11,521 \times 3,44}{6742,6} \times 10^3 = 5,603\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}.....\text{vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche**

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right) \Leftrightarrow \frac{0,15}{1,45} = 0,103 > 0,05 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,93}{100 \times 13} = 0,003 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

Les conditions de flèche est vérifiée donc sa sera pas nécessaire de vérifiée la flèche.

i) Schéma de ferrailage

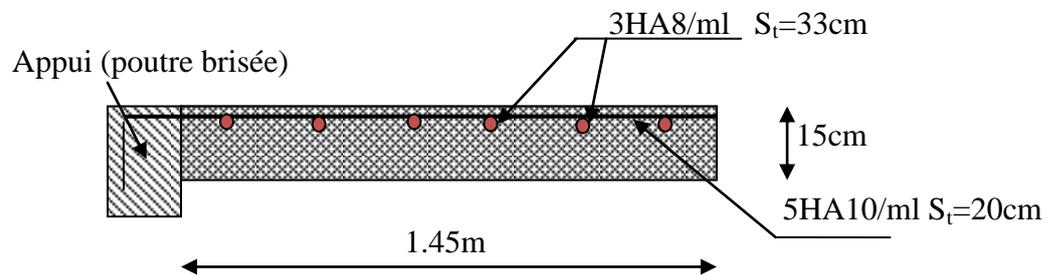


Figure III.29 Schéma de ferrailage de la volée

III.6. Etude de la poutre brisée :

L'étude de la poutre brisée se sera calculé en flexion et en torsion.

• **Calcul à la flexion simple**

1. Calcul des charges

La poutre est soumise à son :

-Poids propre :

Partie horizontal : $P_h = 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,625\text{KN/ml}$.

Partie incliné : $P_{inc} = \frac{2,625}{\cos 30} = 3,03\text{KN/m}$

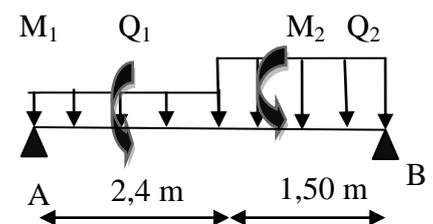


Figure III.30 Schéma statique de la poutre brisée.

-Poids du mur : $P_m = G_{mur} \times (H_{étage} / 2 - h_{ps}) = 1,3 \times 1,25 = 1,625 \text{ KN/ml}$

ELU :

$$Q_2 = 1,35(P_h + P_m) + R_A^U ; \quad Q_1 = 1,35(P_{inc} + P_m) + R_C^U.$$

ELS :

$$Q_2 = (P_h + P_m) + R_A^S ; \quad Q_1 = (P_{inc} + P_m) + R_C^S.$$

Avec : $\begin{cases} R_A^U = 29,76 \text{ KN/ml} : \text{la réaction d'appui de la 2eme volée à l'ELU.} \\ R_C^U = 23,13 \text{ KN/ml} : \text{la réaction d'appui du consol à l'ELU.} \end{cases}$

$$\begin{cases} R_A^S = 21,42 \text{ KN/ml} : \text{la réaction d'appui de la 2eme volée à l'ELS.} \\ R_C^S = 16,725 \text{ KN/ml} : \text{la réaction d'appui du consol à l'ELS.} \end{cases}$$

Donc : $\begin{cases} Q_1^U = 29,41 \text{ KN/m} & Q_1^S = 21,38 \text{ KN/m} \\ Q_2^U = 35,52 \text{ KN/m} & Q_2^S = 25,67 \text{ KN/m} \end{cases}$

On utilise la méthode de RDM on trouve :

2. Calcul de la réaction d'appui de la poutre brisée :

ELU : $R_A^U = 59,112 \text{ KN}$

$R_B^U = 64,752 \text{ KN}$

ELS : $R_A^S = 42,94$

$R_B^S = 46,88$

D'après le 2^{ème} tronçon $2,4\text{m} \leq x \leq 3,9\text{m}$

$$\frac{dM_z}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2,07$$

On trouve : $M_0^U(2,07) = 59,07 \text{ KN.m}$; $M_0^S(2,07) = 42,85 \text{ KN.m}$

3. Calcul des sollicitations

ELU :

En travée : $M_t^U = 0,75 \times M_0^U = 44,3 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_a^U = -0,5 M_0^U = -29,535 \text{ KN.m}$

ELS :

En travée : $M_t^S = 0,75 \times M_0^S = 32,13 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_a^S = -0,5 \times M_0^S = -21,42 \text{ KN.m}$

4. Le ferrailage

5.

Tableau III.52 Ferrailage de la poutre brisée.

Zone	M _u (KNm)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)
Travée	44,3	0,095	0,125	0,313	1,2	4,06
Appui	29,535	0,064	0,082	0,319	1,2	2,66

➤ Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_f = \frac{64,752 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,33} = 0,65 \text{ MPa} < \overline{\tau}_U = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Calcul à la torsion :

Selon le BAEL91/99, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$$

Ω = (b - e) × (h - e) ; L'aire du contour tracé à mi - épaisseur des parois.

e : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \Phi / 6 = 35 / 6 = 5,83 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (35 - 5,83)(30 - 5,83) = 705,04 \text{ cm}^2$$

$$M_{tor}^{max} = \frac{M_{tor}^a \times l}{2} \text{ (au niveau des appuis).}$$

Avec : $M_{tor}^a = \max(M1 ; M2) = \max(17,775 ; 16,22) = 17,775 \text{ KN.m}$

$$M_{tor}^{max} = \frac{17,775 \times 3,9}{2} = 34,66 \text{ KN.m}$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{34,66 \times 10^{-3}}{2 \times 705,04 \times 10^{-4} \times 5,83 \times 10^{-2}} = 4,21 \text{ MPa} > 3,33 \text{ MPa. condition n'est pas vérifiée.}$$

Remarque :

On redimensionne la section de la poutre brisée. Après les calculs nous avons obtenus une section nécessaire qui est : (b×h)=(35×40)cm²

En recalculons : e et Ω.

$$e = \frac{40}{6} = 6,67 \text{ cm} \rightarrow \Omega = (35 - 6,67) \times (40 - 6,67) = 996,74 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{34,6 \times 10^{-3}}{2 \times 996,74 \times 10^{-4} \times 6,67 \times 10^{-2}} = 2,97 \text{ MPa}$$

Contrainte de cisaillement à la flexion simple après le redimensionnement est :

$$\tau_f = \frac{64,752 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,38} = 0,48 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_t^2 + \tau_f^2} = \sqrt{(2,97)^2 + (0,48)^2} = 3 \text{ MPa.}$$

➤ **Vérification de La contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = 3 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

➤ **Le ferrailage**

1. Armatures longitudinales

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_l = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{avec : } \mu : \text{périmètre}$$

$$\mu = 2 \times [b + h] = 150 \text{cm}$$

$$A_l = \frac{34,6 \times 10^{-3} \times 1,5 \times 1,15}{2 \times 400 \times 0,099674} = 7,48 \text{cm}^2$$

2. Armatures transversales

On opte $St = 20 \text{cm}$ en travée et $St = 10 \text{cm}$ en appui.

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow \begin{cases} A_{tor}^t = 1 \text{cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ A_{tor}^a = 0,5 \text{cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{En appui} \end{cases}$$

- **Condition de non fragilité** : sachant que $b=35 \text{cm}$, $d=38 \text{cm}$.

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1,60 \text{cm}^2 < A_t^{cal} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Ferrailage final de la poutre brisée**

En travée :

$$A_t = A_t^f + A_t^T / 2 = 3,6 + 7,48 / 2 = 7,34 \text{cm}^2 \text{ Soit : } 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8,01 \text{cm}^2$$

En appuis :

$$A_a = A_a^f + A_a^T / 2 = 2,38 + 7,48 / 2 = 6,12 \text{cm}^2 \text{ Soit : } 6\text{HA}12 = 6,79 \text{cm}^2$$

❖ Section d'armature transversale à prendre

$$A = 1 + 0,5 = 1,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On choisit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ Vérifications à l'ELS :

Tableau III.53 Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée

Zone	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)
En travée	33,57	13,08	100721,7	4,359	15
En appuis	22,38	12,24	88979,33	3,07	15

➤ Vérification de la flèche

$$1. \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{40}{390} = 0,102 > 0,075 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,9}{f_e} \Leftrightarrow \frac{8,01}{35 \times 38} = 0,0097 < 0,0105 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$3. L = 3,45 \text{ m} < 8 \text{ m} \text{ la condition est vérifiée.}$$

Les deux conditions sont satisfaites, donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

➤ Le schéma de ferrailage

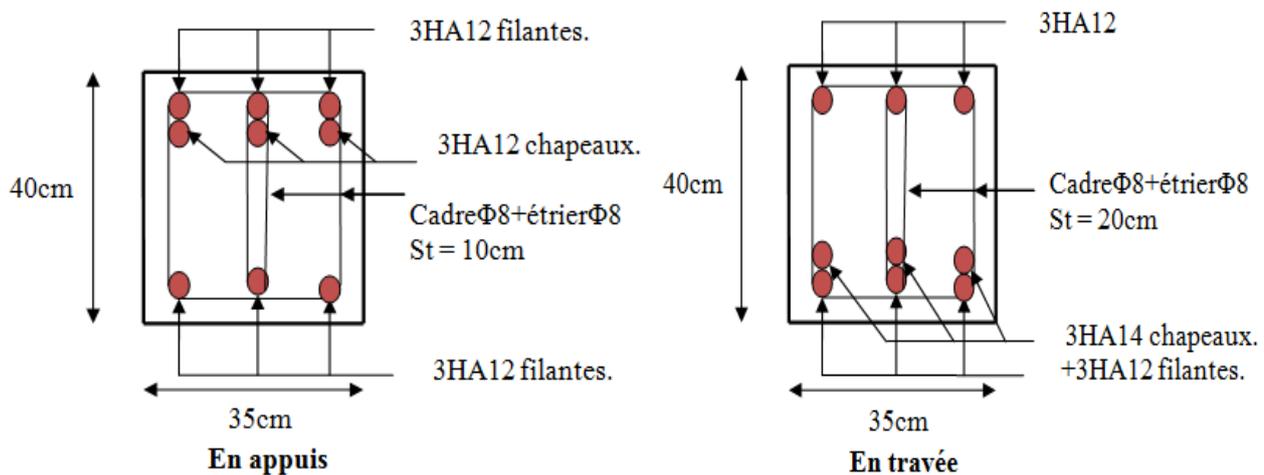


Figure III. 31 Schéma de ferrailage de la Poutre brisée

III.9 Etude des poutres de chaînages :

III.9.1 Dimensionnement :

$$L_{\max} = 450 - 30 = 420 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow 20 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}$$

On adopte : $h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

III.9.2 Calcul des sollicitations :

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et une partie du plancher à corps creux.

$$L_{\text{plancher}} = \frac{(3,55 - 0,3) - 1}{2} = 1,125 \text{ m}$$

➤ Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,35 \times 0,3 = 2,62 \text{ KN/ml}$.

➤ Poids du plancher : $G_{\text{plancher}} = 6,71 \text{ KN/m}^2$; $Q_{\text{plancher}} = 1,5 \text{ KN/m}^2$.

Combinaison de Charge :

ELU : $q_u = 1,35 \times (6,71 \times 1,125 + 2,62) + 1,5 \times 1,5 \times 1,125 = 16,64 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (6,71 \times 1,125 + 2,62) + 1,5 \times 1,125 = 12,14 \text{ KN/ml}$

➤ Calcul à ELU :

$$M_u = q_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 36,69 \text{ KN.m} ; M_t^u = 0,85 \times M_u = 31,18 \text{ KN.m}$$

$$M_a^u = -0,5 \times M_u = -18,34 \text{ KN.m} ; V_u = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = 34,94 \text{ KN}$$

➤ Calcul à ELS :

$$M_s = q_s \frac{L_{\max}^2}{8} = 26,76 \text{ KN.m} ; M_t^s = 0,85 \times M_s = 22,75 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = -0,5 \times M_s = -13,38 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Le calcul des armateurs se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant : on a FPN on adopte $d=33 \text{ cm}$.

Tableau III.54: Ferrailage longitudinales de la poutre de chaînage.

Position	M _u KN.m	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{Cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{Choisit} (cm ² /ml)
En travée	31,18	0,082	0,107	0,31	3,53	1,2	5HA10=3,93
En appuis	18,34	0,0395	0,050	0,32	1,65	1,2	3HA10=2,36

➤ **Vérifications à ELU :**

✓ **Effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{34,94 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,33} = 0,35 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\right) = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le (Art A.7.2,2) BAEL91/99 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = 10 \text{mm.}$$

Soit un cadre HA8 plus un étrier HA8 ⇒ A_t = 4HA8 = 2,01cm².

✓ **L'espacement (CBA art A.5.1.2.2)**

1) S_t ≤ min(0,9d , 40cm) ⇒ S_t ≤ 29,7cm.

2) S_t ≤ $\frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{t28})}$ ⇒ S_t ≤ 0cm.

3) S_t ≤ $\frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b}$ ⇒ S_t ≤ 67cm.

D'après l'article 9.3.3 de RPA2003 exige un espacement S_t ≤ min(h ; 25 cm).
on prend S_t = 15cm.

➤ **Vérification à l'ELS**

Tableau III.55 Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chaînage.

Zone	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)
En travée	22,75	9,6	41126	5,306	15
En appuis	13,38	7,724	27224,37	4,796	15

➤ Vérification de la flèche

1. $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{35}{420} = 0,083 < 0,084 \Rightarrow$ La première condition n'est pas satisfaite, donc on doit vérifier la flèche.

Les résultats obtenus après les calculs sont résumés dans le tableau (III.58).

Tableau III.56 Résultats de flèche de la poutre de chaînage

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches (mm)	
<i>J</i>	6,54	<i>M_j</i>	16,68	σ_{stj}	114,09	<i>f_{ji}</i>	1,52
<i>g</i>	9,78	<i>M_g</i>	24,949	σ_{stg}	170,61	<i>f_{gi}</i>	3,25
						<i>f_{gv}</i>	6,33
<i>p</i>	16,66<	<i>M_p</i>	42,5	σ_{stp}	290,63	<i>f_{pi}</i>	7,49

$f_x = 9,06 \text{ mm} < f_{x \text{ adm}} = 9,8 \text{ mm}$ la condition de la flèche est vérifiée.

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

➤ Le schéma de ferrailage

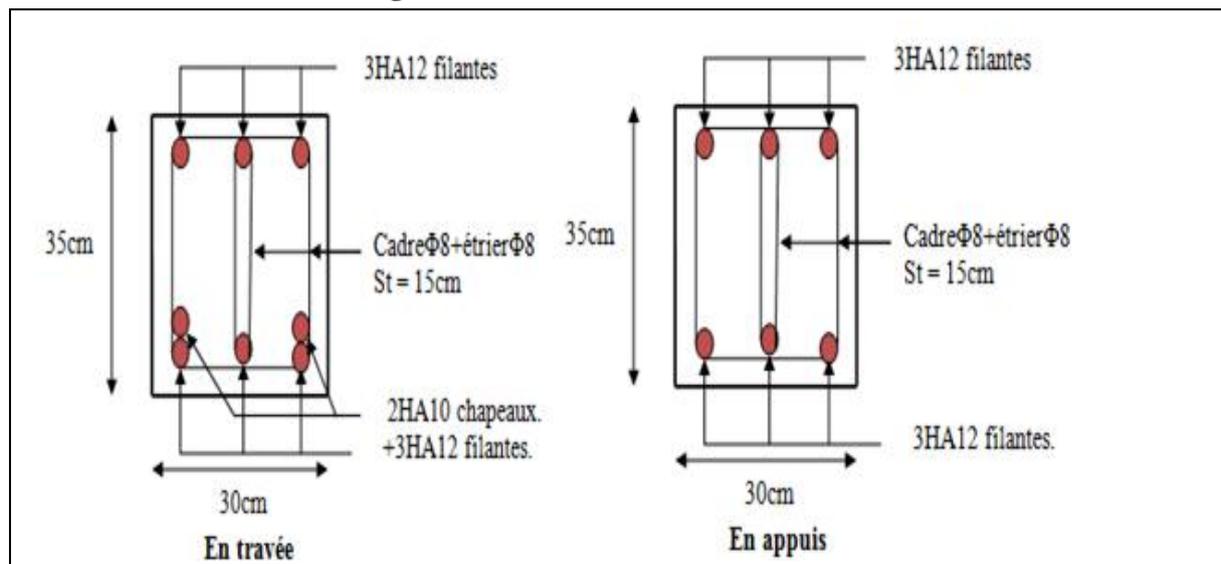


Figure III.32 Ferrailage de la Poutre de chaînage

III.10. Conclusion

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1 Introduction

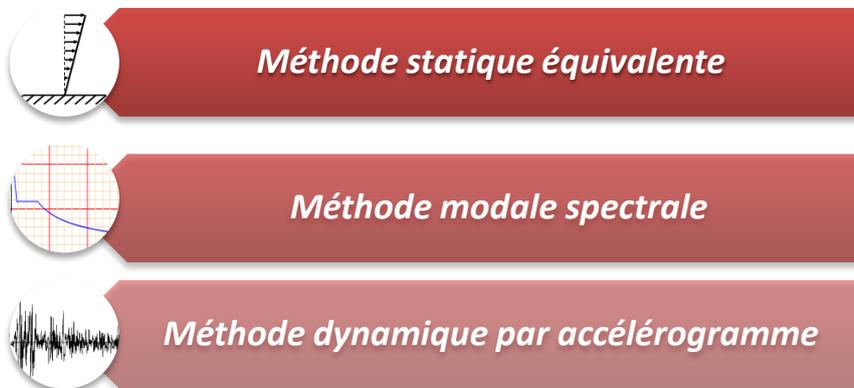
Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps.

Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. Elle a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations par des logiciels à base d'éléments finis (SAP2000, ETABS ..etc.) qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2 Méthodes de calcul

Les règles parasismiques algérienne (*RPA99/Version2003*) donnent trois méthodes de calcul :



IV 3. Méthode choisit

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée dans tous les cas, tous en justifiant auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées.

Notre structure n'est pas régulière en élévation ($L_i/l_{i-1}=15,42/24,80=0,62<0,8$) ainsi les conditions complémentaires de *RPA99/Version 2003* art(4.1.2) $H_{\text{structure}} > 23\text{m}$.

Donc les conditions d'application de la méthode statique équivalent n'est pas satisfait ; ci pourquoi on adopte la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.4. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant 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 :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots Article \quad 4.2.3 \quad (RPA99/Version 2003)$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D'après le tableau 4.1 de RPA99/Version 2003 et suivant notre structure on aura :

- Groupe d'usage : 2(moyen importance)
- zone sismique :IIa ⇒ A=0.15

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec : η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule suivant :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \text{ Avec } \xi : \text{ Pourcentage d'amortissement critique donner par le Tableau 4.2}$$

de RPA99/Version2003 ⇒ ξ = ((10 + 7) / 2) = 8.5 % ⇒ η = √(7 / (2 + 8.5)) = 0.816

T1 et T2: période caractéristique relative au sol, est donnée par le tableau 4.7(RPA99/version 2003)

On a site ferme (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/Version2003 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 $h_N = 32.93m$.

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, $C_T = 0,05$.

$$T = 0.05 \times (38,53)^{\frac{3}{4}} = 0,773s \dots \dots \dots (I)$$

$$\text{et } T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

$L_{X, Y}$: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x=24,30m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$L_y= 15,15m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

- Calcul de la période suivant l'axe longitudinal (x) :

$$T_x = \frac{0.09 \times 38,53}{\sqrt{24,3}} = 0,703s \dots \dots \dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable : $T_x=0,703s$

- Calcul de la période suivant l'axe transversal (y) :

$$T_y = \frac{0.09 \times 38,53}{\sqrt{15,15}} = 0,890s \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable : $T_y=0,773s$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sx} \leq 3s \quad \text{d'ou} \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sx}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.703}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{donc : } D_x = 1,4$$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sy} \leq 3s \quad \text{d'ou} \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sy}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.773}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{donc : } D_y = 1,31$$

D'après RPA99/Version2003 art(4.2.4.4) la période fondamentale statique T doit être majorée

de 30% soit :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0,703 = 0,91s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0,773 = 1s \end{cases}$$

Q : facteur de qualité

$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q$ avec : P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de *RPA99/ Version 2003*

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q

Critère Q	Valeurs de P_q Selon x-x		Valeurs de P_q Selon y-y	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
1) Condition minimale des files porteuses	Non	0,05	Non	0,05
2) Redondance en plan	Non	0,05	Non	0.05
3) Régularité en plan	Non	0,05	Non	0.05
4) Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5) Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6) Contrôle de la qualité de la construction	Oui	0	Oui	0

Ce qui donne : $Q_x = 1,2$
 $Q_y = 1,2$

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 $\Rightarrow R=5$)

W :poids total de la structure.

Calcul du poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d’exploitation

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.3 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Tableau 4.5 du RPA99/ Version2003}$$

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 des résultats du logiciel **SAP2000V14** on a trouvé : $W_{tot}=38062.679\text{KN}$.

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{sens X: } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 1918,359 \text{ KN}$$

sens Y : $V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 1795,0359 \text{KN}$

IV.5 Méthode dynamique modale spectrale

IV.5.1 Principe

Le principe de cette méthode est d'estimer les efforts sismiques engendrer pour chaque une des modes ainsi établir un spectre de réponse en se servant des expressions suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/ Version 2003(4.3.3)}$$

Avec : η : Facteur de correction d'amortissement.

IV.5. 2. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des démentions des éléments et des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales ainsi que les exigences de RPA99/2003, cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003, on a opté pour la disposition Suivante :

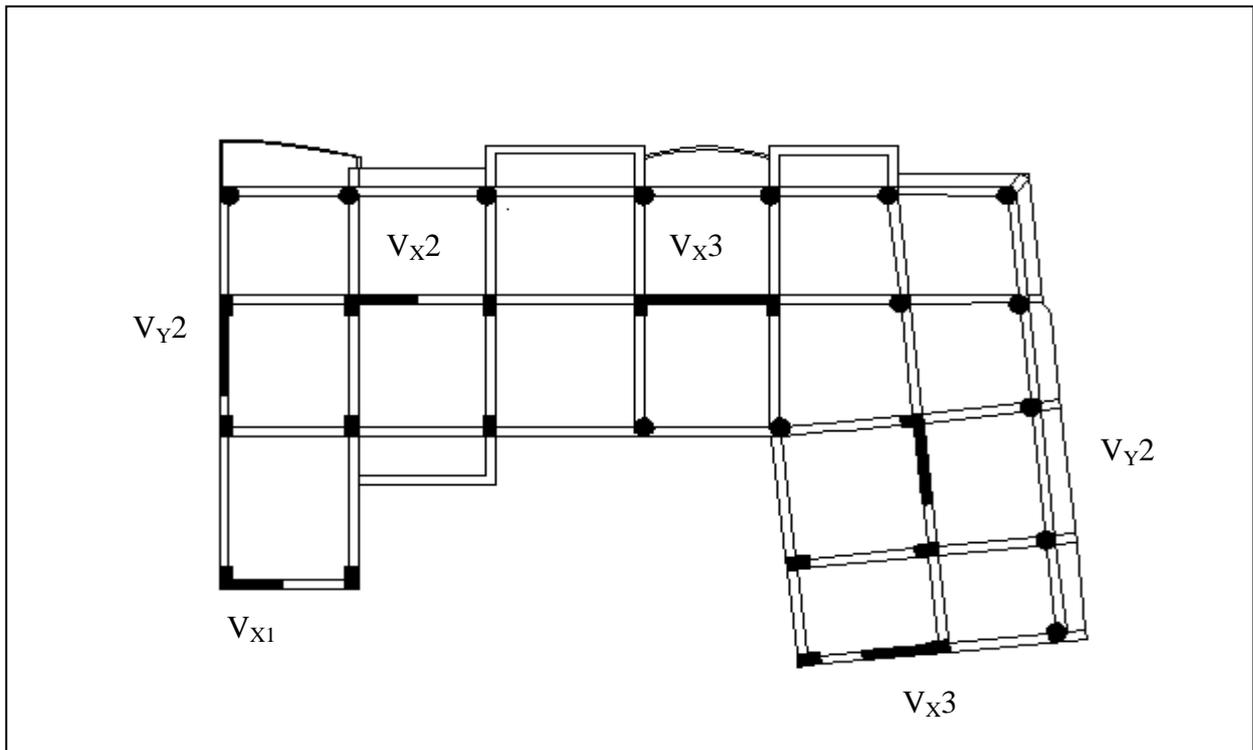


Figure IV.1 Schéma de dispositions des voiles.

IV.5.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000 V15

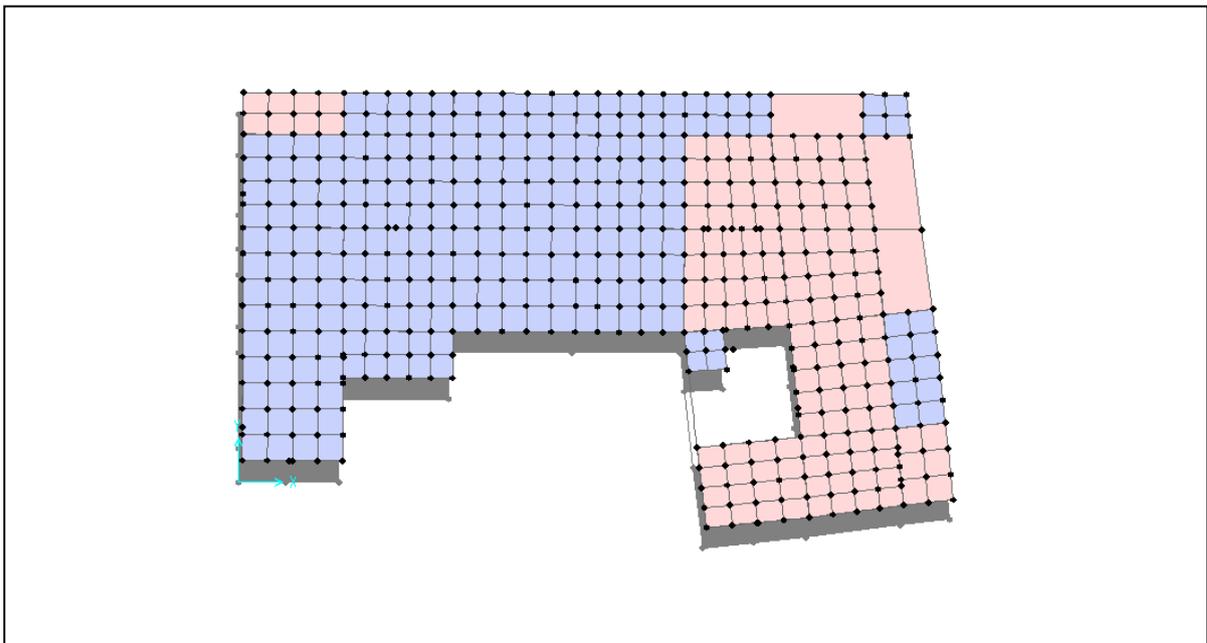


Figure IV.2 1^{ère} mode de déformation (translation suivant y-y)

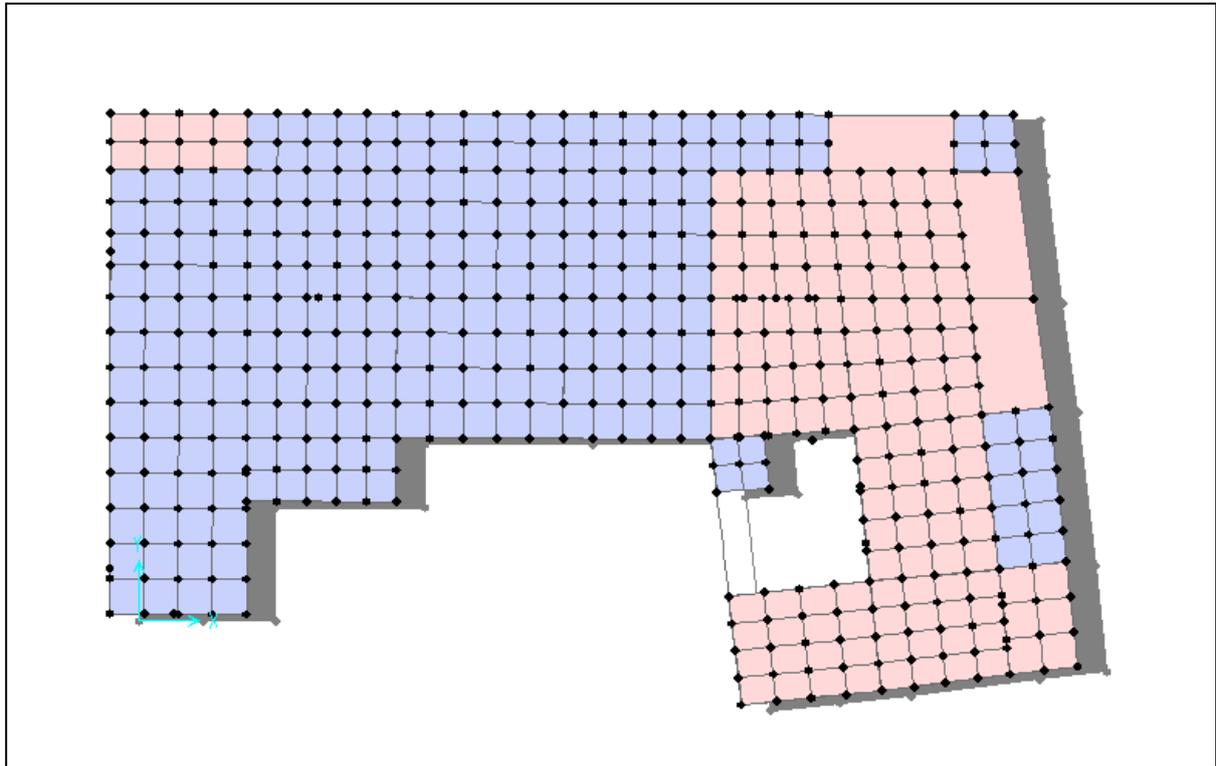


Figure IV.3 2^{ème} mode de déformation (translation suivant x-x)

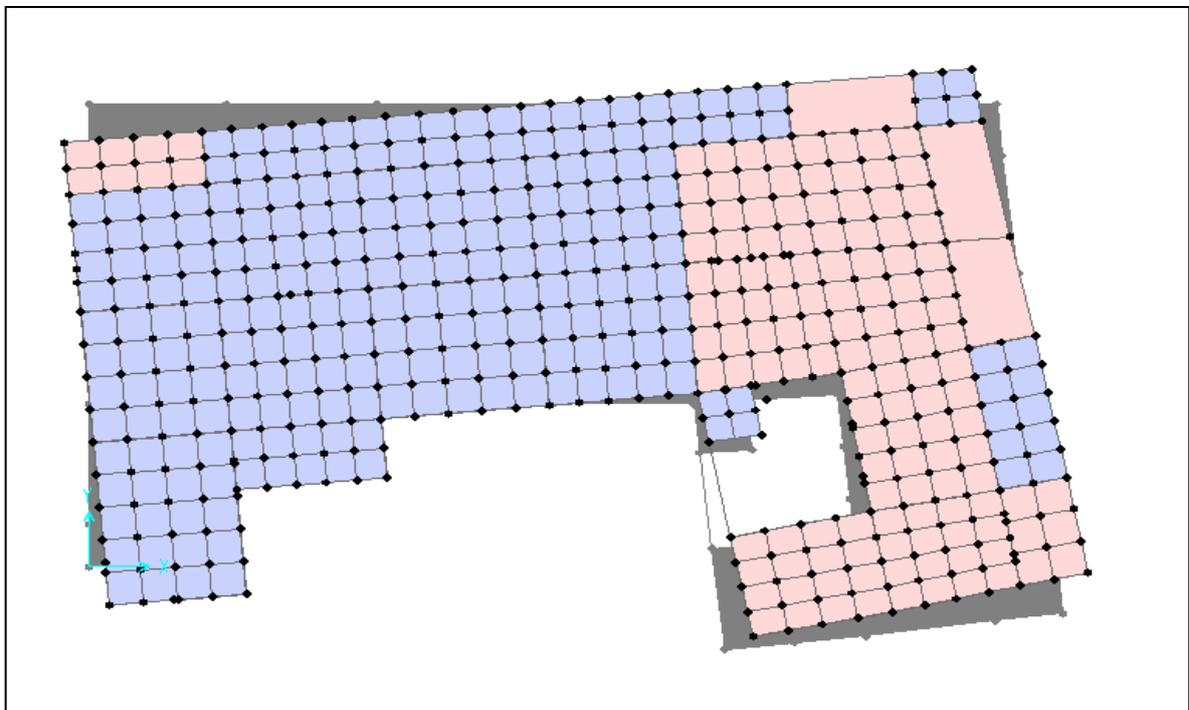


Figure IV.4 3^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z)

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 :

Tableau IV.2 Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	Période [sec]	Mode individuel (unîtes)			Somme Cumulée		
		UX [%]	UY [%]	UZ [%]	UX [%]	UY [%]	UZ [%]
1	0.972002	0.03175	0.64666	0.000009278	0.03175	0.64666	0.000009278
2	0.896388	0.63452	0.03326	0.000001552	0.66628	0.67992	0.00001083
3	0.820548	0.00002135	0.00015	0.000004783	0.6663	0.68007	0.00001561
4	0.29805	0.00256	0.12786	0.00006852	0.66886	0.80793	0.00008413
56	0.052733	0.00008956	0.000005219	0.00006942	0.88509	0.93702	0.7296
57	0.051775	0.00667	0.00252	0.00296	0.89176	0.93954	0.73255
58	0.051683	0.00227	0.00073	0.00571	0.89403	0.94027	0.73827
59	0.051484	0.01645	0.0027	0.00003306	0.91048	0.94297	0.7383

Interprétation des résultats

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $\begin{cases} T_x = 0,89s \\ T_y = 0,97s \end{cases}$
- ✓ Les 1^{er} et 2^{eme} modes sont des modes de translation selon y-y et x-x respectivement
- ✓ Le 3^{eme} mode est un mode de rotation selon z-z.
- ✓ On doit retenir les 8 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99/2003).

