

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique

Université A. MIRA de Bejaïa
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention d'un diplôme du Master en Génie Civil
Option : Structures

Thème :

**Étude d'un bâtiment en béton armé (R+7+sous-sol) à
usage D'habitation contreventé par un système mixte
«voile-portique».**

Réalisé par :

- **KHALED Athmane**
- **SALAMANI Mouloud**

promoteur :

Mr. M. OURTEMACHE

Membres de jury :

M^r R. ATTAL
M^r A. OURABAH

Promotion: 2019-2020

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde Gratitude et nos vifs remerciements :

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

A nos familles, et nos amis qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toute la période de nos études.

A M^r Ourtemache notre promoteur, qui nous a guider sur le bon chemin de travail durant toute cette période.

Aux membres de jury, qui nous ont fait l'honneur d'examiner ce modeste travail.

Nous n'oublions pas aussi tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents.

A mes chers frères et sœurs

*Et à toute la famille et aussi tous mes
amis.*

Kh.Athmane

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents.

A mes chers frères et sœurs

*Et à toute la famille et aussi tous mes
amis.*

S. Mouloud.

Symboles et notation

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

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.

Symboles et notation

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.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

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

M_j : Moment correspondant à j .

M_g : Moment correspondant à g .

M_q : Moment correspondant à q .

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

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

Symboles et notation

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 poison

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.

Liste Des Figures

Figure. I.1	Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.U.....	02
Figure. I.2	Diagramme des contraintes du béton à l'ELS.....	03
Figure. I.3	Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	04
Figure. II.1	Plans Disposition des poutrelles étages 01/02/03.....	06
Figure. II.2	Plans Disposition des poutrelles étages 04.....	07
Figure. II.3	Plans Disposition des poutrelles étages 05/06/07.....	07
Figure. II.4	Plancher à corps creux.....	08
Figure. II.5	Coupe transversale d'une poutrelle.....	08
Figure. II.6	Schéma d'un escalier.....	11
Figure. II.7	Schéma statique d'un escalier.....	11
Figure. II.8	Coupe transversale de l'acrotère.....	12
Figure. II.9	Coupe transversale d'un voile.....	14
Figure. II.10	Surface afférente du poteau (D2).....	18
Figure. II.11	Surface afférente du poteau (C3).....	20
Figure.III.1	Schéma statique de la poutrelle T7 (Terrasse inaccessible).....	26
Figure.III.2	ferraillage de la dalle de compression.....	37
Figure.III.3	Panneau de dalle.....	37
Figure.III.4	section de la dalle pleine à ferrailer.....	38
Figure.III.5	Schéma de ferraillage de la dalle sur 2 appuis.....	40
Figure.III.6	Schéma de ferraillage de la dalle sur 3 appuis.....	43
Figure.III.7	Schéma de ferraillage de la dalle sur 4 appui.....	43
Figure.III.8	Schéma de ferraillage de la dalle sur 4 appuis (dalle RDC).....	43
Figure.III.9	Schéma de ferraillage de la dalle sur 4 appuis (dalle autour d'ascenseur)....	43
Figure.III.10	Schéma statique de la poutre de chaînage.....	44
Figure.III.11	Schéma de ferraillage de la poutre de chaînage.....	46
Figure.III.12	Schéma de ferraillage de l'acrotère.....	49
Figure.III.13	Schéma statique de l'escalier.....	50
Figure.III.14	Schéma statique des sollicitations sur l'escalier.....	50
Figure.III.15	Schéma de ferraillage de l'escalier.....	54
Figure.III.16	Schéma statique de la poutre palière.....	54
Figure.III.17	Section creuse équivalente.....	57
Figure.III.18	Schéma de ferraillage de la poutre palière.....	60
Figure. IV.1	Spectre de réponse sens x et y.....	65
Figure. IV.2	Schéma de dispositions des voiles.....	65
Figure. IV.3	1 ^{ere} mode de déformation (translation suivant x-x).....	66
Figure. IV.4	2 ^{ere} mode de déformation (translation suivant y-y).....	66
Figure. IV.5	3 ^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z).....	67
Figure. IV.6	Excentricité accidentelle des réponses sismiques.....	68
Figure. V.1	Zone nodale.....	75
Figure. V.2	Section du poteau.....	81
Figure. V.3	Ferraillage des sections des poteaux.....	84
Figure. V.4	Les moments résistant dans la zone nodale.....	92
Figure. V.5	Disposition constructive des poutres.....	94

Liste Des Figures

Figure. V.6	Schéma des contraintes.....	98
Figure. V.7	Schéma de ferrailage du voile $V_{y1} = 2,4m$ (Etage 2/3/4).....	106
Figure.VI.1	Dimension du radier.....	108
Figure.VI.2	Présentation de la zone d'impact de la charge compactée.....	109
Figure.VI.3	Dalle sur quatre appuis.....	111
Figure.VI.4	Schéma de ferrailage du radier.....	114
Figure.VI.5	Schéma représentatif du débord de radier	115
Figure.VI.6	Schéma statique du débord	115
Figure.VI.7	Schéma de ferrailage du débord.....	116
Figure.VI.8	Schéma de rupture des dalles de radier	117
Figure.VI.9	Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x	118
Figure.VI.10	Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.....	118
Figure.VI.11	Section de la nervure	119
Figure.VI.12	Schéma de ferrailage des nervures selon le sens x-x	122
Figure.VI.13	Schéma de ferrailage des nervures selon le sens y-y	122
Figure.VI.14	Poussée des terres sur le voile périphérique	123
Figure.VI.15	Schéma de ferrailage de voile périphérique	126

Liste des tableaux

Tableau. II.1	Dimensionnement des dalles pleines.....	09
Tableau. II.2	Dimensions d'escalier.....	11
Tableau. II.3	pré dimensionnement des poteaux	12
Tableau. II.4	Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.....	14
Tableau. II.5	Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux..	14
Tableau. II.6	Évaluation des charges revenant à la dalle pleine RDC (parking).....	15
Tableau. II.7	Évaluation des charges revenant au plancher courant à dalle pleine.....	15
Tableau. II.8	Evaluation des charges du balcon en dalle pleine.....	15
Tableau. II.9	Evaluation des charges de terrasse accessible en dalle pleine.....	16
Tableau. II.10	Évaluation des charges revenant plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.....	16
Tableau. II.11	Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.....	16
Tableau. II.12	Évaluation des charges revenant au palier en dalle pleine.....	17
Tableau. II.13	Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.....	17
Tableau. II.14	Résultats de la descente de charge du poteau (D2).....	19
Tableau. II.15	Vérification des poteaux à la compression simple.....	21
Tableau. II.16	Vérification au flambement des poteaux.....	22
Tableau. II.17	Vérification des conditions du RPA 99.....	23
Tableau.III.1	Schémas statiques des poutrelles.....	24
Tableau.III.2	Choix des méthodes de calculs pour les différents types des poutrelles.....	25
Tableau.III.3	Chargements sur les poutrelles.....	25
Tableau.III.4	Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de l'étage courant.	27
Tableau.III.5	Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de la terrasse inacc	27
Tableau.III.6	Evaluation de la flèche.....	35
Tableau.III.7	Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.....	35
Tableau.III.8	Vérifications nécessaires à l'ELU.....	35
Tableau.III.9	Vérification des contraintes à l'ELS.....	36
Tableau.III.10	Les schémas de ferrailage des poutrelles.....	36
Tableau.III.11	Ferrailage de la dalle sur deux appuis (balcon).....	38
Tableau.III.12	Vérification des états limites de compression du béton.....	39
Tableau.III.13	calcul des sollicitations.....	40
Tableau.III.14	Calcul du ferrailage à l'ELU.....	41
Tableau.III.15	Vérifications nécessaires.....	41
Tableau.III.16	vérification de la flèche.....	42
Tableau.III.17	Evaluation de la flèche dalle RDC.....	42
Tableau.III.18	Evaluation de la flèche DP autour de l'ascenseur.....	42
Tableau.III.19	Ferrailage longitudinales de la poutre de chaînage.....	45
Tableau.III.20	Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chaînage.....	46
Tableau.III.21	Vérification de la flèche.....	46
Tableau.III.22	Combinaisons d'actions de l'acrotère.....	47
Tableau.III.23	Résultats des ferrillages des volées pour tous les niveaux.....	52
Tableau.III.24	Evaluation de la flèche dans la partie de l'escalier.....	53
Tableau.III.25	Résultats de ferrailage final des volées pour tous les niveaux.....	54
Tableau.III.26	Résultats des ferrillages de la poutre palière.....	56