IV.5.4 vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003:

IV.5.4.1Vérification de l'interaction voiles portiques

IV.5.4.1.1 Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

Tableau IV.3 Vérification de l'interaction sous charges verticales

Etages	Portique (KN)	Voiles(KN)	Portique (%)	Voiles(%)
<i>S-SOL 2</i>	27615.52	6262.628	81.51425242	18.48575
<i>S-SOL 1</i>	24620.96	5380.619	82.06554549	17.93445
<i>GC</i>	30098.16	5713.207	84.04638672	15.95361
<i>RDC</i>	24512.21	4733.563	83.81454129	16.18546
<i>1^{er} étage</i>	20973.27	4524.745	82.2545199	17.74548
<i>2^{ème} étage</i>	17764.17	4046.385	81.44758182	18.55242
<i>3^{ème} étage</i>	14774.78	3430.494	81.15659439	18.84341
<i>4^{ème} étage</i>	11720.47	2874.223	80.3063853	19.69361
<i>5^{ème} étage</i>	8847.005	2210.549	80.00869813	19.9913
<i>6^{ème} étage</i>	5922.933	1585.014	78.88884938	21.11115
<i>7^{ème} étage</i>	3075.648	899.383	77.37418903	22.62581
<i>Terrasse</i>	284.656	217.199	56.72076596	43.27923

IV.5.4.1.2 Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Etages	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
<i>S-SOL 2</i>	168.79	183.65	47.8921	52.1078	355.76	354.45	50.092	49.9073
<i>S-SOL 1</i>	365.09	761.17	32.4159	67.5840	477.90	759.07	38.6348	61.3651
<i>GC</i>	668.64	870.61	43.4392	56.5608	814.90	779.41	51.1130	48.8869
<i>RDC</i>	562.71	670.44	45.6320	54.3679	832.91	650.95	56.1312	43.8687
<i>1^{er} étage</i>	496.79	671.16	42.5353	57.4646	799.92	551.40	59.1953	40.8046
<i>2^{ème} étage</i>	424.28	631.20	40.1978	59.8021	691.30	540.02	56.1431	43.8568
<i>3^{ème} étage</i>	441.63	500.61	46.8701	53.1298	685.42	423.72	61.7973	38.2026
<i>4^{ème} étage</i>	345.87	477.90	41.9865	58.0134	575.53	397.19	59.1669	40.8330
<i>5^{ème} étage</i>	349.28	338.62	50.7748	49.2252	539.42	278.29	65.9664	34.0335
<i>6^{ème} étage</i>	249.25	264.61	48.5052	51.4947	394.62	230.28	63.1489	36.8511
<i>7^{ème} étage</i>	283.00	150.9	65.2121	34.7878	405.33	157.183	72.0572	27.9428
<i>T inc</i>	51.139	20.36	71.520	28.479	77.222	37.086	67.5560	32.4439

Interprétation des résultats : Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontal et vertical pour tous les étages.

IV.5.4.2 Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue V_{dy} / V_{st} ne doit pas être inférieure à 80%, ces rapports est résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$V_{dyn}/V_{st} > 0,8$	Observation
X-X	1714,366	1918,359	0.89	<i>vérifié</i>
Y-Y	1763,673	1795,0359	0.98	<i>vérifié</i>

Interprétation des résultats : La condition des efforts tranchants est vérifiée.

VI.5.4.3 Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots\dots\dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{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 : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA99/2003 (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage,

C.à.d. : $\Delta_k < 1\% \times h_e$; Avec : h_e la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 Vérification des déplacements.

Niveaux	h_k (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
<i>S- SOL</i>	280	0.1	0.5	0	0.35	0.179	0.1	0.5	0.00	0.35	0.179
<i>GC</i>	320	0.2	1	0.5	0.35	0.156	0.2	1	0.5	0.35	0.156
<i>RDC</i>	306	0.4	2	1.5	0.35	0.163	0.4	2	1.5	0.35	0.163
<i>1^{re} étage</i>	306	0.5	2.5	2	0.35	0.163	0.6	3	2	0.35	0.327
<i>2^{ème} étage</i>	306	0.7	3.5	2.5	0.7	0.327	0.8	4	3	0.7	0.327
<i>3^{ème} étage</i>	306	0.9	4.5	3.5	0.7	0.327	1.1	5.5	4	0.7	0.490
<i>4^{ème} étage</i>	306	1.1	5.5	4.5	0.7	0.327	1.3	6.5	5.5	0.7	0.327
<i>5^{ème} étage</i>	306	1.3	6.5	5.5	0.7	0.327	1.5	7.5	6.5	0.7	0.327
<i>6^{ème} étage</i>	306	1.4	7	6.5	0.35	0.163	1.7	8.5	7.5	0.35	0.327
<i>7^{ème} étage</i>	306	1.6	8	7	0.7	0.327	1.7	8.5	8.5	0.7	0.000
<i>Terrasse</i>	306	1.7	8.5	8	0.50	0.163	2	10	8.5	0.50	0.490
<i>Terrasse</i>	250	1.8	9	8.5	0.035	0.200	2.1	10.5	10	0.035	0.200

Interprétation 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.

VI.5.4.4 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ(effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

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 ».

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.7 Vérification à L'effet P-Δ.

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
S- SOL	280	30803.083	0.35	352.446	0.01521887	0.35	710.222	0.05423063
GC	320	26969.098	0.35	1126.268	0.0261965	0.35	1236.984	0.02384618
RDC	306	29104.654	0.35	1277.987	0.0260680	0.35	1566.687	0.02124795
1 ^{re} étage	306	26042.334	0.35	1233.153	0.0241578	0.35	1483.877	0.040147
2 ^{ème} étage	306	22727.981	0.7	1167.963	0.0445500	0.7	1351.337	0.03847291
3 ^{ème} étage	306	19450.634	0.7	1055.487	0.042173	0.7	1231.327	0.05420185
4 ^{ème} étage	306	16255.326	0.7	942.245	0.0394741	0.7	1109.141	0.03352562
5 ^{ème} étage	306	13055.173	0.7	823.776	0.0362872	0.7	972.735	0.03070145
6 ^{ème} étage	306	9928.205	0.35	687.916	0.0165291	0.35	817.72	0.0277737
7 ^{ème} étage	306	6790.755	0.7	513.864	0.0302781	0.7	624.904	0.0263267
Tinc1	306	3676.519	0.50	433.982	-0.1388577	0.50	562.517	0.02242372
Tinc2	250	474.472	0.035	71.503	0.000763	0.035	114.308	0.00475576

Interprétation 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 est peut-être négliger.

VI.5.4.5 Vérification de l'effort normal réduit

Pour éviter le risque de rupture de la section du béton, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : $v = \frac{N_d}{B \times f_{c,j}} \leq 0,3$ RPA99/version 2003(Art : 7.4.3.1). l'effort sera vérifier à ELA.

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{c,j}$: est la résistance caractéristique du béton

Tableau IV.8 Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	B_r (cm ²)	N_d (KN)	v	Observation
S-SOL 2	65×65	2824,99	0.27	Vérifiée
S-SOL 1	65×65	2605,239	0,25	Vérifiée
GC	60×60	2014,69	0,22	Vérifiée
RDC	55×55	1527,517	0,2	Vérifiée
1 ^{er} étage	55×55	1324,028	0,17	Vérifiée
2 ^{ème} étage	50×50	1124,181	0,17	Vérifiée
3 ^{ème} étage	50×50	931,283	0,14	Vérifiée
4 ^{ème} étage	45×45	740,495	0,14	Vérifiée
5 ^{ème} étage	45×45	536,285	0,1	Vérifiée
6 ^{ème} étage	40×40	485,047	0,08	Vérifiée
7 ^{ème} étage	40×40	223,262	0,05	Vérifiée
Terrasse	40×40	133,58	0,03	Vérifiée

Interprétation des résultats : On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

VI.6. Conclusion

La modalisation avec logiciel de calcul SAP2000 V14, nous a permis de faire une étude tridimensionnel dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir un modèle meilleur qui se rapproche du comportement réel de la structure. Ainsi que la vérification à la foi des conditions de R.PA nous a pousser de faire un redimensionnement des éléments structuraux.

A la fin on a opté pour les démentions suivantes :

Poutre principale (30×40) cm²; Poutre secondaire (30×35)cm²

Poteaux de sous-sol (65×65) cm²

Poteaux de la Galerie Commerciale (60×60) cm²

Poteaux de R.D.C et 1^{er} étage (55×55) cm²

Poteaux de 2^{eme} et 3^{eme} étage (50×50) cm²

Poteaux de 4^{eme} et 5^{eme} étage (45×45) cm²

Poteaux de 6^{eme} et 7^{eme} étage (40×40) cm²

Poteaux de terrasse inaccessible (40×40) cm²

Pour les voiles ; e = 15 cm pour toute la structure.

Chapitre V

Etudes des éléments structuraux

V.1 Introduction

On désigne sous le nom des éléments structuraux, les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrillés, de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes les sollicitations.

Ils contiennent : Les portiques (poteaux - poutres) et les voiles.

V.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les 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 ferrillages 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 déterminées ces sollicitations sont :

$$* 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad * G + Q$$

$$* G + Q \pm E \quad ; \quad * 0.8G \pm E$$

V.2.1 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 II.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

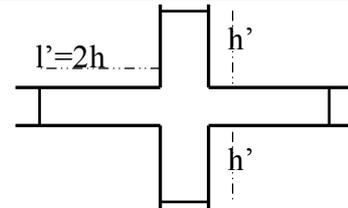


Figure V.1 Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
<i>Sous sol</i>	65×65	33,80	169	253,5
<i>GC, SOUPENTE</i>	60×60	28,80	144	216
<i>RDC+1 étages</i>	55×55	24,20	121	181,50
<i>2 et 3ème étages</i>	50×50	20,00	100	150
<i>4 et 5ème étages</i>	45×45	16,20	81	121,50
<i>6 et 7ème étages</i>	40×40	12,80	64	96
<i>Terrasse</i>	40×40	12,80	64	96

2. Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

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.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$.
- Dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$.

Où : Φ_L^{\min} est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales : A_t^{\min} en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

RPA99.V2003

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g : \text{est l'elencement géométrique du poteau } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ min

V.2.2 Sollicitations dans les poteaux:

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000V15, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

V.2.2.1 Sollicitations des poteaux rectangulaires:

Tableau .V.2 Les sollicitations dans les poteaux rectangulaires.

Section	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
65×65	2669,47	-7,455	751,72	18,86	97,24	125,583	50,701
60×60	2014,496	-29,16	355,72	2,74	96,71	31,949	258,715
55×55	1326,464	-22,71	195,141	8,599	132,2	676,25	143,73
50×50	892,287	-39,45	45,712	13,74	117,066	451,13	121,182
45×45	584,364	-40,73	20,762	15,14	94,94	329,406	96,398
40×40	332,95	-36,84	45,37	-7,14	70,688	132,68	69,352

V.2.2.2 Sollicitations des poteaux circulaires:

Tableau .V.3 Les sollicitations dans les poteaux circulaires.

Section	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
D65	1669,141	-20,54	24,921	11,69	58,0341	950,62	25,67
D60	1458,492	-24,61	0,594	33,50	186,233	926,323	65,032
D55	1256,55	-16,30	31,929	60,82	75,37	51,59	48,171
D50	918,131	-28,30	121,04	30,91	65,72	577,886	43,995
D45	599,874	-17,75	77,492	27,19	52,34	334,223	35,152
D40	306,71	-5,2	13,809	20,08	40,43	90,2	25,689

V.2.3 Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

➤ Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau 1^{er} étage, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

Soit : $N_{min} = 195,141 \text{ KN}$; $M_{corr} = 8,6 \text{ KN.m}$

$b = 55 \text{ cm}$; $h = 55 \text{ cm}$; $d = 50 \text{ cm}$;

Situation accidentelle: $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$

$$e_G = \frac{M}{N} = 4,4 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 2,75$$

⇒Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u(d - h/2) = 52,50 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 35,31 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1262,9 \text{ KN.m}$$

$$35,31 \text{ KN.m} < 1262,9 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{52,5 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,55 \times 0,5^2} = 0,02$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} ; A = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,025 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,5 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 3,017 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

V.2.3.1 Armatures longitudinale:

❖ **Poteaux rectangulaires:**

Tableau V.3 Armatures longitudinale dans les poteaux rectangulaires.

Niveau	Section (cm ²)	A'cal (cm ²)	Acal (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Aadopte (cm ²)
Sous-sol	65×65	0	2,7	33,80	12HA16+4HA20=36,7
GC	60×60	0	4,64	28,80	12HA16+4HA14= 30,29
RDC, 1ère étages	55×55	0	2,5	24,20	16HA14=24,63
2 ,3ème étages	50×50	0	1,1	20,00	8HA14+8HA12=21,37
4 ,5ème étages	45×45	0	2,2	16,20	16HA12=18,1
6,7ème étages	40×40	0	2,3	12,80	12HA12=13,57

❖ **Poteaux circulaires :**

Tableau V.5 Armatures longitudinale dans les poteaux circulaires.

Niveau	Section (cm ²)	A'cal (cm ²)	Acal (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Aadopte (cm ²)
Sous-sol	D65	0	0,18	26,54	4HA20+8HA16=28,15
GC,	D60	0	0,58	22,61	12HA16=24,16
RDC, 1ère étages	D55	0	3,04	19	10HA16=20,11
2 ,3ème étages	D50	0	0,12	15,70	5HA16+5HA14=17,75
4 ,5ème étages	D45	0	0,74	12,72	5HA14+5HA12=13,35
6,7ème étages	D40	0	1,47	10,05	10HA12=11,31

V.2.3.2 Armatures transversales

➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple le poteau de galerie commerciale (60×60):

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0,7 \times 2,80}{0,60} = 3,26 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$D'où : A_t = \frac{3,75 \times 258,714 \times 10^{-3} \times 16}{60 \times 400} \times 10^4 = 6,46 \text{ cm}^2$$

✓ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

✓ Espacement

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_{l_{\min}} ; 15 \text{ cm}) = \text{min} (16 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_{l_{\min}} = 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

✓ La quantité d'armature minimale

On a $3 < \lambda g < 5$, d'où :

- Dans la zone nodale : $A_t^{\min} = 0,5\% (t \times b) = 0,5\% (10 \times 60) = 3 \text{ cm}^2$

- Dans la zone courante : $A_t^{\min} = 0,5\% (t \times b) = 0,5\% (15 \times 60) = 4,5 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour 8 cadre HA12=9,01 cm²

V.2.3.3 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 :

❖ Poteaux rectangulaires:

Tableau V.6 Armatures transversales adoptées pour les poteaux rectangulaires.

Niveau	S- sol	GC	RDC, 1 étages	2,3ème étages	4, 5ème étages	6,7ème étages
Section (cm ²)	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40
Ø _{l_{max}} (cm)	2	2	1,4	1,4	1,2	1,2
Ø _{l_{min}} (cm)	1,6	1,6	1,2	1,2	1,2	1,2
L ₀ (cm)	240	280	266	266	266	266

L_f (cm)	168	196	186,2	186,2	186,2	186,2
λ_g	2,58	3,26	3,38	3,724	4,13	4,55
ρ_a	2,5	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
V_u (kn)	50,701	258,715	143,73	121,18	96,398	69,352
L_r (cm)	64	56	56	48	48	48
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
A_{cal}^t (cm ²)	1,38	6,46	2,93	2,72	2,40	1,95
A_{min}^t (cm ²)z.nodale	7,8	4,5	2,75	2,5	2,25	2
A_{min}^t (cm ²)z.courante	5,2	6	4,125	3,75	3,37	3
A_{adopte}^t (cm ²)	9,05	9,05	4,71	4,02	4,02	4,02
Nombre des cadres	8T12	8T12	6T10	8T8	8T8	8T8

❖ Poteaux Circulaires

Tableau V.7 Armatures transversales adoptées pour les poteaux circulaires.

Niveau	S- sol	GC	RDC, 1 étages	2,3ème étages	4, 5ème étages	6,7ème étages
Section (cm ²)	D65	D60	D55	D50	D45	D40
$\varnothing_{l_{max}}$ (cm)	2	1,6	1,6	1,6	1,4	1,2
$\varnothing_{l_{min}}$ (cm)	1,6	1,6	1,6	1,4	1,2	1,2
L_0 (cm)	240	280	266	266	266	266
L_f (cm)	168	196	186,2	186,2	186,2	186,2
λ_g	2,58	3,26	3,38	3,724	4,13	4,55
ρ_a	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
V_u (kn)	25,67	65,032	48,171	43,995	35,152	25,689
L_r (cm)	80	64	64	64	56	48
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
A_{cal}^t (cm ²)	0,59	1,62	1,31	1,15	1,01	0,72
A_{min}^t (cm ²)z.nodale	3,25	3	2,75	2,5	2,25	2
A_{min}^t (cm ²)z.courante	4,875	4,5	4,125	3,75	3,37	3
A_{adopte}^t (cm ²)	5,65	4,52	4,52	4,52	4,52	3,14
Nombre des cadres	5T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T10

V.2.4 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 galerie commerciale (60×60):

$$l_0 = 2,8m \text{ et } N_{\max} = 2014,496KN.$$

$$N_{\max} \leq N_d = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que : $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$ Coefficients de sécurité béton, acier.

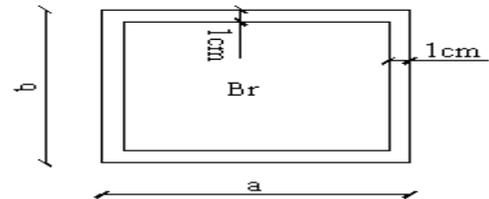


Figure V.2 Section réduite du béton

α : Coefficient fonction de l'élancement λ

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

l_f : Longueur de flambement ($0,7 \times l_0 = 1,96m$)

i : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b \times h^3}{12b h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0,6^2}{12}} \Rightarrow i = 0,173m$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

λ élancement du poteau prise : $\lambda = 3,46 \times l_f / b \dots \dots \dots$ poteau rectangulaire

$\lambda = 4 \times l_f / \phi \dots \dots \dots$ poteau circulaire

$$\Rightarrow \lambda = 3,46 \times \frac{1,68}{0,6} = 11,30 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{11,30}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = 0,832.$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (60 - 2) \times (60 - 2) = 3364cm^2 = 0,3364m^2$$

$$N_d = 0,834 \times \left[\frac{0,3364 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 30,29 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right] \times 10^3 \Rightarrow N_d = 6059,64 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 2669,47 \text{ KN} < N_d \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (m ²)	B _r (m ²)	N _d (KN)	N _{max} (KN)	obs
S- Sol	65×65	2,4	1,68	8,96	0,832	36,7	0,3969	6815,22	2669,47	vérifiée
GC	60×60	2,8	1,96	11,30	0,79	30,29	0,3364	6059,64	2014,496	vérifiée
RDC+1 étages	55×55	2,66	1,862	11,71	0,831	24,63	0,2809	5034,65	1326,464	vérifiée
2,3ème étages	50×50	2,66	1,862	12,88	0,827	21,39	0,2304	4143,24	892,287	vérifiée
4,5ème étages	45×45	2,66	1,862	14,31	0,822	18,1	0,1849	3332,09	584,364	vérifiée
6,7ème étages	40×40	2,66	1,862	16,11	0,815	13,57	0,1444	2564,05	332,95	vérifiée

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.

$$\sigma_{bc1, 2} \leq \overline{\sigma_{bc}} ; \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ tel que :}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \text{ béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \text{ béton fibre inférieure}$$

$$S = b \times h + 15(A + A')$$
 (section homogène)

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{S} ; V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{2} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2$$

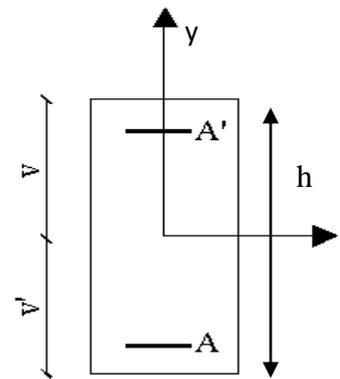


Figure V.3 Section d'un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

Niveau	S-sol+	G.C	RDC+ 1 ^{er} étages	2,3 ^{ème} étages	4,5 ^{ème} étages	6, 7 ^{ème} étages
Section (cm ²)	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40
d (cm)	60	55	50	45	40	35
A' (cm ²)	36,7	30,29	24,63	21,39	18,1	13,57
A (cm)	36,7	30,29	24,63	21,39	18,1	13,57
S (m ²)	0,5326	0,45087	0,3824	0,3142	0,2571	0,2
V (cm)	32,5	30	27,5	25	22,5	20
V' (cm)	32,5	30	27,5	25	22,5	20
I _{yy'} (m ⁴)	0,0371	0,03025	0,0276	0,022	0,0197	0,0156
N _{ser} (KN)	1591,558	1359,92	1108,017	794,672	516,782	255,584
M _{ser} (KN.m)	24,20	27,57	80,93	38,1062	38,37	32,65
M _{serG} (MN.m)	24,20	27,57	80,93	38,1062	38,37	32,65
σ _{bc1} (MPa)	5,3	4,52	4,6	3,47	2,84	1,2
σ _{bc2} (MPa)	4,56	3,82	3,14	3,04	2,23	1
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c) Vérification aux des sollicitations tangentes

Selon le RPA99addenda2003 (Article 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que :} \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec :} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
S- Sol	4225	168	2,58	0,04	60	50,701	0,178	1	vérifiée
GC	3600	196	3,26	0,04	55	258,715	0,745	1	vérifiée
RDC+1 étages	3025	186,2	3,38	0,04	50	143,73	0,619	1	vérifiée
2,3 ^{ème} étages	2500	186,2	3,724	0,04	45	121,182	0,636	1	vérifiée
4,5 ^{ème} étages	2025	186,2	4,13	0,04	40	96,398	0,607	1	vérifiée
6,7 ^{ème} étages	1600	186,2	4,55	0,04	35	69,352	0,5	1	vérifiée

V.2.5 Dispositions constructives

▪ Longueur des crochets

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

▪ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 80 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 65 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 50 \text{ cm.}$$

▪ 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 RPA99/2003).

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* :

$$L' = 2 \times 40 = 90\text{cm}$$

$$h' = \max(47 ; 60 ; 55 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}.$$

• *G.C* :

$$L' = 90\text{cm}$$

$$h' = 70\text{cm}.$$

• *RDC + les étages* :

$$L' = 90\text{cm}$$

$$h' = 60\text{cm}$$

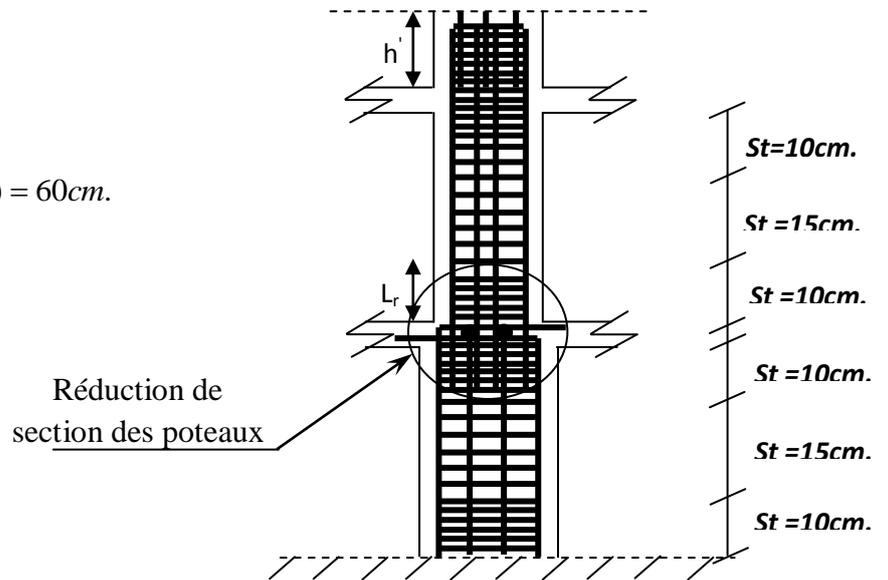
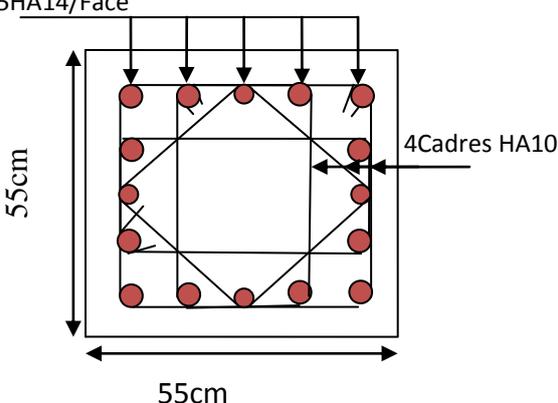
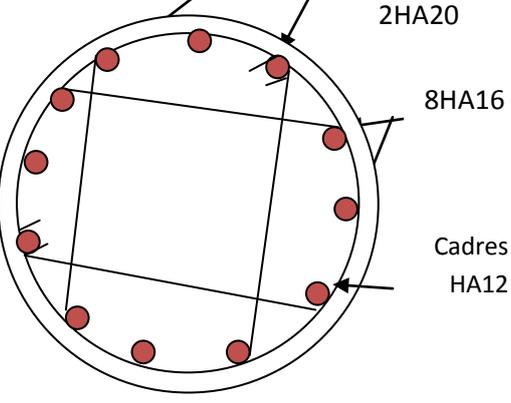
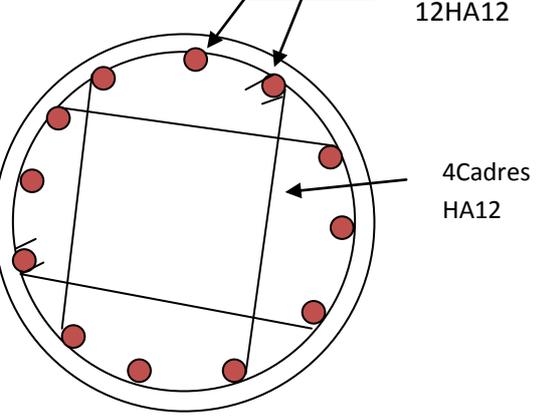
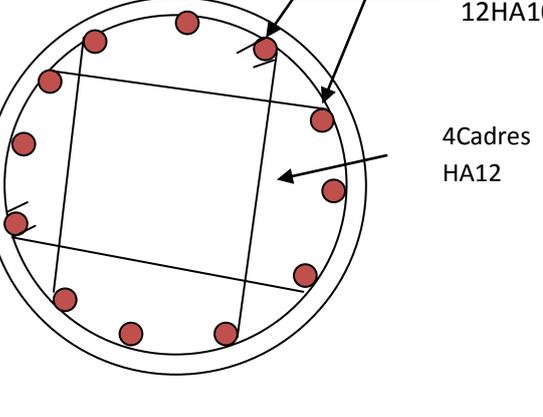


Figure V.4 Ferrailage des sections des poteaux

V.2.6 Schéma de ferrailage des poteaux

Tableau V.11 Ferrailage des sections des poteaux

S-sol	G.C
<p>2HA20/Face</p> <p>3HA16/Face</p> <p>4Cadres HA10</p> <p>65cm</p> <p>65 cm</p>	<p>4HA16/Face</p> <p>1HA14/Face</p> <p>4Cadres HA10</p> <p>60cm</p> <p>60cm</p>

RDC+1 étages	S-sol
 <p>5HA14/Face 55cm 55cm 4Cadres HA10</p>	 <p>2HA20 8HA16 Cadres HA12</p>
G.C	RDC+1 étages
 <p>12HA12 4Cadres HA12</p>	 <p>12HA10 4Cadres HA12</p>

V.3 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, les poutres secondaires. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **SAP2000.V15**. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

$$\begin{aligned}
 & *1.35G + 1.5Q && G + Q \\
 & *G + Q \pm E && 0.8G \pm E
 \end{aligned}$$

V.3.1 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, $A_t^{min} = 0.5\% \times b \times h$.
- 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 $40 \times \phi$ (zone IIa) avec : ϕ_{max} : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

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 :
 - $S_t = \min(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1)$. : 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 ϕ_i 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.3.2 Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2003

Tableau V.12 Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003

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	63

V.3.3 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.13 Les sollicitations les plus défavorables.

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée}	M _{appui}	V	M _{travée}	M _{appui}	V
<i>SOUS-SOL</i>	54,088	-55,3412	59,462	64,3183	-65,1135	100,425
<i>GC</i>	77,1358	-145,58	176,094	87,558	-110,3265	144,226
<i>RDC</i>	62,5	-96,1553	128,667	64,1996	-67,2108	130,57
<i>1^{er} étage</i>	61,8468	-94,6306	130,601	70,4481	-71,6649	122,108
<i>Les étages courants</i>	57,1572	-72,674	100,316	67,9062	-68,491	114,098
<i>Terrasse</i>	24,7885	-55,3262	100,979	30,8103	-38,8705	61,533

V.3.4 Ferrailage des poutres

a. Les 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

Avec les sollicitations suivantes : $\begin{cases} M_a = -55,3412 \text{ KN.m.....(ELA)} \\ M_t = 54,088 \text{ KN.m.....(ELA)} \end{cases}$

• Armatures en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{136,5154 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,42^2 \times 18,47} = 0,12 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,12 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,12}) = 0,16 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,393m$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{136,5154 \times 10^{-3}}{0,393 \times 348} \times 10^4 = 9,98cm^2$$

• Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{90,5876 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,42^2 \times 18,47} = 0,079 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,079 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,079}) = 0,103 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,403m$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{90,5876 \times 10^{-3}}{0,403 \times 348} \times 10^4 = 6,46cm^2$$

Le ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau.14 Armatures longitudinales dans les poutres.

Niveaux	Type de poutre	Section	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
S-SOL	PP	30×40	Appuis	4,47	6	6,03	3HA16
			Travée	4,36		6,03	3HA16
	PS	30×35	Appuis	6,23	5,25	8,01	3HA14(filante)+ 3HA12(chapeaux).
			Travée	6,16		8,01	3HA14(filante)+ 3HA12(chapeaux).
GC	PP	30×40	Appuis	12,66	6	12,81	3HA20(filante)+ 3HA12(chapeaux).
			Travée	6,33		8,01	3HA14(filante)+ 3HA12(chapeaux).
	PS	30×35	Appuis	11,08	5,25	11,12	4HA16(filante)+ 2HA14(chapeaux).
			Travée	8,58		9,42	3HA16(filante)+ 3HA12(chapeaux).
RDC	PP	30×40	Appuis	8	6	8,01	3HA14(filante)+ 3HA12(chapeaux).

			Travée	5,07		6,03	3HA16
	PS	30×35	Appuis	6,95	5,25	8,01	3HA14(filante)+ 3HA12(chapeaux).
			Travée	6,60		8,01	3HA14(filante)+ 3HA12(chapeaux).
1ère Étage	PP	30×40	Appuis	7,88	6	8,01	3HA14(filante)+ 3HA12(chapeaux).
			Travée	5,15		6,03	3HA16
	PS	30×35	Appuis	6,91	5,25	8,01	3HA14(filante)+ 3HA12(chapeaux).
			Travée	6,79		8,01	3HA14(filante)+ 3HA12(chapeaux).
Étages courants	PP	30×40	Appuis	6,58	6	6,03	3HA16
			Travée	6,77		6,03	3HA16
	PS	30×35	Appuis	5,94	5,25	8,01	3HA14(filante)+ 3HA12(chapeaux).
			Travée	4,62		8,01	3HA14(filante)+ 3HA12(chapeaux).
Terrasse	PP	30×40	Appuis	4,47	6	6,03	3HA16
			Travée	1,96		6,03	3HA16
	PS	30×35	Appuis	4	5,25	6,03	3HA16
			Travée	2,85		6,03	3HA16

b. Les armatures transversales

➤ Diamètre des armatures transversales

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales telle que

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

✓ Poutres principales

$$\phi_t \leq \min\left(1,2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \text{cm} = \min(1,2; 1,14; 3) \text{cm}$$

✓ Poutres secondaires

$$\phi_t \leq \min\left(1,2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) \text{cm} = \min(1,2; 1; 3) \text{cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01 \text{cm}^2$ (un cadre et un étrier) Ø8.