Liste des tableaux

Tableau.III.27	évaluation de la flèche de la poutre palière.....	59
Tableau. IV.1	Valeurs des pénalités P_q	63
Tableau. IV.2	Période de vibration et taux de participation massique.	67
Tableau. IV.3	Vérification de l'interaction sous charges verticales	69
Tableau. IV.4	Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon x-x.....	69
Tableau. IV.5	Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon y-y.....	70
Tableau. IV.6	Vérification de l'effort tranchant à la base.....	70
Tableau. IV.7	Vérification des déplacements selon x-x.....	71
Tableau. IV.8	Vérification des déplacements selon y-y.....	71
Tableau. IV.9	Vérification à L'effet $P-\Delta$	72
Tableau. IV.10	Vérification de l'effort normal réduit.....	73
Tableau. V.1	Armatures minimales et maximales dans les poteaux.....	75
Tableau. V.2	Les sollicitations dans les poteaux.....	76
Tableau. V.3	Armatures longitudinale dans les poteaux.....	79
Tableau. V.4	Calcul des armatures transversales pour les poteaux.....	79
Tableau. V.5	Vérifications du flambement des poteaux.....	81
Tableau. V.6	Vérifications de la contrainte dans le béton pour poteaux.....	82
Tableau. V.7	Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	83
Tableau. V.8	Schémas de ferrailage des poteaux.....	84
Tableau. V.9	Armatures minimales et maximales dans les poutres.....	87
Tableau. V.10	Les sollicitations dans les poutres.....	87
Tableau. V.11	Choix d'armatures des poutres principales et secondaires	88
Tableau. V.12	Vérifications des contraintes tangentielles.....	90
Tableau. V.13	Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement.....	90
Tableau. V.14	Vérifications de l'état limite de compression du béton.....	91
Tableau. V.15	Vérification de la flèche pour les poutres.....	91
Tableau. V.16	Evaluation de la flèche pour les poutres.....	91
Tableau. V.17	Les moments résistant dans les poteaux.....	92
Tableau. V.18	Vérifications de la zone nodale	93
Tableau. V.19	Schémas de ferrailage des poutres (S-SOL+RDC+étages courants).....	94
Tableau. V.20	Schéma de ferrailage des poutres:(terrasse inaccessible).....	95
Tableau. V.21	Sollicitations maximales dans le voile V_{x1} // à X-X'	97
Tableau. V.22	Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux.....	101
Tableau. V.23	Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux.....	101
Tableau. V.24	Sollicitations et ferrailage du voile V_{x3} dans tous les niveaux.....	102
Tableau. V.25	Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux.....	103
Tableau. V.26	Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux.....	103
Tableau. V.27	Sollicitations et ferrailage du voile V_{y3} dans tous les niveaux.....	104
Tableau. V.28	Sollicitations et ferrailage du voile V_{y4} dans tous les niveaux.....	105
Tableau. VI.1	Ferrailage du radier à l'ELU	112
Tableau. VI.2	Vérifications des contraintes du radier	113
Tableau. VI.3	Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS	114
Tableau. VI.4	Vérification des contraintes du radier après augmentation de ferrailage.....	114
Tableau. VI.5	Résumé des résultats de ferrailage du radier.....	115
Tableau. VI.6	Vérification des contraintes du radier.....	116
Tableau. VI.7	Les nouvelles sections adoptées à l'ELS.....	116
Tableau. VI.8	Sollicitations des nervures à l'ELU dans le sens x-x.....	118
Tableau. VI.9	Sollicitations des nervures à l'ELU dans le sens y-y.....	119

Liste des tableaux

Tableau. VI.10	Sollicitations des nervures à l'ELS dans le sens x-x.....	119
Tableau. VI.11	Sollicitations des nervures à l'ELS dans le sens y-y.....	119
Tableau. VI.12	Calcul de Ferrailage de la nervure dans le sens x-x.....	120
Tableau. VI.13	Calcul de Ferrailage de la nervure dans le sens y-y.....	120
Tableau. VI.14	Vérification de l'effort tranchant dans les nervures.....	120
Tableau. VI.15	vérification des contraintes dans la nervure.....	121
Tableau. VI.16	Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS	121
Tableau. VI.17	Vérification des contraintes des nervures après augmentation de ferrailage.....	121
Tableau. VI.18	Ferrailage des voiles périphérique	124
Tableau. VI.19	Vérification de l'effort tranchant.....	125
Tableau. VI.20	Vérification des contraintes à l'ELS dans les voiles.	126
Tableau. VI.21	Calcul de ferrailage des voiles à l'ELS.....	126

SOMMAIRE

Introduction Générale

CHAPITRE I : GENERALITES

I.1	Introduction	1
I.2	Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3	Caractéristique géométrique (architecturale)	1
I.4	Présentation de l'ossature	1
I.5	Données géotechniques du site.....	1
I.6	Caractéristiques des matériaux de construction	1
I.6.1	Le béton	1
I.6.2	Acier.....	4
I.7	Sollicitation et Combinaison de calcul.....	5
I.8	Règlements et normes utilisés.....	5

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1	Introduction	6
II.2	pré-dimensionnement des éléments secondaires	6
II.2.1	Les planchers.....	6
II.2.2	Les escaliers	11
II.2.4	L'acrotère	12
II.3	Les éléments structuraux.....	12
II.3.1	les poteaux.....	12
II.3.2	Les poutres.....	13
II.3.3	Les voile	14
II.4	Evaluation des charges et des surcharges	14
II.5	Descente des charges	17
II.6	Vérification pour le poteau	20
II.7	Conclusion.....	23

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1	Introduction	24
-------	--------------------	----

SOMMAIRE

III.2 Les planchers.....	24
III.2.1 Etude et ferrailage des poutrelles.....	24
III.2.2 Etude et ferrailage des planchers dalles pleines.....	37
III.3 Etude de la poutre de chainage.....	44
III.4 Etude de l'acrotère	47
III.5 Etude des escaliers.....	50
III.6. Etude de la poutre palière.....	54
III.7 Conclusion.....	60

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 Introduction	61
IV.2 Méthodes de calcul.....	61
IV.4 Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base).....	61
IV.5 Méthode dynamique modale spectrale.....	64
IV.6 Disposition des voiles.....	65
IV.7 Vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003.....	68
IV.8 Conclusion.....	73

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1 Introduction.....	74
V.2 Etude des Poteaux.....	74
V.2.1 Recommandations du RPA99/2003.....	74
V.2.2 Les sollicitations dans les poteaux.....	76
V.2.3. Calcul de ferrailage.....	77
V.2.4 Vérifications nécessaire.....	80
V.3 Etude des Poutres	86
V.3.1 Recommandation du RPA99.....	86
V.3.2 Recommandation de BAEL 91/99.....	87
V.3.3 Les sollicitations dans les poutres	87
V.3.4 Calcul du ferrailage.....	88

SOMMAIRE

V.3.5	Vérification des zones nodales.....	92
V.3.6	Schéma de ferrailage des poutres	94
V.4	Etude des Voiles	96
V.4.1	Introduction.....	96
V.4.2	Recommandation du RPA99 version 2003.....	96
V.4.3	Exemple de calcul.....	97
V.4.4	Ferrailages.....	98
V.5	Conclusion.....	106

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1	Introduction.....	107
VI.2.	Choix du type de fondation.....	107
VI.3.	Radier général.....	107
VI.3.1.	Pré dimensionnement.....	108
VI.3.2.	Les Vérifications nécessaires	109
VI.3.3.	Ferrailage du radier	111
VI.3.4	ferrailage du débord.....	115
VI.4	Etude des nervures.....	117
VI.4.1.	Calcul des sollicitations.....	118
VI.4.2.	Ferrailage de la nervure.....	119
VI.4.3.	Vérifications	120
VI.5.	Etude du voile Périphérique	123
VI.5.1	Dimensionnement des voiles.....	123
VI.5.2.	Détermination des contraintes	123
VI.5.3	Ferrailage du voile	124

Conclusion Générale

Introduction Générale

Introduction générale

Le génie civil est le domaine d'activité dont l'objectif est la construction d'ouvrage, il concerne la création, l'amélioration (rénovation, restructuration, réhabilitation) et la protection des structures et des constructions utiles pour l'environnement de la population.