➤ Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

- **Zone nodale** : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{cm}\right)$.
 - 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 : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow$ Soit : **$S_t = 15 \text{cm}$**
 - Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \Rightarrow$ Soit : **$S_t = 15 \text{cm}$**

➤ Vérifications des armatures transversales

* Pour les poutres principales:

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{cm}^2$$

* Pour les poutres secondaires :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{cm}^2$$

$A_t = 2,01 \text{cm}^2 > A_{t \min} = 1,35 \text{cm}^2$ condition vérifiée pour toutes les poutres.

➤ Vérification à l'ELU

1) Condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,34 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutres principales.} \\ A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,16 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutres secondaires} \end{cases}$$

$A_{\min} < A_{\text{cal}}$; Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2) Vérification des contraintes tangentielles

▪ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau V.15 Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Principales	176,094	1,58	3,33	Vérifiée
Secondaires	144,226	1,50	3,33	Vérifiée

D'après les résultats ; on déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car $\tau_{bu} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$.

▪ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

➤ En appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ BAEL91 (Art IV.1)

➤ En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$ BAEL91 (Art IV.2)

Les résultats sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.16 Vérification au cisaillement.

Poutres	A _l (cm ²)	V _u (MN)	M _a (MN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
Principales	12,66	176,094	-145,58	5,06	-1,256	Vérifiée
Secondaires	11,08	144,226	-110,3265	4,14	-1,1009	Vérifiée

➤ 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.

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

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.17 Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	$M_{ser}(KN.m)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	Vérification
Principales	Appui	-102,7228	16,28	125641,78	13,3	15	Vérifiée
	Travée	54,395	13,67	90941,29	8,17	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	-47,9476	14,106	81476,58	8,30	15	Vérifiée
	Travée	40,0266	12,87	72937,55	7,27	15	Vérifiée

- Vérification de la flèche : D'après le CBA93 et BAEL91/99, 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

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{500} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,09 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,052 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{12,81 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,37} = 0,0072 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{460} = 0,0869 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,0869 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,075 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{10,65 \times 10^{-4}}{0,35 \times 0,37} = 0,0082 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.5 Vérification des zones nodales

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 c-à-dire : $|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times (|M_w| + |M_e|)$RPA99/2003(art7.6.2)

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

Ce pendant, 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.

V.3.5.1 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

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0,9 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tableau V.18 Moment résistant dans les poteaux

Niveau	h (m)	z (m)	A _s (cm ²)	M _R (kn.m)
S- Sol	0,65	0,585	36,7	747,14
GC	0,6	0,54	28,80	569,21
RDC+1 étages	0,55	0,495	24,20	456,66
2,3éme étages	0,5	0,45	21,37	334,66
4,5éme étages	0,45	0,405	18,1	255,10
6,7éme étages	0,4	0,36	13,57	170

Les résultats des moments résistant dans les poutres sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.19 Moments résistants dans les poutres

Niveau	h (m)	z (m)	A _s (cm ²)	M _R (kn.m)
S-SOL	0,4	0,36	6,03	75,54
G.C	0,4	0,36	12,81	160,48
RDC	0,4	0,36	8,01	100,35
1 ^{er} étage	0,4	0,36	8,01	100,35
Etage courant	0,4	0,36	8,01	100,35
Terrasse	0,4	0,36	6,03	75,54

V.3.5.2 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

Tableau V.20 Vérification de la zone nodale

Niveau	M _N	M _S	M _N +M _S	M _W	M _E	1.25 (M _W +M _E)	Observation
S- Sol	569,21	747,14	1316,42	75,54	75,54	188,85	Vérifiée
GC	456,66	569,21	1025,87	160,48	160,48	401,2	Vérifiée
RDC+1 étages	334,66	456,66	791,32	100,35	100,35	250,875	Vérifiée
2,3éme étages	255,10	334,66	589,68	100,35	100,35	250,875	Vérifiée
4,5éme étages	170	255,10	425,1	100,35	100,35	250,875	Vérifiée
6,7éme étages	170	170	340	75,54	75,54	188,85	Vérifiée

Interprétation des résultats

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 de la GC.

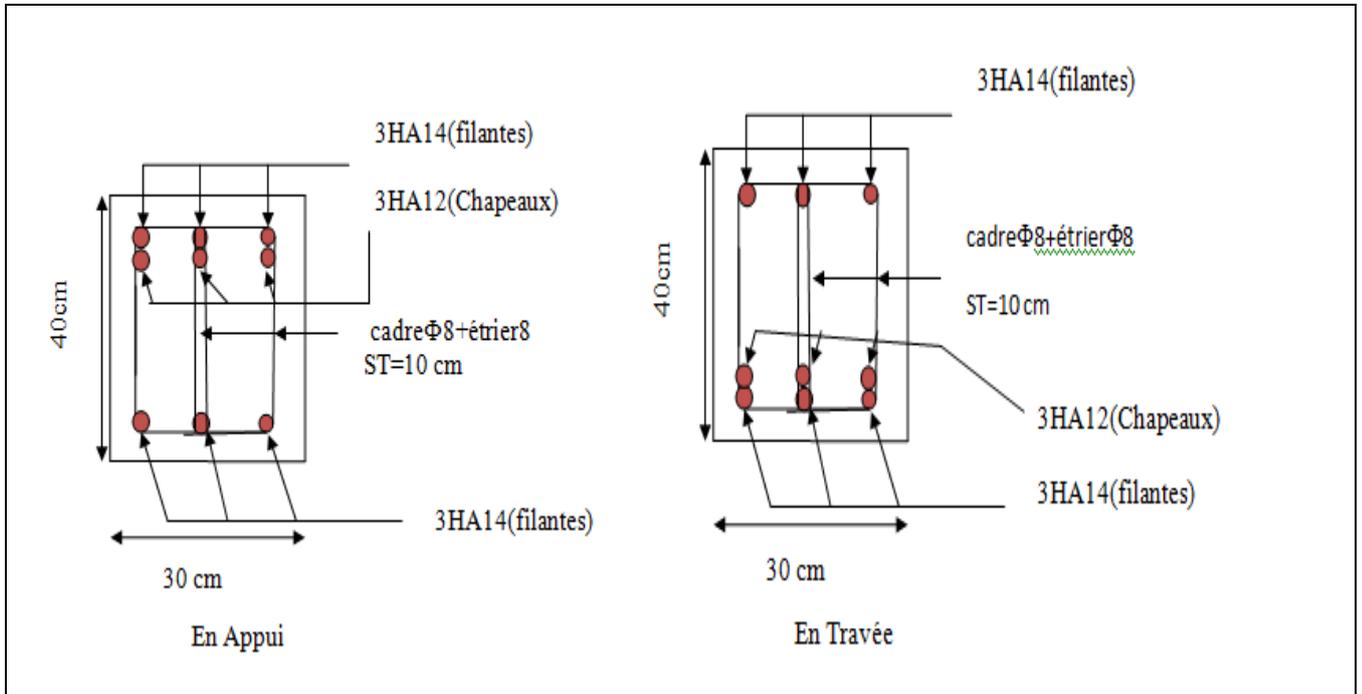


Figure V.5 Exemple de Schéma de ferrailage d'une poutre principale.

V.4 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 IIa (moyenne sismicité). Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivantes :

$$\begin{aligned}
 & * 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad G + Q \\
 & * G + Q \pm E \quad ; \quad 0.8G \pm E
 \end{aligned}$$

V.4.1 Recommandation du RPA 99/Version2003 (art 7.7.4.1)

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.

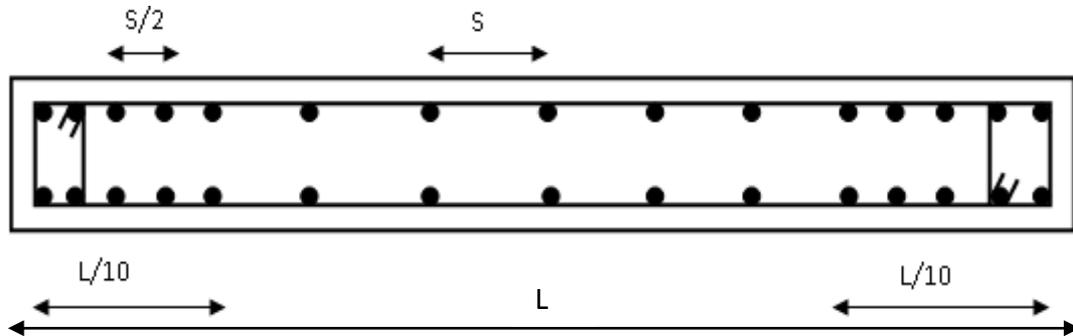


Figure V.6 Disposition des armatures verticales

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 : $10 \times \phi$

3. Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m^2 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 :
 - $A_{\min} = 0.15\% \times e \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - $A_{\min} = 0.10\% \times e \times h$ 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 $S_t = \min\left(1.5 \times e ; 30\text{cm}\right)$ avec e : 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 :
 - 40φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20φ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.2 Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$
- 2) Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- 3) Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

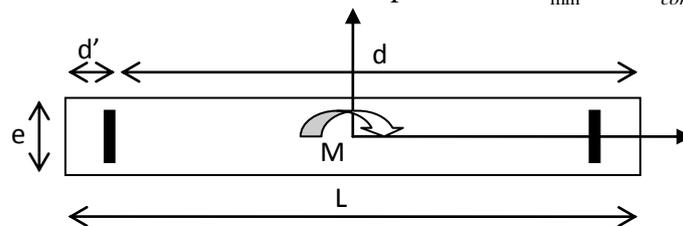


Figure V.7 Schéma d'un voile pleine

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section($e \times l$)

A_v^{min} : Section d'armature verticale minimale dans le voile ($A_v^{min} = 0,15\% \times e \times l$)

- A_v^{min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue ($A_v^{min} / ten = 0,2\% \times e \times L_t$)
- $A_v^{min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée ($A_v^{min} / comp = 0,1\% \times e \times L_c$)
- 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.
- $A_h^{min} = 0,15\% \times e \times l$: 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

V.4.3 Calcul des sollicitations

- Sens x-x' :

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.21 Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=1,8m$.

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)	
S-Sol	-618,42	4,517	237,152	-485,281	-191,02	2,418	55,478
GC	-577,691	90,4	421,96	-568,65	-167,90	305,518	141,76
RDC+1 étages	-468,347	44,93	227,39	-337,075	-158,456	2,321	107,46
2,3ème étages	-391,167	0,622	108,18	-289,77	-128,892	105,57	61,422
4,5ème étages	-289,02	74,98	75,18	-233,07	-68,44	72,19	49,401
6,7ème étages	-173,89	46,59	46,59	-173,89	-18,24	41,32	34,49

Tableau V.22 Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2} = V_{x3} = 2m$

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)	
S-Sol	-1201,48	3,641	121,82	-843,78	-384,88	120,02	49,395
GC	-1146,912	48,44	393,93	-884,6	-527,07	329,22	110,52
RDC+1 étages	-998,59	0,81	308,25	-558,9	-449,65	304,18	91,94
2,3ème étages	-793,918	0,858	241,05	-474,70	-329,14	236,01	80,513
4,5ème étages	-533,9	4,45	171,03	-342,35	-202,87	171,67	63,68
6,7ème étages	-211,341	27,90	76,92	-154,04	-69,5	105,27	33,86

Tableau V.23 Sollicitations maximales dans le voile $V_{x4} = 4,15m$

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)	
S-Sol	-2340,18	89,98	2673,92	-1246,4	-1125,9	2760,34	496,93
GC	-2494,83	203,2	2456,06	-1285,3	-1140,8	2651,99	581,59
RDC+1 étages	-2080,83	150,03	1514,67	-1121,7	-997,2	1649,79	388
2,3ème étages	-1683,4	129,28	927,48	-907,24	-812,87	1046,3	272,7
4,5ème étages	-1184,42	109,06	577,54	-640,6	-578,59	129,06	172,6
6,7ème étages	-266,51	111,5	183,28	-199,76	-140,9	34,95	37,59

- Tableau V. Sens y-y' :

Tableau V.24 Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1}=3m$

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)	
S-Sol	-1200,06	20,93	1719,23	-504	-467,35	373,31	400,205
GC	-1158,72	247,45	734,8	-506,97	-417,82	143,26	164,6
RDC+1 étages	-997,13	1,92	939,54	-421,86	-408,05	148,86	252,062
2,3ème étages	-772,48	42,10	599,17	-309,13	-309,13	599,17	181,82
4,5ème étages	-512,56	64,57	336,27	-192,05	-192,05	336,27	117
6,7ème étages	-209,71	100,42	255,55	-77,6	-77,6	255,55	52,725

Tableau V.25 Sollicitations maximales dans le voile $V_{y2}=3,2m$

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)	
S-Sol	-1958,30	12,66	1768,21	-1194,0	-747,94	1754,82	327,45
GC	-1919,60	162,52	1717,57	-847,71	-707,8	286,92	478,72
RDC+1 étages	-1675,31	84,69	841,91	-651,14	-651,14	841,91	256,40
2,3ème étages	-1338,01	71,38	577,28	-513,8	-513,8	577,28	192,14
4,5ème étages	-920,34	51,1	393,31	-340,35	-340,35	393,31	137,52
6,7ème étages	-282,75	207,82	334,18	-169,25	-116,6	282,04	53,8

Le calcul des voiles sont fait par les sollicitations les plus défavorables, les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- Sens x-x' :

Tableau V.26 Ferrailage du voile $V_{x1}=1,8m$

Section	Voile V_{x1}					
	S-Sol	GC	RDC+1Etage	Etage 2-3	Etage 4-5	Etage 6-7
l(m)	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
e(m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
N(KN)	-485,281	-167,9	-227,39	-128,892	-68,44	-18,24
M(KN.m)	237,152	305,518	337,075	105,57	72,19	41,32
d (m)	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75
V(KN)	55,478	141,76	107,46	61,422	49,401	34,49
τ (MPa)	0,27	0,68	0,51	0,29	0,24	0,17

$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	10,68	7,12	8,33	3,45	2	0,8
A^{min} (cm ²)	4,05	4,05	4,05	4,05	4,05	4,05
I (m ⁴)	0,0729	0,0729	0,0729	0,0729	0,0729	0,0729
v (m)	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
σ_1 (MPa)	1,13	3,15	3,32	3,17	0,64	0,44
σ_2 (MPa)	-4,73	-4,39	-5,00	0,05	-1,14	-0,58
l_t (m)	1,45	1,05	0,00	0,00	1,16	1,02
l_c (m)	-1,1	-0,3	1,8	1,8	-0,52	-0,24
A_{tendu}^{min} (cm ²)	4,35	3,15	0	0	3,48	3,06
$A_{courant}^{min}$ (cm ²)	1,65	0,45	2,7	2,7	0,78	0,36
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	2HA14+7H12	4HA12+5HA10	4HA12+5HA10	9HA8	9HA8	9HA8
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A_h^{cal} (cm ²)	0,249	0,636	0,482	0,276	0,222	0,155
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V.27 Ferrailage du voile $V_{x2}= V_{x3}=2m$

Section	Voile $V_{x2}= V_{x3}$					
	S-Sol	GC	RDC+1Etage	Etage 2-3	Etage 4-5	Etage 6-7
l (m)	2	2	2	2	2	2
e (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
N (KN)	-384,88	-527,07	-449,65	-329,14	-202,87	-69,5
M (KN.m)	120,02	329,22	304,18	236,01	171,67	105,27
d (m)	1,95	1,95	1,95	1,95	1,95	1,95
V (KN)	49,395	110,52	91,94	80,513	63,68	33,86
τ (MPa)	0,24	0,53	0,44	0,39	0,30	0,16
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	7,48	12,51	11,12	8,33	5,52	2,5
A^{min} (cm ²)	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
I (m ⁴)	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
v (m)	1	1	1	1	1	1
σ_1 (MPa)	-0,08	1,54	1,54	3,17	1,04	0,82
σ_2 (MPa)	-2,48	-5,05	-4,54	0,05	-2,39	-1,28
l_t (m)	2,07	1,53	0,00	0,00	1,39	1,22
l_c (m)	-2,14	-1,06	2	2	-0,78	-0,44
A_{tendu}^{min} (cm ²)	6,21	4,59	0	0	4,17	3,66
$A_{courant}^{min}$ (cm ²)	-3,21	-1,59	3	3	-1,17	-0,66
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2