L'ingénieur en génie civil doit appliquer le règlement en vigueur afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes d'architectures, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

Notre travail consiste à l'étude d'un bâtiment en (R+7+sous-sol), contreventé par un système mixte (voiles-portiques) conformément aux règles parasismiques algériennes en vigueur.

Nous avons structuré cette étude en six chapitres : ou nous avons présenté un bref résumé comme suit :

- Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier).
- Le deuxième chapitre : Un pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux ensuite été fait.
- Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, les balcons, les escaliers et l'acrotère ont été calculé et ferrailé en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre.
- Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique pour notre structure. Cette dernière a été donc modélisée à l'aide du logiciel « ETABS V16 » et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien.
- Le choix du type de fondation qui convient à notre structure en tenant compte des caractéristiques du site en place ainsi que celles de notre structure fait l'objet du sixième chapitre.

Nous terminons, notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I

Généralité

I.1 Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et description de projet étudié.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé en R+7+ un sous sol à usage d'habitation qui sera implantée à SIDI ALI LEBHER ville de Bejaia qui est classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après les Règles Parasismiques Algériennes « RPA99 /version 2003 ».

I.3 Caractéristique géométrique (architecturale) :

Le bâtiment aux dimensions suivantes

- ❖ Longueur totale de bâtiment :25,4 m
- ❖ Largeur totale de bâtiment :17,1 m
- ❖ Hauteur totale de bâtiment :23,93m
- ❖ Hauteur de RDC et étage courant :2,8 m
- ❖ Hauteur de sous sol :2,8 m

I.4 Présentation de l'ossature :

Les planchers sont constitués des dalles en corps creux et en dalle pleine

L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier constituée de deux volées.

Selon RPA99/2003 pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en (zone IIa) il est indispensable d'introduire des voiles.

I.5. Données géotechnique du site

D'après les résultats obtenus par le laboratoire technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Une contrainte de sol de 0,83 bar obtenue à partir d'une profondeur d'ancrage de 3,5 m.
- Le sol est classé en catégorie S4 (sol très meuble) selon sa nature géotechnique.
- Les sols de fondation présentent une agressivité faible vis-à-vis du béton

I.6 Caractéristiques des matériaux de construction :**❖ I.6.1 Le béton :**

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux types d'ouvrages dans les domaines des bâtiments des travaux publics ...

Il est constitué par le mélange de ciment, d'eau et de granulats (sable, gravier) et dans certains cas d'adjuvant.

➤ **Resistance de béton a la compression :**

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ sa résistance à la compression est calculée comme suite :

- $f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$
- $f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} \cdot f_{c28}$ Pour $f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$

Avec $f_{cj} = f_{c28} = j > 28$ jours

Pour notre étude de projet on adoptera un béton de classe c25/30 talque $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

➤ **Resistance de béton a la traction :**

La résistance caractéristique a la traction de béton a j jours est définie selon BAEL91 art A : 2-1-2 par la relation suivante :

- $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$ si $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$.
- $f_{tj} = 0,275 f_{cj}$ si $f_{c28} > 60 \text{ MPa}$.

Pour notre étude $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

➤ **Les contraintes limites :**

- **Contraintes limites ultime a la compression :**

Pour le calcul à l'ELU on adoptera le diagramme parabole-rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

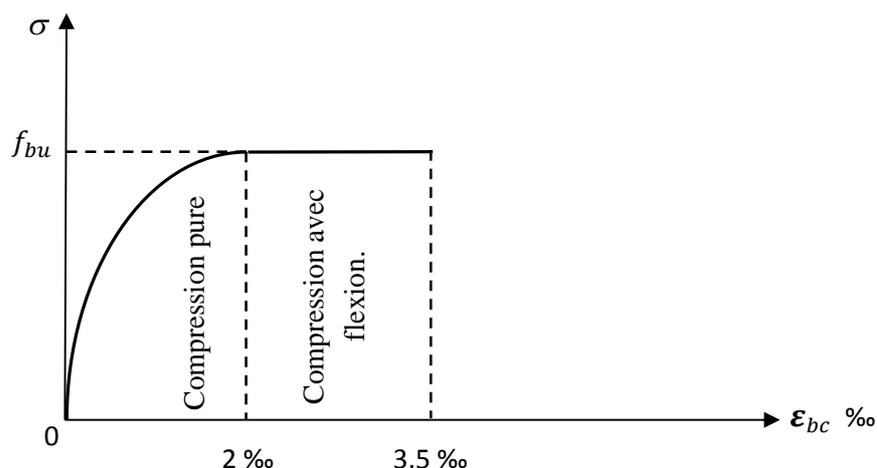


Figure I.1 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.U

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = 1,5 \text{ en situations durables ou transitoires. } \rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situations accidentelles. } \rightarrow f_{bu} = 18.48 \text{ Mpa}$$

• **Contrainte limite de service a la compression :**

Le diagramme des contraintes a l'ELS donné par la loi

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} . \text{ Et le suivant :}$$

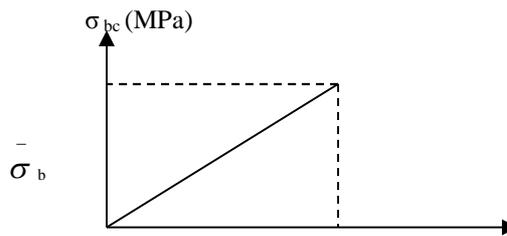


Figure I.2 Diagramme des contraintes du béton à l'ELS

Dans notre étude on prend $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$.

• **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 3,33 \text{ Mpa} & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 4,34 \text{ Mpa} & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\tau_{Adm} = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 2,5 \text{ Mpa} & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 3,26 \text{ Mpa} & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\text{Talque : } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

➤ **Module de déformation longitudinale de béton :**

On distingue deux modules de déformation longitudinale :

• **Le module de Yong**

Le module de déformation instantané pour les charges de durée d'application inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ Mpa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

• **Le module différé**

Le module de déformation différé pour les charges de longue durée d'application

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{vj} = 10721.4 \text{ MPa}$$

➤ **Coefficient de poisson :**

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

- $\nu = 0$ → pour le calcul des sollicitations à l'ELU
- $\nu = 0.2$ → pour le calcul des déformations à l'ELS.

❖ **I.6.2 Acier**

L'acier est un alliage de fer et carbone en faible pourcentage son rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton.

➤ **Type d'acier**

- Barres à haute adhérence HA → FeE400
- Treillis soudé → FeE500

Contrainte limite

➤ **Contrainte limite ultime (ELU)**

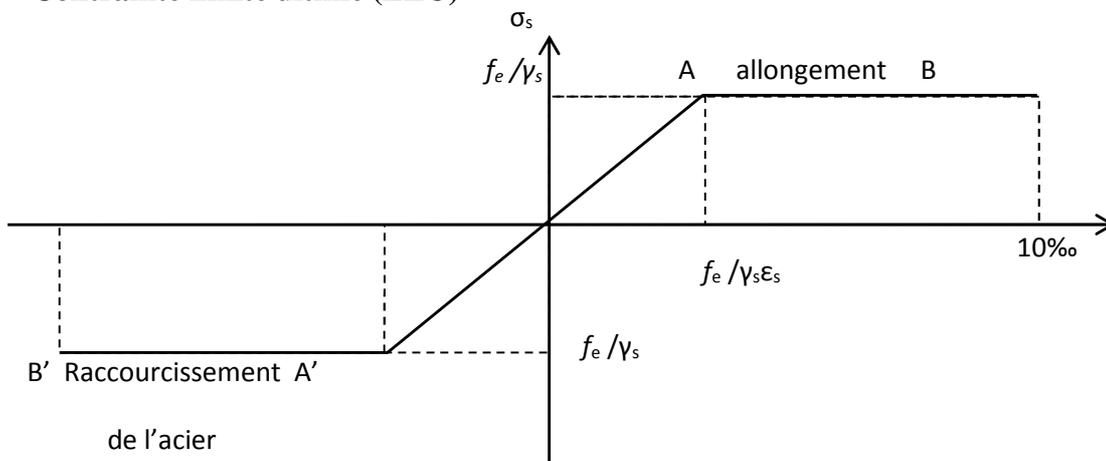


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

$\sigma_s = f_e / \gamma_s$ —————> aciers naturels

$\sigma_s = 1.1 f_e / \gamma_s$ —————> aciers écrouis

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1.15 & \text{en situation courante} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1 & \text{en situation accidentelle} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➤ **Contrainte limite de service (ELS)**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$
 Pour ce cas $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$
 Pour ce cas $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 167.53 \text{ Mpa}$ par les (HR)

η : Coefficient e fissuration.

$\eta = 1,65$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.7 Sollicitation et Combinaison de calcul :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations donné par le RPA99 version 2003 sont :

- **Situation durable :** $\begin{cases} \text{ELU} \rightarrow 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS} \rightarrow G + Q \end{cases}$
- **Situation accidentelle :** $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G + Q \end{cases}$

Tel que G : charges permanentes

Q : charges d'exploitations

E : charges sismiques

I.8 Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- Règlement Parasismique Algérienne (RPA99 /version 2003).
- Code du Béton Armé (CBA93).
- Règles du Béton Armé aux Etats Limites (BAEL91/version 99).
- Document Technique Règlementaire (DTR BC2.2).

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

II.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments à pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments constituant le bâtiment conformément aux règlements et norme de construction.

II.2. pré-dimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1 Les planchers :

Les planchers sont des plans horizontales séparent deux niveaux d'un bâtiment il assure la transmission des charges verticales aux éléments structuraux.

II.2.1.1 Planchers à corps creux :

Sont des planchers constitués du corps creux, avec une dalle de compression armé par treillis soudé,

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$

- L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles
- h_t : hauteur totale de plancher

Le choix de sens de disposition des poutrelles se fait par rapport au critère suivant :