$A_{v/face}^{adopté}$	4HA14+6HA	4HA14+6HA	4HA14+6HA	4HA12+6HA	2HA10+8H	10HA
	12	12	12	10	A8	8
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A_h^{cal} (cm ²)	0,222	0,496	0,413	0,361	0,286	0,152
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V.28 Ferrailage du voile V_{x4} =4,15m

Section	Voile Vx4					
	S-Sol	GC	RDC+1Etage	Etage 2-3	Etage 4-5	Etage 6-7
l(m)	4,15	4,15	4,15	4,15	4,15	4,15
e(m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
N(KN)	-1159,9	-1140,8	-997,2	-812,87	-640,6	-199,76
M(KN.m)	2760,34	2651,99	1649,79	1046,3	577,54	183,28
d (m)	4,1	4,1	4,1	4,1	4,1	4,1
V(KN)	496,93	581,58	388	272,7	172,6	37,59
τ (MPa)	1,13	1,32	0,88	0,62	0,39	0,09
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_h^{cal} (cm ²)	35,75	35,2	26,08	19,19	13,4	4,19
A_h^{min} (cm ²)	9,3375	9,3375	9,3375	9,3375	9,3375	9,3375
I (m ⁴)	0,016637	0,016637	0,016637	0,016637	0,016637	0,016637
v (m)	2,075	2,075	2,075	2,075	2,075	2,075
σ_1 (MPa)	342,40	328,92	204,16	129,19	71,00	22,54
σ_2 (MPa)	-346,13	-332,58	-207,36	-131,80	-73,06	-23,18
l_t (m)	0	0	0	2,1	2,1	0
l_c (m)	4,15	4,15	4,15	-0,05	-0,05	4,15
A_{tendu}^{min} (cm ²)	0	0	0	6,3	6,3	0
$A_{courant}^{min}$ (cm ²)	6,225	6,225	6,225	-0,075	-0,075	6,225
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{v/face}^{adopté}$	24HA14	24HA14	24HA12	4HA12+20HA10	8HA10+16HA8	24HA8
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
A_h^{cal} (cm ²)	1,06	1,24	0,83	0,58	0,37	0,08
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

- Sens y-y' :

Tableau V.29 Ferrailage du voile $V_{y1}= 3m$

Section	Voile Vx5					
	S-Sol	GC	RDC+1Etage	Etage 2-3	Etage 4-5	Etage 6-7
l(m)	3	3	3	3	3	3
e(m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
N(KN)	-504	-506,97	-421,86	-309,13	-192,05	-77,6
M(KN.m)	1719,23	734,8	939,54	599,17	336,27	255,55
d (m)	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95
V(KN)	400,205	164,6	252,062	181,82	117	52,725
τ (MPa)	1,27	0,52	0,80	0,58	0,37	0,17
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	24,39	14,57	15,34	10,36	6,08	4,27
$A^{min}(cm^2)$	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75
$I(m^4)$	0.016637	0.016637	0.016637	0.016637	0.016637	0.016637
v(m)	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
σ_1 (MPa)	153,88	65,12	83,77	53,33	29,89	22,87
σ_2 (MPa)	-156,12	-67,37	-85,64	-54,71	-30,74	-23,21
l_t (m)	0	0	0	1,52	1,52	0
l_c (m)	3	3	3	-0,04	-0,04	3
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	0	0	0	4,56	4,56	0
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	4,5	4,5	4,5	-0,06	-0,06	4,5
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	10HA14+8HA12	6HA12+12HA10	6HA12+12HA10	6HA10+12HA8	18HA8	18HA8
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal}(cm^2)$	1,19	0,49	0,75	0,54	0,35	0,16
$A_h^{min}(cm^2)$	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V.30 Ferrailage du voile $V_{y2}= 3,2m$

Section	Voile Vy2					
	S-Sol	GC	RDC+1Etage	Etage 2-3	Etage 4-5	Etage 6-7
l(m)	3,2	3,2	3,2	3,2	3,2	3,2
e(m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
N(KN)	-747,94	-847,71	-651,14	-513,8	-340,35	-116,6
M(KN.m)	1754,82	1717,57	841,91	577,28	393,31	282,04
d (m)	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15
V(KN)	327,45	478,72	256,4	192,14	137,52	53,8

τ (MPa)	0,97	1,42	0,76	0,57	0,41	0,16
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	27	28,08	17,19	12,77	8,56	4,27
A^{min} (cm ²)	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2
I (m ⁴)	0,0166375	0,016637	0,016637	0,016637	0,016637	0,016637
v (m)	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6
σ_1 (MPa)	167.20	163.41	79.61	54.45	37.11	26.88
σ_2 (MPa)	-170,32	-166,94	-82,32	-56,59	-38,53	-27,37
l_t (m)	0	0	0	1,63	1,63	0
l_c (m)	3,2	3,2	3,2	-0,06	-0,06	3,2
A_{tendu}^{min} (cm ²)	0	0	0	4,89	4,89	0
$A_{courant}^{min}$ (cm ²)	4,8	4,8	4,8	-0,09	-0,09	4,8
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	19HA14	19HA14	9HA12+10HA10	9HA10+10HA8	19HA8	19HA8
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A_h^{cal} (cm ²)	0,91	1,33	0,71	0,53	0,38	0,15
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

V.3.5 Exemples de schéma de ferrailage d'un voile V_{x1} (S-SOL):

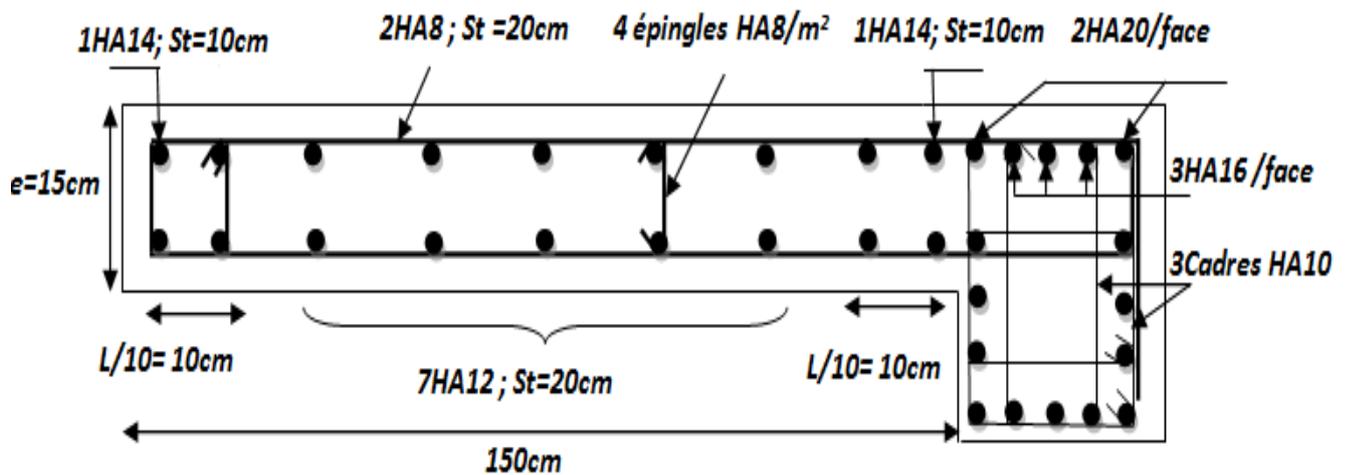


Figure V.8 Schéma de ferrailage du voile V_x =1.8m (GC)

V. 5 Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par le BAEL91/99. Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel Sap2000/V15. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel Sap2000/V15.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.

Chapitre VI

Etudes de l'infrastructure

VI.1 Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol, les fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux, les fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2 Etude des fondations

VI.2.1 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 nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.

VI.2.2 Capacité portante du sol d'assise

Les essais in situ et les analyses de laboratoire effectués dans le cadre de l'étude de sol «219 logements promotion SARL SIDIA à sidi aich » on permit de conclure les résultats suivants :

- 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.
- Après essai et calcul on a pus déterminer les caractéristiques suivant :

D (encrage)=2,5m ; Q_{adm} =2,00 bar (contrainte admissible) ; C =0KN/m²(Cohésion) ;

γ =18 KN/m³ (Poids volumique); θ =25° (angle de frottement interne)

VI.2.3 Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

VI.2.3.1 Semelles isolées A/Combinaisons d'actions à considérer

D'après le RPA99/Version 2003(Article 10.1.4.1)les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

La vérification à faire est : $\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots \dots \dots (1)$

N=3118,685KN (effort normal du poteau le plus sollicité donné par le logiciel SAP 2000V15)

Donne :

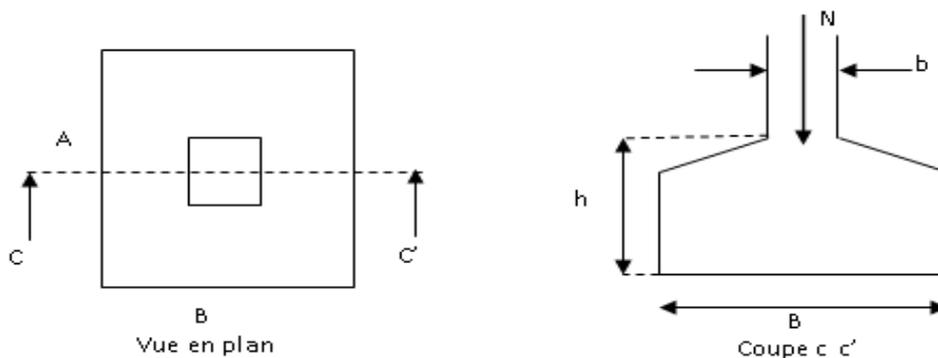


Figure VI.1 Vue d'une semelle isolée

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 donné (1) ce qui donne :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.65}{0.65} \times \frac{8,53049}{0.2}} = 6,53 \text{ m}$$

L_{min} (entre axe de poteaux) =3,2 m ; On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est exclure.

VI.2.3.2 Vérification des semelles filantes

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteauxN1, N2, N3, N4, N5

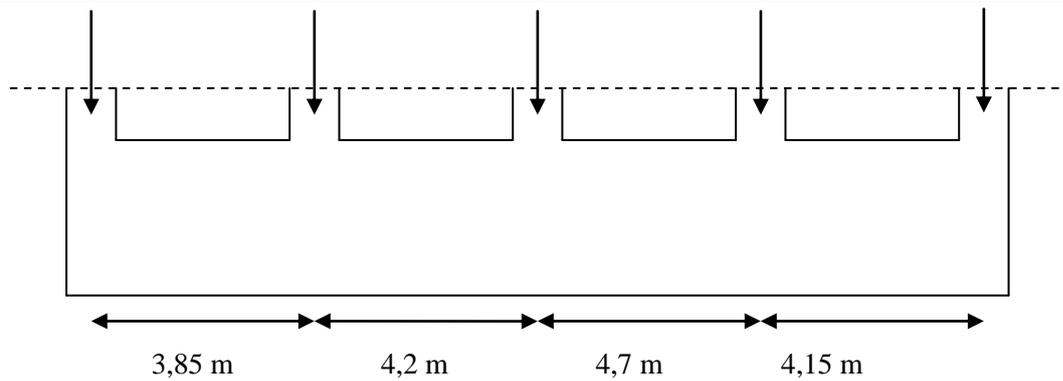


Figure VI.2 Semelle filante

Avec :

$$N = \sum_{i=1}^{i=7} = 971,16 + 1382,19 + 1581,17 + 1486,08 + 1424,34 + 1040,33 + 952,31 = 8837,58 \text{ KN} :$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{8530,49 \times 10^{-3} \times 1,1}{0,2 \times 24,30} = 1,93 \text{ m}$$

$$S_{\text{semelle filant}} = L \times B = 1,93 \times 25,04 \times 4 + 1,93 \times 15,76 = 223,73 \text{ m}^2 \approx S_{\text{bâtiment}} = 345,097 \text{ m}^2$$

Remarque :

On a $S_{\text{semelle filant}} = 70,56\% \times S_{\text{bâtiment}}$ donc on adopte un radier général.

VI.2.3.3 Radier général nervuré

1. Pré dimensionnement

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de coffrage**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

h_t : hauteur des nervures ; h_r : hauteur de la dalle.

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs $L_{\max} = 5 \text{ m}$

Ce qui donne : $h_t \geq 50 \text{ cm}$

$$h_r \geq 25 \text{ cm}$$

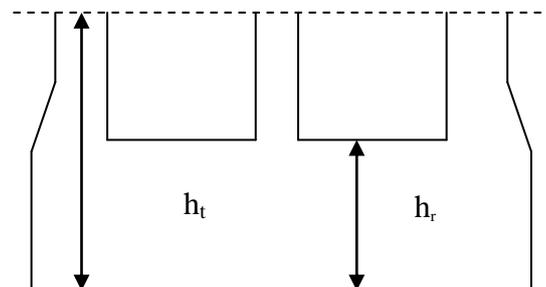


Figure VI.3 Dimension du radier.

➤ **La condition de rigidité**

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ avec $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$

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 ($\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$) $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0,72m$$

Donc : $h_t \geq 0,72m$

- Surface du radier : $S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{34,057406}{0,2} = 170,28m^2$

$$S_{\text{radier}} = 170,28m^2 \leq S_{\text{bâtiment}} = 345,097m^2 \Rightarrow \text{le radier est sans débord.}$$

On opte pour $S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}}$

➤ **Condition de cisaillement :**

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_d}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0,05 f_{c28} \quad (I)$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max} \times 1m}{2 \times S_{\text{radier}}} \Rightarrow V_d = \frac{46699,048 \times 5 \times 1}{2 \times 345,097} = 338,3KN$$

$$\text{de (I)} \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times b}{1,25} = \frac{338,3 \times 10^{-3} \times 1}{1,25} = 0,271m$$

A partir des ces trois conditions on opte pour :

– $h_t = 75cm$ pour les nervures du radier.

– $h_r = 35cm$ pour la dalle du radier.

La surface du radier $S_{rad} = S_{bat} = 345,097m^2$.

2. Les vérifications :

➤ **Vérification au poinçonnement**

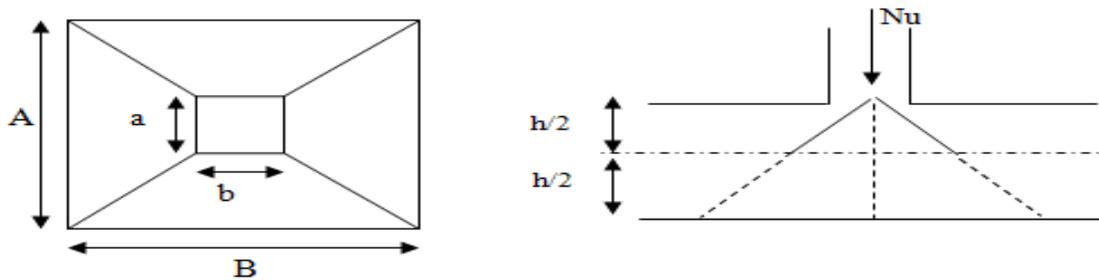


Figure VI.4 Zone de contact poteau- radier

Il faut vérifier que : $N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ BAEL99 (article A.5.2,41),

Avec : N_d : L'effort normal de calcul.

h_t : l'épaisseur du radier.

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$a = 0,65m$; $b = 0,65m$.

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (A + B) \text{ avec : } \begin{cases} A = a + h_t = 0,65 + 0,75 = 1,3 \\ B = b + h_t = 0,65 + 0,75 = 1,35 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5,3m$$

$$N_d = 2,19013MN \leq 0,045 \times 5,3 \times 0,75 \times \frac{25}{1,15} = 3,88MN$$

Vérifiée (pas d'armature d'effort tranchant)

Vérification des contraintes dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal Il faut vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol} ; \quad \sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times e \quad \text{dans les deux sens}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

M_y, M_x : Moment sismique à la base tiré du logiciel SAP2000V20.

D'après le logiciel **GEOSEC** on a les caractéristiques suivantes:

$$I_{xx} = 5951,46 m^4 \text{ et } X_G = 3,05 m$$

$$I_{yy} = 16713,46 m^4 \text{ et } Y_G = 8,58 m$$

D'après le **SAP200020** on a:

$M_x = 65916,18 \text{ KN.m}$; $M_y = 356877,62 \text{ KN.m}$ et $N = 34057,406 \text{ KN}$

• **Dans le sens x-x**

$$\sigma_{\max} = \frac{34,057}{345,097} + \frac{65,916}{5951,46} \times 3,05 = 0,132 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{34,057}{345,097} - \frac{65,916}{5951,46} \times 3,05 = 0,065 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0,132 + 0,065}{4} = 0,115 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,2 \text{ MPa}$$

• **Dans le sens y-y**

$$\sigma_{\max} = \frac{34,057}{345,097} + \frac{356,87762}{16713,46} \times 8,58 = 0,282 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{34,057}{345,097} - \frac{356,87762}{16713,46} \times 8,58 = -0,084 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,190 \text{ MPa} < 0,2 \text{ MPa}$$

Remarque : Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{65,916}{34,057} = 1,94 \text{ m} < \frac{24,3}{4} = 6,075 \text{ m}$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{47,503}{57,269} = 0,829 \text{ m} < \frac{16,09}{4} = 4,0225 \text{ m}$$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

Avec :

$N = 34057,406 \text{ KN}$ (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 5,80\text{m}$, la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} := 345,097 \text{ m}^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique d'eau)

On trouve :

$$N = 34057,406 \text{KN} \geq 1,15 \times 5,80 \times 345,097 \times 10 = 15756,74 \text{KN} \dots \text{ vérifiée.}$$

Le bâtiment est stable vis-à-vis la poussé hydrostatique de l'eau.

➤ **Ferraillage du radier**

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple. Le calcul se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et

On adoptera le même ferraillage pour les autres.

$L_x = 4,7\text{m}$ et $L_y = 5\text{m}$.

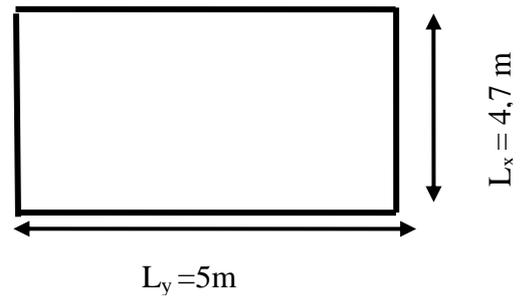


Figure VI.5 Dalle sur quatre appuis.

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,35 = 8,75 \text{KN} / \text{m}^2.$$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{49747,62}{345,097} + 1,35 \times 8,75 \Rightarrow q_u = 155,97 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow \frac{34057,406}{345,097} + 8,75 = 107,44 \text{KN} / \text{m}^2$$

Avec N_u est l'effort normal ramené par la superstructure, et G_0 le poids propre du radier.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,7}{5} = 0,94 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

L'ELU

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,8661 \end{cases} \dots \dots \dots \text{(Annexe II)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0419 \times 155,97 \times 4,7^2 = 144,36 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,8661 \times 144,36 = 125,03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

Moment en travées $\begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_x = 108,27 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times M_y = 93,78 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en appuis $\begin{cases} M_a^x = -0,5 \times M_x = -72,18 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0,5 \times M_y = -62,515 \text{ KN.m} \end{cases}$

L'ELS

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0491 \times 107,44 \times 4,7^2 = 116,54 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,9087 \times 116,54 = 105,90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travées $\begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_x = 87,405 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times M_y = 79,425 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en appuis $\begin{cases} M_a^x = -0,5 \times M_x = -58,27 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0,5 \times M_y = -52,95 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Ferraillage de la dalle**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Le ferraillage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0,35) \text{ m}^2$

➤ **Calcul de A_{\min}**

$$\left. \begin{matrix} e > 12\text{cm} \\ \rho \geq 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 b e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.94}{2} \right) \times 100 \times 35 = 2,88 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 0.0008 \times 100 \times 35 = 2,8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Espacement des armatures**

Pour les deux sens : $S_t \leq \min (2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 Ferrailage du radier

Position	Sens	M _u KN.m	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	108,27	10,13	2,88	6HA16=12,06	16
	Selon y	93,78	8,72	2,8	5HA16=10,05	20
En appuis	Selon x	-72,18	6,64	2,8	5HA14=7,7	20
En appui	Selon y	-62,515	5,74	2,8	5HA14=7,7	20

L'ELS

- **Vérification des contraintes du béton**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 Vérifications des contraintes du béton et l'acier.

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} < σ' _{bc} (Mpa)	σ _{st} (Mpa)	σ' _{st} (Mpa)	Observation
En travée	X-X	87,405	7,76	15	230,57	201,633	Non vérifiée
	Y-Y	79,425	7,46	15	246,96	201,633	Non vérifiée
En appui	X-X	-58,27	6,11	15	236,46	201,633	Non vérifiée
	Y-Y	-52,95	5,55	15	214,88	201,633	Non vérifiée

Recalculé à **L'ELS**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	A _{ELU} (cm ² /ml)	A _{SER} (cm ² /ml)	A _{choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	87,405	12,06	7,87	10HA16=20,11	10
	Selon y	79,425	10,05	7,33	9HA16=18,1	11
En appui	Selon x	-58,27	7.7	5,35	8HA14=12,32	12
	Selon y	-52,95	7.7	4,86	8HA14=12,32	12

Remarque: les valeurs trouvées a l'els sont moins petites que celles de l'elu donc on augmente celle de l'ELU.

➤ Schéma de ferrailage :

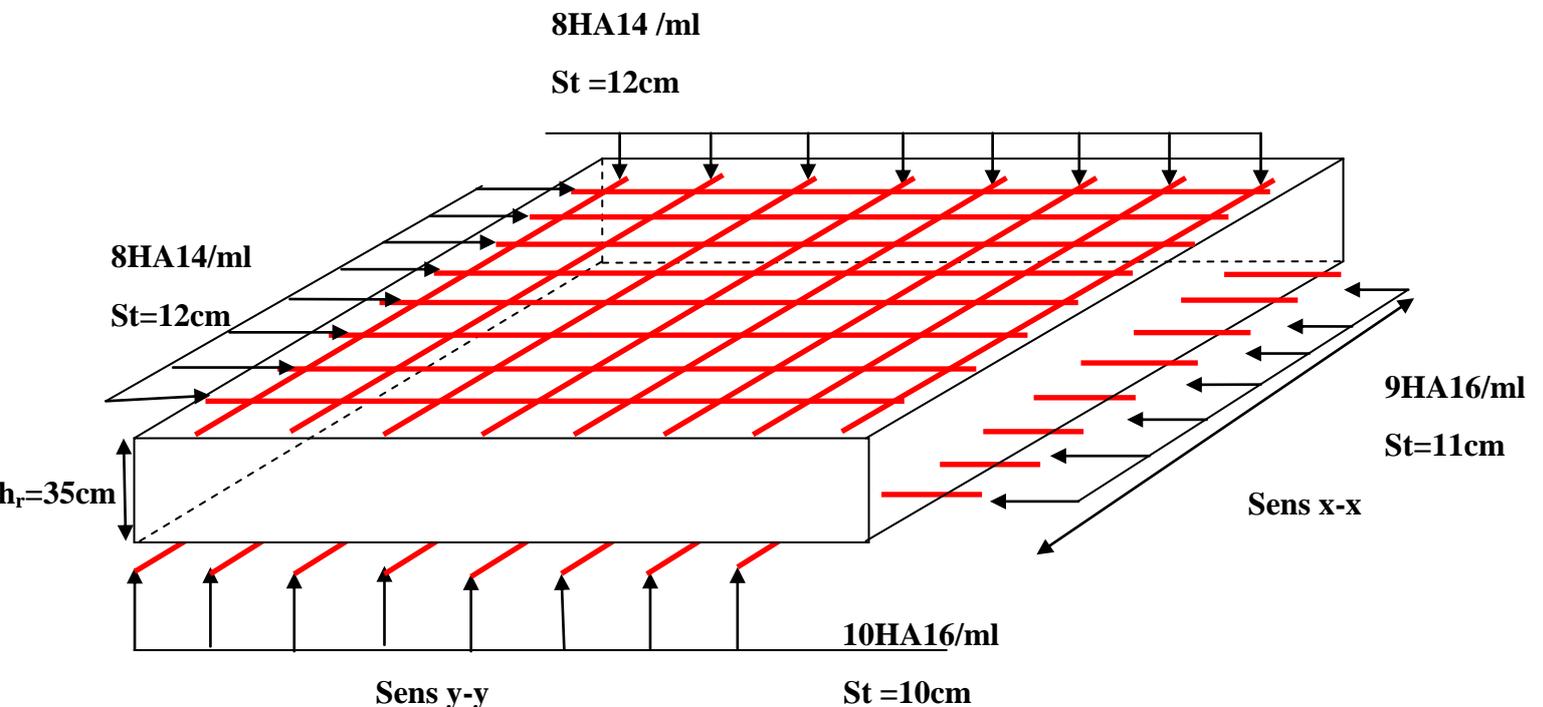


Figure VI.6 Schéma de ferrailage de radier.

VI.2.3.4 Ferrailage des nervures

La nervure est une poutre encrée dans les fondations sollicitée par son poids propre et la charge transmise par le radier celle-ci dépend de type de rupture de la dalle.

Le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, en prenant le cas le plus défavorable. $l_{\max} = 5m$

Cas de charge équivalent

- Cas de charges triangulaires : cas de plusieurs charges : $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum_{i=1}^n l_{xi}^2}{\sum_{i=1}^n l_{xi}}$

- Cas d'une seule charge : $q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x$ et $q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x$
 - Cas de charges trapézoïdales : $q_m = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g^2}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d^2}{3}) \times l_{xd}$
- $$q_v = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d}{3}) \times l_{xd}$$

sachant que ; $p = \frac{N}{S_{radier}}$; avec $N = N_u + N_{radier}$

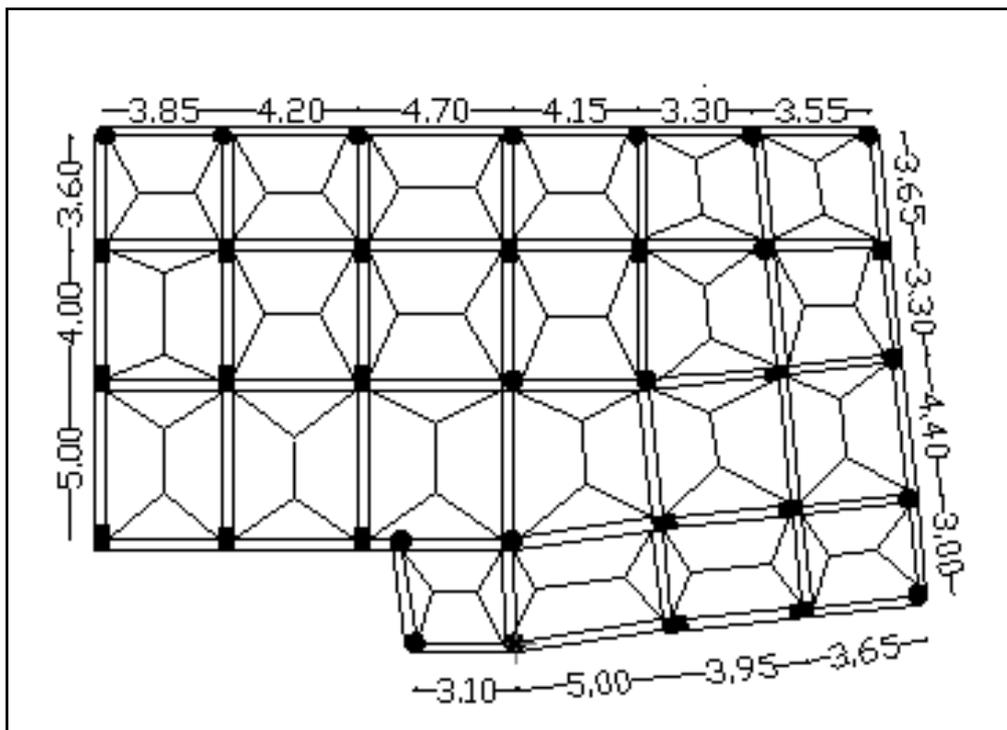


Figure VI.7 Schéma de rupture des dalles de radier.

- **Calcul des sollicitations** : le calcul des nervure ce fait de la même manier que les poutrelles (ferraillé en flexion simple).

• **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

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

Avec ; $M_0(x) = \frac{q \times x}{2}(l-x)$ et $x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Pour le calcul on prend la nervure la plus sollicitée.

- Sens x-x:

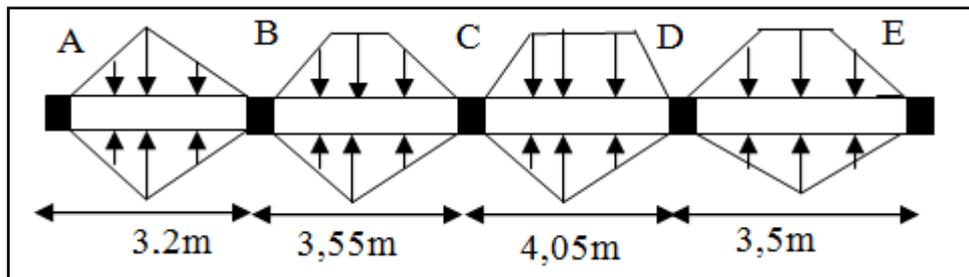


Figure VI.8 Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

- Exemple de calcul:(tracée 1 selon x-x)

On a un chargement triangulaire, donc le calcul se fait comme suit :

$$\begin{cases} q_m^u = \frac{2 \times 155,97 \times 3,3}{3} \times 2 \\ q_m^s = \frac{2 \times 107,44 \times 3,3}{3} \times 2 \\ q_v = \frac{155,97 \times 3,3}{2} \times 2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_m^u = 343,13 \text{KN/m} \\ q_m^s = 236,37 \text{KN/m} \\ q_v = 257,35 \text{KN/m} \end{cases}$$

Tableau VI- 4. Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4
q_m^u (KN/m)	343,13	617,505	616,4	438,265
q_m^s (KN/m)	236,37	425,37	424,605	301,9
q_v (KN/m)	257,35	465,805	462,9	331,325

- Sens y-y:

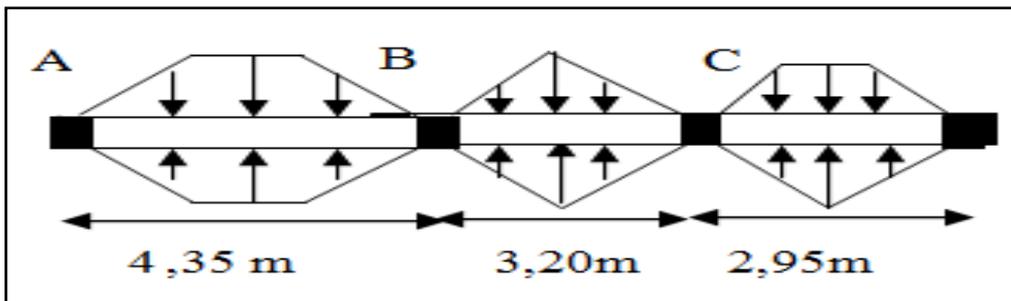


Figure VI.9 Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3
q_m^u (KN/m)	510,44	353,53	314,54
q_m^s (KN/m)	351,61	243,53	216,5
q_v (KN/m)	386,03	265,15	235,9

Calcul des sollicitations

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

$$\text{Donc : } P_{ner}^U = 1.35 \times b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 1.35 \times 0.55 \times 0.75 \times 25 = 13,93 \text{ KN/m}$$

$$P_{ser}^S = b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 0.55 \times 0.75 \times 25 = 10,32 \text{ KN/m}$$

Sens X-X :

✓ A l'ELU

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Tableau VI.5 *Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X.*

Travées	L (m)	q_m (KN/m)	q_v (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	x_0 (m)	M_o (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
AB	3,85	357,06	271,2	0	-723,25	1,4	612,17	349,36	334,35	-710,07
BC	4,2	631,435	497,7	-723,25	-1006,4	2	1338,48	530,87	977,82	-1112,6
CD	4,7	630,33	476,8	-1006,4	-979,03	2,36	174,39	747,73	1126,37	-1114,7
DE	4,15	452,19	345,2	-979,03	0	2,6	911,88	545,51	952,31	-480,49

✓ L'ELS

Tableau VI.6 *Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.*

Travées	L (m)	q_m (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	x_0 (m)	M_o (KN.m)	M_t (KN.m)
AB	3,85	246,69	0	-499,39	1,4	422,94	241,47
BC	4,2	435,69	-499,39	-655,1	2	959,12	385,03
CD	4,7	434,925	-655,1	-675,70	1,36	1200,91	535,55
DE	4,15	312,22	-675,70	0	2,6	629,78	376,76

Sens Y-Y :

✓ A l'ELU

Tableau VI.7 Tableau des sollicitations l'ELU sens Y-Y.