- Le critère de la petite porté
- Critère de la continuité

a. Plans disposition des poutrelles

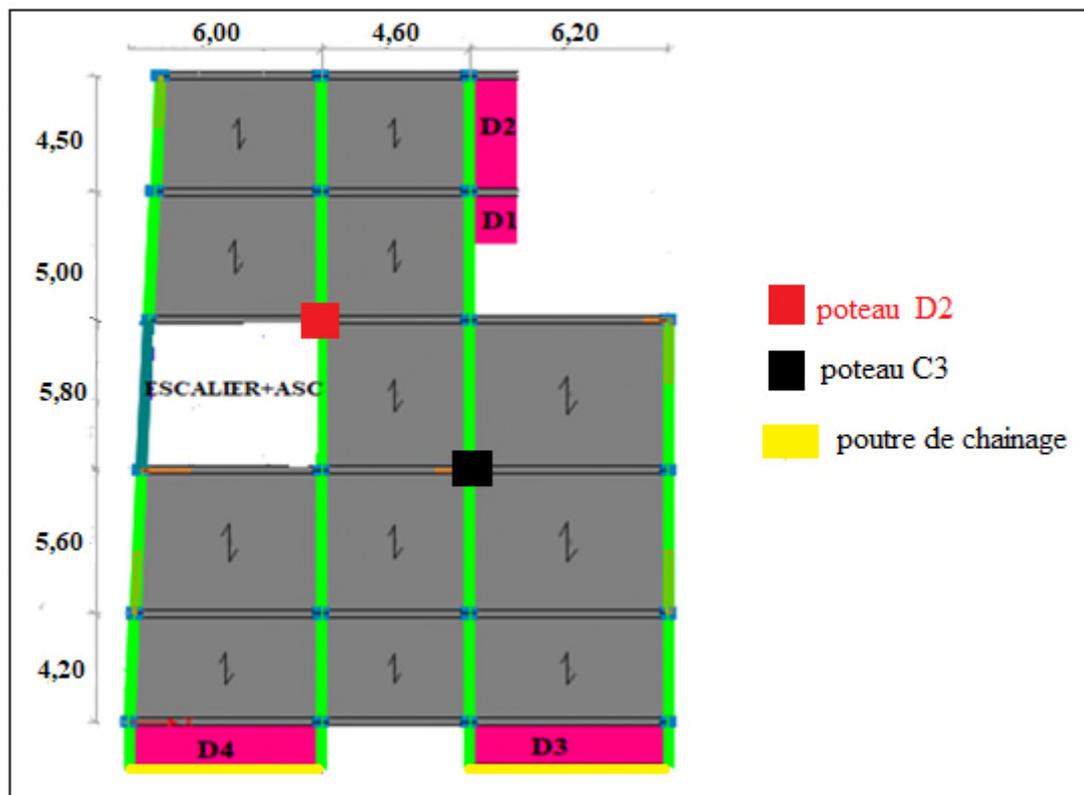


Figure II.1 Plans Disposition des poutrelles étages 01/02/03

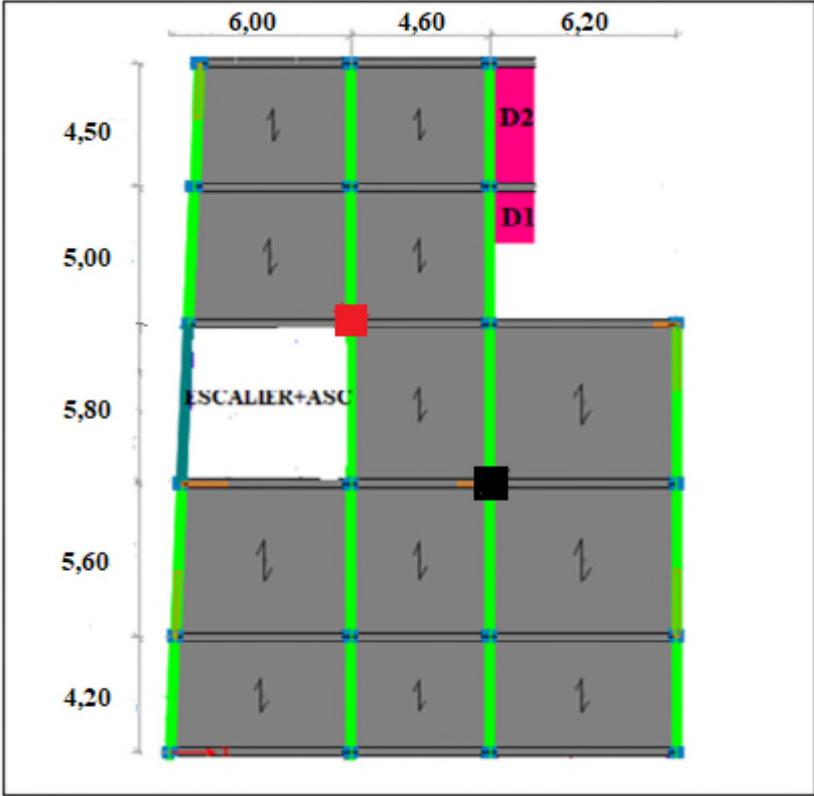


Figure II.2 Plans Disposition des poutrelles étage 04

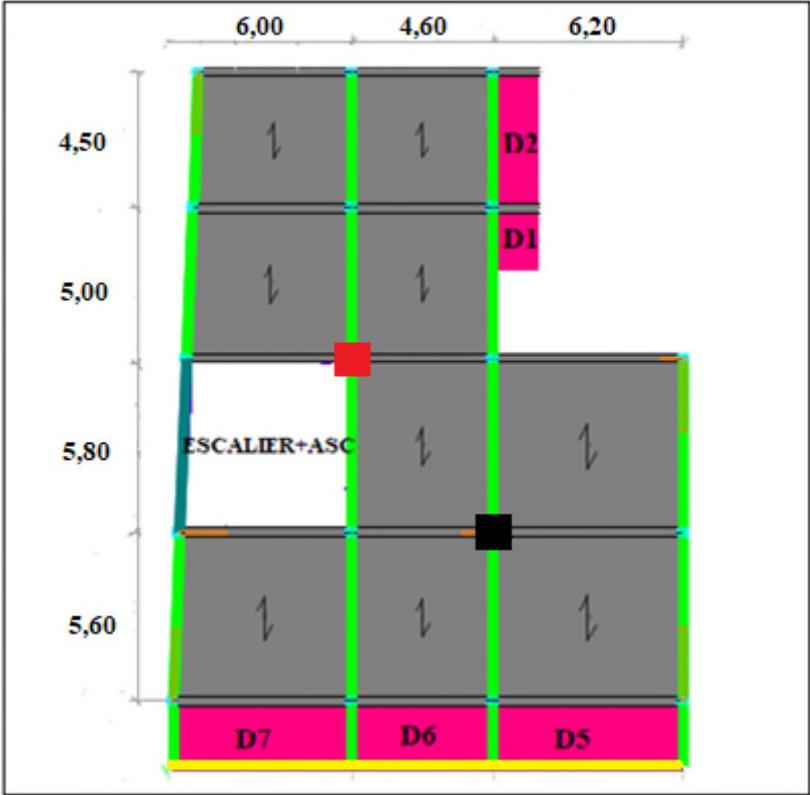


Figure II.3 Plans Disposition des poutrelles étages 05/06/07

$$h_t \geq \frac{550}{22.5} = 24,44 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_t=25\text{cm} \quad \text{Avec : } L_{\max} = 580-30 = 550\text{cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de **25cm**.

$$\text{Avec : } \begin{cases} cc = 20\text{cm} & \text{auteur de corps creux} \\ ddc = 5\text{cm} & \text{auteur de dalle de copression} \end{cases}$$

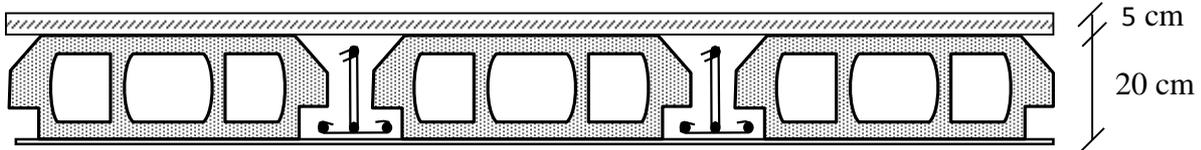


Figure II.4 Planché à corps creux.

b. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles supportent le plancher et transmettent les charges à la structure porteuse, elles sont calculées comme des sections en T. définies par :

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

h_t : hauteur totale de plancher $h_t=25\text{cm}$

b_0 : longueur de la nervure, $b_0=(0.4 \text{ à } 0.6) h_t$

$$b_0=12\text{cm}$$

h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0=5\text{cm}$

l_x : distances entre deux poutrelles successives

$$l_x=65-12=53 \text{ cm}$$

l_y : distance entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles

$$l_y=420-30=390 \text{ cm}$$

b : longueur de la table de compression

$$\text{et donc } b \leq 65 \text{ cm,} \quad \text{soit } b=65 \text{ cm}$$

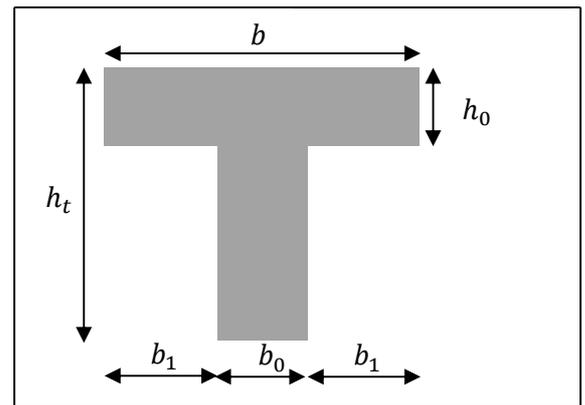


Figure II.5 : Coupe transversale d'une poutrelle.

II.2.1.2. Planches à dalles pleines :

L'épaisseur des dalles pleines est déterminée à partir du critère suivant :

❖ **critère de résistance à la coupe feu :**

- $e \geq 7\text{cm}$ Pour une heure de coupe feu
- $e \geq 11\text{cm}$pour deux heures de coupe feu
- $e \geq 14\text{cm}$pour trois heures de coupe feu

❖ critère de résistance a la flexion :

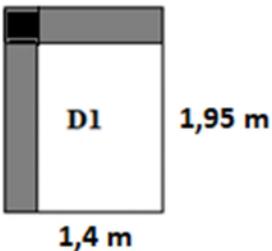
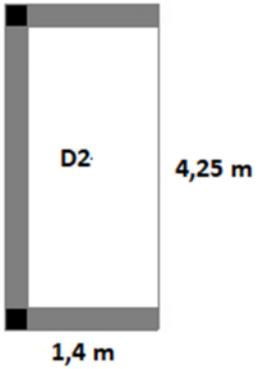
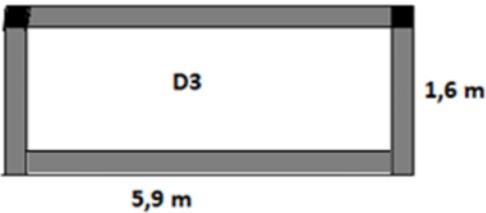
- pour une dalle sur un seul appui : $e \geq \frac{lx}{20}$
- pour une dalle sur deux appuis : $\frac{lx}{30} < e < \frac{lx}{20}$
- pour une dalle sur trois au quatre appuis $\frac{lx}{35} < e < \frac{lx}{30}$ Avec : $\rho < 0,4$
- pour une dalle sur trois au quatre appuis $\frac{lx}{45} < e < \frac{lx}{40}$ Avec : $\rho > 0,4$

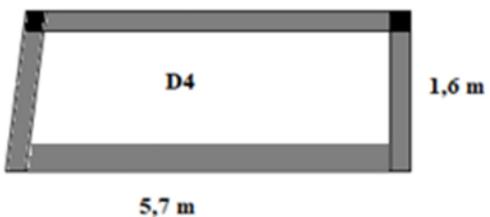
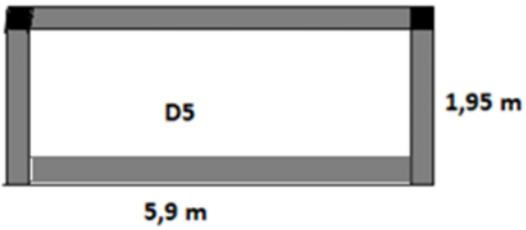
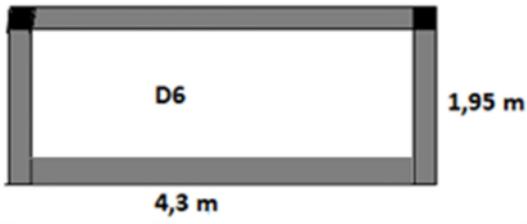
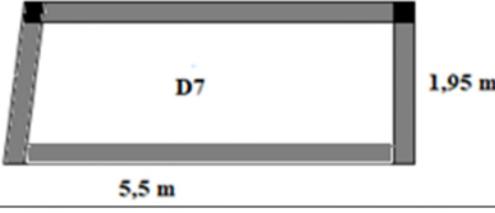
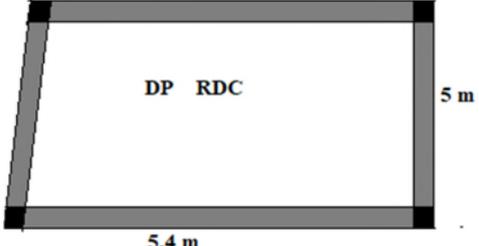
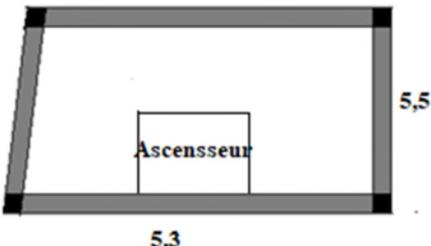
Tel que : $\rho = \frac{lx}{ly}$

Types des dalles pleines :

On a les types des dalles pleines : suivants :

Tableau II.1 Dimensionnement des dalles pleines

Pann eaux	appui	schéma	Lx (m)	Ly (m)	$\rho = \frac{lx}{ly}$	e cal (cm)	e cal (cm)
D1	2		1,4	1,95	0,72	$\frac{L_x}{30} \leq e \leq \frac{L_x}{20}$	5,84
D2	3		1,4	4,25	0,33	$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$	4,34
D3	4		1,6	5,9	0,27	$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$	4,95

D4	4		1,60	5,7	0,28	$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$	4,95
D5	4		1,95	5,9	0,33	$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$	6,04
D6	4		1,95	4,3	0,45	$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$	4,6
D7	4		1,95	5,5	0,35	$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$	6,04
DP RDC	4		5	5,4	0,93	$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$	11,8
DP			5,5	5,3	0,96	$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$	12,51

Remarque:

- On prend une épaisseur $e = 14$ cm pour DP RDC et DP autour d'ascenseur
- On prend une épaisseur $e = 12$ cm pour les autres types.
- on prend le max des différents types des terrasse $\max(D3 ; D4 ; D5 ; D6 ; D7)$ pour le ferrillage
- Panneau DP RDC le plus défavorable on ferraille tous les panneaux de la même manière

II.2.2 Les escaliers :

Sont des éléments secondaire sert à relier les différentes niveaux d'une structure. Les escaliers peuvent être en béton, en acier ou en bois.

Les différents éléments constituant un escalier :

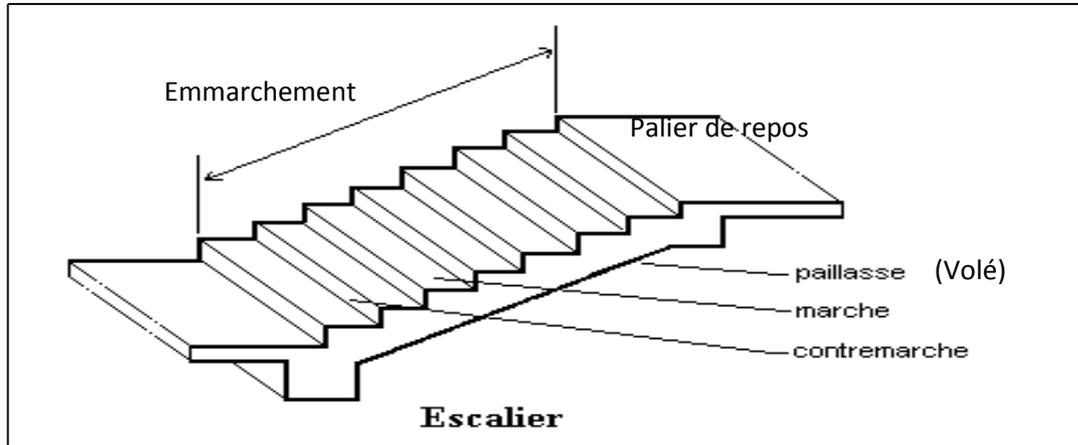


Figure II.6 : Schéma d'escalier

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (n) on utilise la formule de BLONDEL

$$59 \leq 2 \times h + g \leq 64$$

$$= \frac{H}{n} \text{ Soit } n=8 \rightarrow h = \frac{140}{8}$$

$$h = 17,5 \text{ cm}$$

n = 8 contre marche ; n-1 = 7 marche

On prend g= 29cm

$$59 \leq 2 \times h + g = 64 \leq 64$$

$$\tan \alpha = \frac{140}{203} \rightarrow \alpha = 34,59^\circ$$

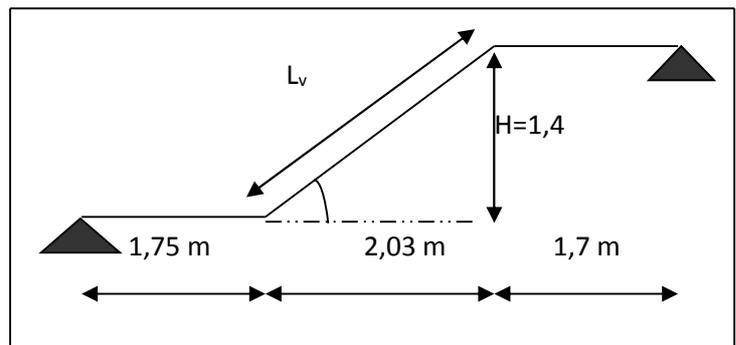


Figure II.7. Schéma statique d'un escalier

Epaisseur de la paillasse :

$$\text{Longueur : } L = L_{pl} + L_{vl} = 1,75 + 1,7 + (1,4^2 + 2,03^2)^{1/2}$$

Tel que L_{pl} : plier de repos + palier de départ

$$L = 5,92 \text{ m}$$

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20} \rightarrow 19,73 < e < 29,6 \rightarrow \text{On pond : } e = 20 \text{ cm}$$

Tableau II.2 Dimensions d'escalier

H(m)	h (cm)	n	g (cm)	L _o (m)	L _p (m)	L _v (m)	L(m)	α	e (cm)
1,4	17,5	8	29	2,03	3,45	2,47	5,92	34,59°	20

II.2.3 L’acrotère :

L’acrotère est un élément encastré a la périphérie du plancher terrasse cet élément est réalisé en béton armée son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales.

Dans notre cas on un seul type :

- Terrasse inaccessible
h=60cm

Calcul de la section de l’acrotère

$$S=(0,6\times0,1)+(0,1\times0,07)+(0,1\times0,03/2)=0,0685m^2$$

S : surface de la section droite de l’acrotère

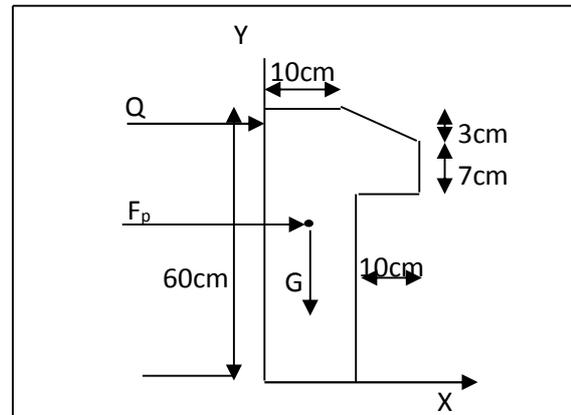


Figure II.8: Coupe transversale de l’acrotère

II.3 les éléments structuraux

II.3.1 les poteaux :

Sont des éléments porteurs de système planchers destiné à transmettre les charges aux fondations.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression simple à l’ELU selon les règles de BAEL, On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectuer la descente de charge tout en vérifiant la recommandation de l’RPA99/2003

Les dimensions des poteaux sont supposé come suit ainsi que son poids propres :

Tableau II.3 pré dimensionnement des poteaux

Etage	Sous sol	RDC et 1 ^{er}	2 ^{eme} et 3 ^{eme}	4 ^{em} et 5 ^{eme} et	6 ^{eme} et 7 ^{eme}
Dimension (cm ²)	60×55	55×50	50×45	45×40	40×35
Surfaces (m ²)	0,33	0,275	0,225	0,18	0,14
Hauteur d’étage (m)	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8
Poids (KN)	23,1	19,25	15,75	12,6	9,8

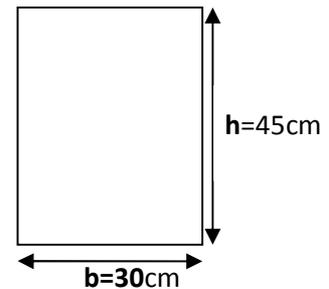
II.3.2 Les poutres

Sont des éléments horizontaux en béton armée rectangulaire destiné à reprendre les efforts et les transmettre aux poteaux.