Travées	L (m)	q _m (KN/m)	q _v (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	5	524,37	399,96	0	-1113,16	2	1591,3	1129,34	777,27	-1222,53
BC	4	367,46	279,08	-1113,16	-473,46	2,44	700,15	-23,59	718,09	-398,24
CD	3,6	328,47	249,83	-473,46	0	2,2	505,84	321,72	581,21	-318,17

✓ A P'ELS

Tableau VI.8 Tableau des sollicitations à l'ELS sens Y-Y.

Travées	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)
AB	5	361,93	0	-768,43	2	1098,34	779,44
BC	4	253,85	-768,43	-327	2,44	483,68	-16,03
CD	3,6	226,82	-327	0	2,2	349,3	222,13

VI.2.3.4.1 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=75cm

h₀=35cm

b₀=65cm

d= 70cm

$$b \leq 2 \times \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) + b_0 \dots \dots \text{CBA(ART4.1.3)}$$

$$\Rightarrow \text{Sens } x; \quad b \leq \min\left(\frac{3,6}{10}; \frac{4,7}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,37m.$$

$$\Rightarrow \text{Sens } y; \quad b \leq \min\left(\frac{5}{10}; \frac{3,85}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,65m.$$

Remarque : Le ferrailage des nervures en appuis est comme une section rectangulaire (b×h).
 mais la section a prendre en travée est une section en T.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.9 Résumé des résultats du ferrailage des nervures

Sens	Localisation	M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	747,73	32,11	18,5	33,68	10HA20+2HA12
	Appui	-1006,4	43,97	8,41	45,53	8HA25+4HA14
Y-Y	Travée	1129,34	49,09	22,43	51,84	8HA25+4HA20
	Appui	-1113,16	48,35	8,41	50,66	10HA25+2HA10

➤ **Les Vérifications**

• **Vérification de l'effort tranchant**

• On a: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

• Avec : $\bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28} ; 4 MPa) = 2.5 MPa$

• $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } x - x: \tau_u = \frac{1126,37 \times 10^{-3}}{1.32 \times 0.7} = 1.22 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \text{Sens } y - y: \tau_u = \frac{1222,53 \times 10^{-3}}{1.6 \times 0.7} = 1,09 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$

• **Armatures transversales**

$\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min})$

$\Phi_t \geq \min (65 \text{ mm} ; 2,14\text{mm} ; 10 \text{ mm})=65 \text{ mm}$ On adopte a un étrier $\Phi 10$.

• **Espacement des aciers transversaux**

Soit : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 = 4T10$

$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St = \min(63; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$

$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3,14 \times 400}{0.4 \times 65} = 52,33\text{cm}$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 19,75 \text{ cm}$$

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

- Armatures de peau :**

D'après le CBA(Article A.7.3), on doit mettre des armatures de peau de section $A_p=3\text{cm}^2/\text{ml}$ par la hauteur des nervures.

Nous avons : $h_n = 75\text{cm} \Rightarrow A_p = 3 \times 0.75 = 2,25\text{cm}^2$. On adopte $4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2/\text{face}$.

- Vérification des contraintes**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\frac{\sigma_{bc} \leq}{\bar{\sigma}_{bc}}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
x-x	travée	535,55	19,63	1614584,68	5,513 < 15	Vérfifié	250,59 > 201.63	N.vérfifié
	appui	-675,70	30,13	1632679,31	12,47 < 15	Vérfifié	247,52 > 201.63	N.vérfifié
y-y	travée	779,44	21,67	2359028,95	7,16 < 15	Vérfifié	239,51 > 201.63	N.vérfifié
	appui	-768,43	13,74	31,31	13,736 < 15	Vérfifié	254,65 > 201.63	N.vérfifié

Recalcule à L'ELS :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI- 11. Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-3})	α	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{adop} (cm^2/ml)	Nombre de barres
x-x	travée	535,55	4,1	0,308	42,29	43,79	8HA25+2HA16
	appui	-675,70	11,39	0,465	56,66	58,49	3HA32+7HA25
y-y	travée	779,44	4,93	0,333	62,12	64,75	5HA25+5HA32
	appui	-768,43	12,96	0,488	65,02	65,72	7HA32+3HA20

➤ Schémas de ferrailage des nervures

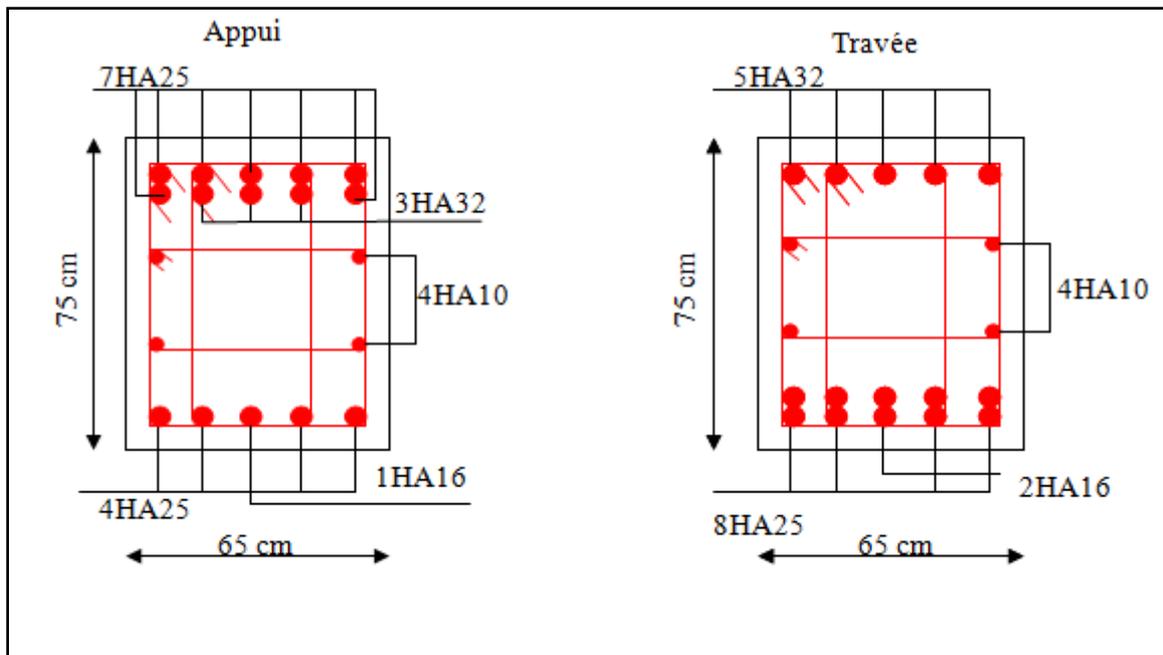


Figure VI.10 Ferrailage des nervures sens X-X.

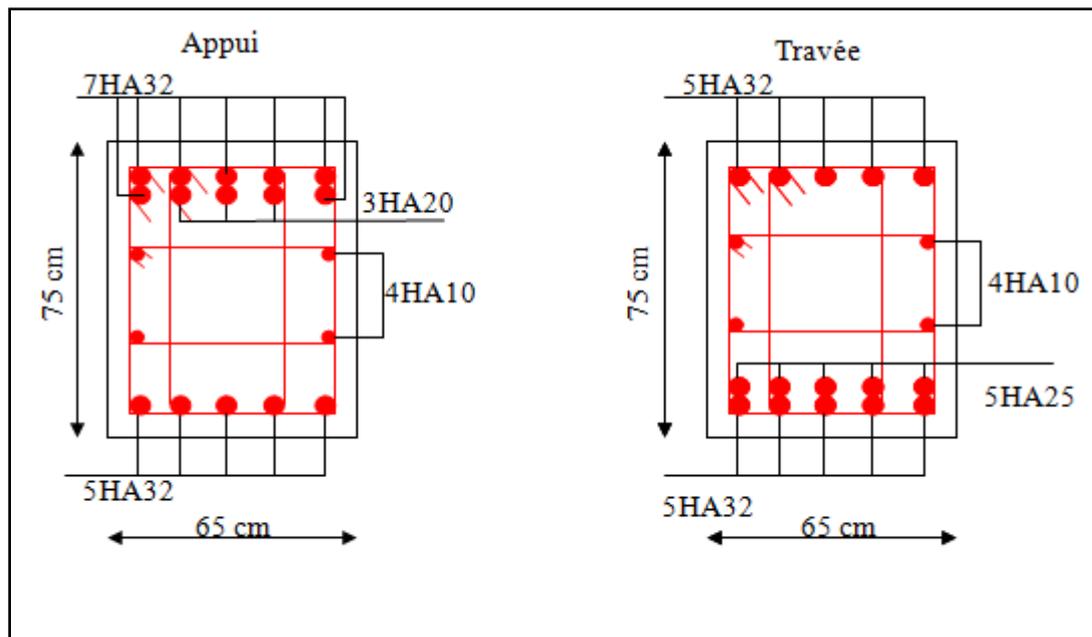


Figure VI.11 Ferrailage des nervures sens Y-Y.

VI.3 Voiles périphériques

Introduction

Selon le **RPA99/2003**, 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 (diminuer) sa rigidité d'une manière importante

Caractéristiques des voiles

- Hauteur : $h=2,8m$.
- Longueur $l= 4,50m$.
- Epaisseur : $e=15cm$.

Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma =20KN/m^3$

- angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$
- Cohésion : $C=0,57 \text{ KN/m}^2$

Méthode de calcul

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque coté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à 10 KN/m^2 .

Sollicitations

a) Poussée des terres

$$G = \gamma \times h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\Rightarrow G = \gamma \times h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 20 \times 2,8 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{35}{2} \right) = 15,17 \text{ KN/m}^2$$

b) Charge due à la surcharge

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{35}{2} \right) = 2,7 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 24,53 \text{ KN/m}$$

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$L_x = 2,8\text{m}; \quad L_y = 4,5\text{m}; \quad e = 15\text{cm}; \quad b = 100\text{cm}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 19,41 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 19,41 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,62 > 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0794 \\ \mu_y = 0,3205 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0794 \times 19,41 \times 2,8^2 = 12,08 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,3205 \times 12,08 = 3,88 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 10,268 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 3,298 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en appui**

$$M_{ap} = -0,5 \times M_x = -6,04 \text{KN.m}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12 Ferrailage du voile périphérique.

localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travées	X-X	10,268	0,05	0,064	0,117	2,52	1.43	5HA10 = 3,93
	Y-Y	3,298	0,016	0,02	0,119	0,79	1.2	4HA8 = 2.01
Appui		-6,04	0,029	0,036	0,118	1,47	1.43	4HA8 = 2.01

Espacement des armatures :

Armatures // L_x : $St \leq \min (2e, 25\text{cm}) = 20\text{cm}$

Soit : St=20cm

Armatures // L_y : $St \leq \min (3e, 33\text{cm}) = 25\text{cm}$

Soit : St=25cm

Vérifications

A L'ELU:

- **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0,62 > 0,4$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e \quad ; \quad \rho_0 = 0,0008 \dots \dots \dots \text{pour Fe 400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,62) \times 100 \times 15 = 1,428 \text{cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{cm}^2$$

$A_t > A_{min}$ condition vérifiée.

$A_a > A_{min}$ condition vérifiée.

Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 2,5 \text{MPa}.$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{19,41 \times 2,8}{2} \times \frac{4,5^4}{2,8^4 + 4,5^4} = 23,63 \text{KN} \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{19,41 \times 4,5}{2} \times \frac{2,8^4}{2,8^4 + 4,5^4} = 5,69 \text{KN}. \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \tau_{ux} = \frac{23,63 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,197 \text{MPa} < 2,5 \text{MPa} & \text{La condition est vérifiée.} \\ \tau_{uy} = \frac{5,69 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,047 < 2,5 \text{MPa} & \text{La condition est vérifiée} \end{cases}$$

Vérification à l'ELS

$$\sigma_{max} = G + Q = 15,17 + 2,7 = 17,87 \text{KN/m}^2.$$

$$\sigma_{min} = 2,7 \text{KN/m}^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 14,08 \text{KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ml} = 14,08 \text{KN/m}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0844 \\ \mu_y = 0,4892 \end{cases} \dots \dots \dots \text{(Annexe II).}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0844 \times 14,08 \times 2,8^2 = 9,32 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0,4892 \times 9,32 = 4,56 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Moments en travée $\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 7,922 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 3,876 \text{ KN.m} \end{cases}$
- Moments en appui $M_a^x = M_a^y = 0,5 \times M_x = -4,66 \text{ KN.m}$

Vérification des contraintes

On doit vérifier :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI- 13. Vérifications des contraintes dans la voile périphérique.

	Sens	M _{ser} (KN.m)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)
Travée	X-X	7,922	4,01	15	184,76	201,63
	Y-Y	3,876	2,29	15	170,18	201,63
Appui		-4,66	2,76	15	107,72	201,63

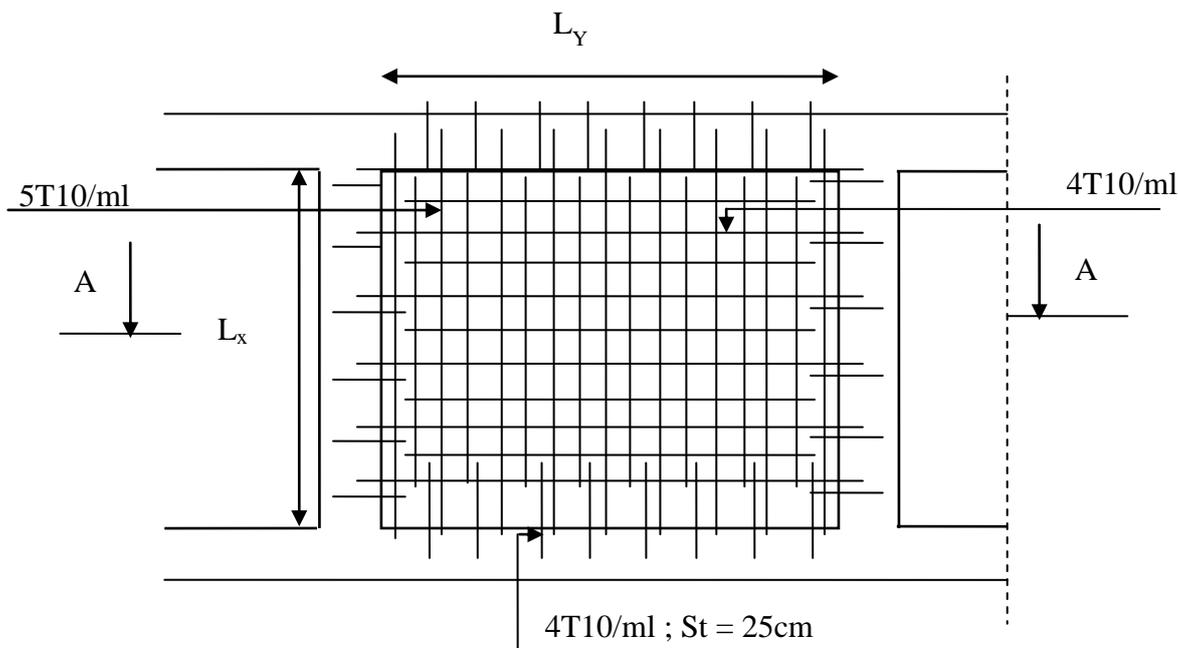


Figure VI.12. Schéma de ferrailage de voile périphérique

VI.4 Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution à été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. La même raisons dans le cas de semelle filante. Nous avons adopté un radier nervuré ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier ; 35cm

Sections des nervures ; $(b \cdot h) = (65 \cdot 75) \text{ cm}^2$.

Conclusion générale

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le présent travail élaboré nous a permis non seulement de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction mais, surtout d'approfondir nos connaissances dans le domaine de génie civil.

Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul (**SAP2000**) et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. 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.
3. 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.
4. La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
5. Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les prochaines promotions.

BIBLIOGRAPHIE

- **BAEL91/99** : (Béton armé aux états limites)
- **RPA99**: Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- **CBA 93**: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).
- **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.

Autres documents consultés:

- Mémoires de fin d'étude
- Cahiers de cours béton du cursus

Logiciels utilisés:

- SAP 2000/Version 14 et 20.
- SOCOTEC.
- GEOSEC.
- Autocade 2014.

Annexe

ANNEXE 3

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	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	19,63	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	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

ANNEXE 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEXE 2

Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
U/l_y											
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

Note : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter
U et V