❖ Les poutres principales [P.P]

Elles sont perpendiculaire aux poutrelles selon BAEL91/99 le pré dimensionnement se fait on utilisant la condition suivante :

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



L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis

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

$$L_{\max} = 620 - 30 = 590 \text{ cm} \Rightarrow 39,33 \text{ cm} \leq h \leq 59 \text{ cm}$$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$. $b = 30 \text{ cm}$.

Vérifications :

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 $h = 45 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b < 4$; on a $\frac{45}{30} = 1,5 < 4$ condition vérifiée.

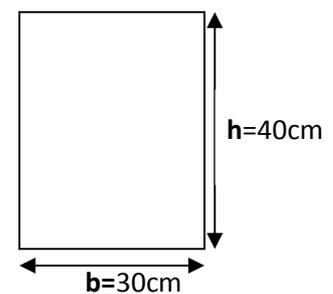
Donc on adopte pour les poutres principales une section de : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.

❖ Les poutres secondaires [P.S]

Elles sont parallèles aux poutrelles

$$L_{\max} = 580 - 30 = 550 \text{ cm} \Rightarrow 36,67 \text{ cm} \leq h \leq 55 \text{ cm}$$

On prend: $h = 40 \text{ cm}$. $b = 30 \text{ cm}$.



Vérifications :

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

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.3.3 Les voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement destiné à assurer la stabilité de l’ouvrage selon les effets des actions horizontales et à reprendre les efforts verticaux et les transmettent aux fondations. Les dimensions des voiles doivent satisfaire la condition suivante selon L’RPA99/2003 :

- $e \geq \max (h_e/20; 15\text{cm})$
- $L \geq 4e$

h_e : hauteur libre d’étage et la même dans tous les étages courant

L : longueur de voile

$$h_e = 306 - 25 = 281\text{cm}$$

$$e = \frac{e}{20} = \frac{281}{20} = 14,05\text{cm}$$

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

$$L \geq 60\text{ cm}$$

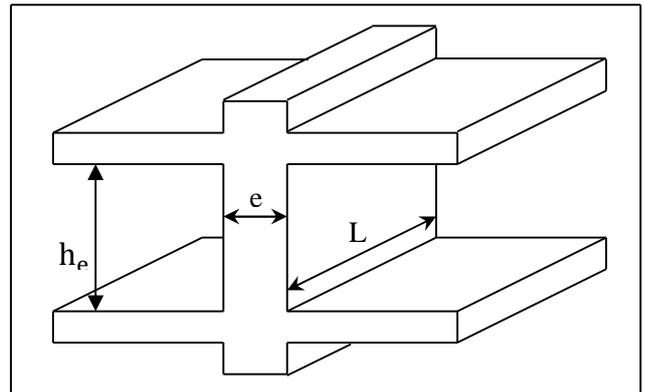


Figure II.9 : Coupe transversale d'un voile

II.4 Evaluation des charges et des surcharges :

Tableau. II.4 Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N°	Couches	Poids volumique (KN/m³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Couche de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	0,2+0,05	3,2
5	Cloisons de séparation	/	/	1
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				5,63
Q étages courant				1,5

Tableau II.5 .Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Couche	Poids volumique (KN/m³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Étanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	Corps creux	/	0,20+0,05	3,2
5	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01

6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				6,6
charge d'exploitation Q				1

Tableau II.6 .Évaluation des charges revenant à la dalle pleine RDC (parking).

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,14	3,5
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Couche de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
6	Cloison	/	/	1
Charge permanent G				5.93
charge d'exploitation Q				2,5

Tableau II.7. Évaluation des charges revenant au plancher courant à dalle pleine

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Couche de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle pleine	25	0,14	3,5
5	Cloisons de séparation	/	/	1
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				5,93
Q étages courant				1,5

Tableau. II.8 Evaluation des charges du balcon en dalle pleine.

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,14	3,5
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Couche de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				4,93
charge d'exploitation Q				3,5

Tableau II.9 Evaluation des charges de terrasse accessible en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,14	3,5
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Couche de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
6	Forme de pente	22	0,1	2,2
Charge permanent G				7,13
charge d'exploitation Q				1,5

Tableau II.10 Évaluation des charges revenant plancher terrasse inaccessible en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Etanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	dalle pleine	25	0,14	3,5
5	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				6,9
charge d'exploitation Q				1

Tableau II.11.Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,2/cos(34,59)	6,07
2	Carrelage	Horizontal	0,02	0,4
		Vertical	0,02×17/30	0,23
3	Mortier de pose	Horizontal	0,02	0,4
		vertical	0,02 ×17,5/29	0,23
4	Enduit de ciment	18	0,015/cos(34,59)	0,33
5	poids des marches	22	h/2	1,925
Charge permanent G (KN/m²)				9,58
charge d'exploitation Q				2,5

Tableau II.12. Évaluation des charges revenant au palier en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,2	5
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Couche de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				6,43
charge d'exploitation Q				2,5

Tableau II.13 Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
2	Brique creuses	/	0,15	1,3
3	Brique creuses	/	0,10	0,9
4	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				2,74

II.5 Descente des charges :

Afin d’assurer la résistance et la stabilité de l’ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s’avèrent nécessaire. , on aura à considérer :

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

Remarque: la charge des murs avec un seul cloison est inclus dans le plancher à corps creux

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).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d’habitation.

La loi de dégression:

- Sous la terrasse: Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet: $Q_0 + Q_1$.
- Sous le deuxième étage: $Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage: $Q_0 + 0,90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

Dans notre étude on localise les deux poteaux suivant :

- Poteau D₂ : à coté de la cage d'escalier
- Poteau C₃ : surfaces afférente importante

A' titre pédagogique le travaille sera détaillé pour le poteau D₂ et on donne le résultat finale pour le poteau C₃

Poteau D₂ :

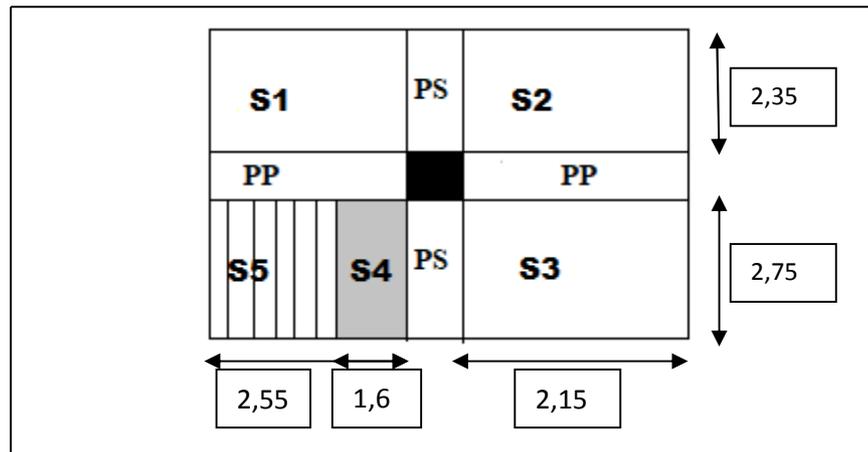


Figure II.10 Surface afférente du poteau (D2)

$$S_1 = S_{c \text{ creux}} = (2,55 \times 2,35) = 5,99 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = S_{c \text{ creux}} = (2,15 \times 2,35) = 5,05 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = S_{c \text{ creux}} = (2,15 \times 2,75) = 5,91 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = S_{\text{pal}} = (1,6 \times 2,75) = 4,4 \text{ m}^2.$$

$$S_5 = S_{\text{vol}} = (0,95 \times 2,75) = 2,61 \text{ m}^2.$$

$$S_6 = S_{\text{murs}} = (2,55 \times 2,35) + (0,9 \times 2,55) + (2,725 \times 2,55) + [(1,25 \times 2,35) - (1 \times 2,1)] = 16,07 \text{ m}^2.$$

Poids des planchers :

Terrasse inaccessible:

$$G = G_{\text{terrasse}} \times (S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5).$$

$$G = 6,6 \times (5,99 + 5,05 + 5,91 + 4,4 + 2,61) = 158,14 \text{ KN}.$$

$$Q = 1 \times 23,96 = 23,96 \text{ KN}.$$

Plancher étage courant :

$$G = G_{\text{étage}} \times (S_1 + S_2 + S_3) + G_{\text{pal}} \times S_4 + G_{\text{vol}} \times S_5 + G_{\text{murs}} \times S_6.$$

$$G = 5,63 \times (5,99 + 5,05 + 5,91) + 6,43 \times 4,4 + 9,58 \times 2,61 + 16,07 \times 2,74 = 192,76 \text{ KN}.$$

$$Q = 1,5 \times 16,95 + 2,5 \times (7,01) = 42,95 \text{ KN}.$$

Plancher RDC:

$$G = G_{\text{dp}} \times (S_1 + S_2 + S_3) + G_{\text{pal}} \times S_4 + G_{\text{vol}} \times S_5 + G_{\text{murs}} \times S_6.$$

$$G = 5,93 \times (5,99 + 5,05 + 5,91) + 6,43 \times 4,4 + 9,58 \times 2,61 + 16,07 \times 2,74 = 197,84 \text{ KN}.$$

$$Q = 2,5 \times 23,96 = 59,9 \text{ KN}$$

Poids propre des poutres :

$$P_p : (30 \times 45) \text{ cm}^2$$

$$P_s : (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$G_{PP} = L_{pp} \times S \times 25 = (2,55 + 2,15) \times (0,45 \times 0,30) \times 25 = 15,86 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = L_{PS} \times S \times 25 = (2,35 + 2,75) \times (0,4 \times 0,3) \times 25 = 15,3 \text{ KN}$$

$$G_{Poutres} = G_{PP} + G_{PS} = 31,16 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente de charge concernant le poteau (D₂) sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau II.14 Résultats de la descente de charge du poteau (D2)

Niveau	Elément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
0	Plancher terrasse	158,14	23,96
	Poutres	31,16	
	Poteau	9,8	
SOMME		199,1	23,96
1	venant de 8	199,1	66,91
	Plancher étage	192,76	
	Poutres	31,16	
	Poteaux	9,8	
SOMME		432,82	66,91
2	venant de 7	432,82	105,57
	Plancher étage	191,41	
	Poutres	31,16	
	Poteaux	12,6	
SOMME		669,34	105,57
3	venant de 6	669,34	139,93
	Plancher étage	191,41	
	Poutres	31,16	
	Poteaux	12,6	
SOMME		905,86	139,93
4	venant de 5	905,86	174,29
	Plancher étage	191,41	
	Poutres	31,16	
	Poteaux	15,75	
SOMME		1145,53	174,29
5	venant de 4	1145,53	195,76
	Plancher étage	191,41	
	Poutres	31,16	
	Poteaux	15,75	
SOMME		1385,2	195,76
6	venant de 3	1385,2	217,24
	Plancher étage	191,41	
	Poutres	31,16	
	Poteaux	19,25	
SOMME		1628,37	217,24

7	venant de 2	1628,37	238,62
	Plancher étage	191,41	
	Poutres	31,16	
	Poteaux	19,25	
SOMME		1871,54	238,62
8	venant de 1	1871,54	271,66
	Plancher RDC	197,84	
	Poutres	31,16	
	Poteaux	23,1	
SOMME		2123,64	271,66

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (2123,64) + 1,5 \times (271,66)$$

$$N_u = 3274,404 \text{ KN.}$$

Résultat de poteaux C₃ :

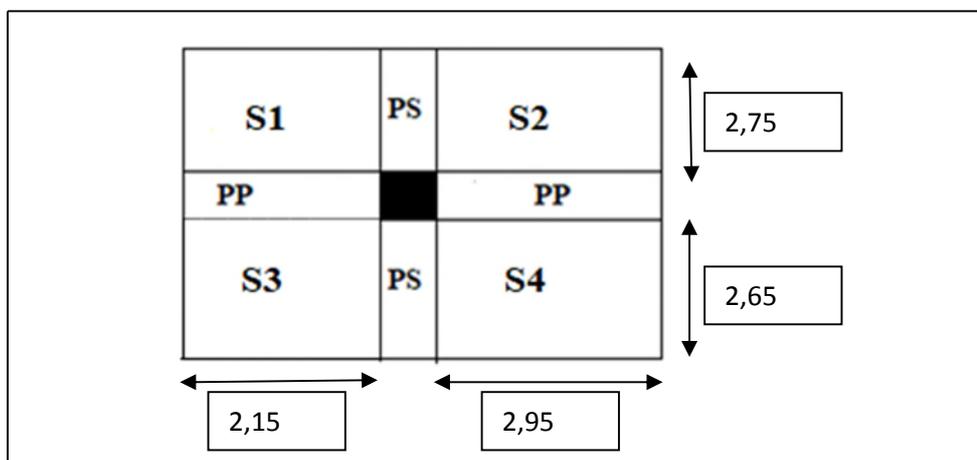


Figure II.11 Surface afférente du poteau (C3)

$$G = 1923,26 \text{ KN}$$

$$Q = 289,1 \text{ KN}$$

$$N_u = 3030,05 \text{ KN}$$

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau (D2).

II.6 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 tenir en compte la continuité des portiques.

$$N_u^* = N_u \times 1,1 = 3601,844 \text{ KN}$$

On doit vérifier le poteau selon les critères suivants,

- vérification à la compression simple.
- vérification au flambement
- vérification de la condition de RPA99/2003.

a. Vérification à la compression simple

Exemple de calcul poteau (60×55)

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3559,75}{0,33} \times 10^{-3} = 10,79 \text{ Mpa}$$

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

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

Niveau	Nu (KN)	La section (m ²)	Condition $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$		Observation
			σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	
Sous sol	3559,75	0,60×0,55	10,79	14,2	<i>vérifier</i>
RDC	3135,84	0,55×0,50	11,40	14,2	<i>vérifier</i>
1	2744,24	0,55×0,50	9,98	14,2	<i>vérifier</i>
2	2352,46	0,50×0,45	10,46	14,2	<i>vérifier</i>
3	1958,85	0,50×0,45	8,71	14,2	<i>vérifier</i>
4	1558,21	0,45×0,40	8,66	14,2	<i>vérifier</i>
5	1155,24	0,45×0,40	6,42	14,2	<i>vérifier</i>
6	745,26	0,40×0,35	5,32	14,2	<i>vérifier</i>
7	332,39	0,40×0,35	2,37	14,2	<i>vérifier</i>

b. Vérification au flambement :

D’après le CBA93 (**Art B.8.8.1**), la vérification suivante est indispensable :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2) \text{ cm}^2$: section réduite du poteau.
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l’élancement (λ)
- A_s : section d’armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l’acier.
- $f_e = 400 \text{ MPa}$

On a

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 7 \end{cases}$$

$$\lambda = l_f / i$$

Tel que : $l_f = 0,7 \times L_0$: Longueur de flambement.

L_0 : Hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} : \text{rayon de giration} \quad ; \quad I = \frac{h \times b^3}{12} : \text{Moment d'inertie.}$$

Exemple de calcul

❖ **Vérification du poteau à la base (poteau du sous sol)**

On a : $L_0 = 2,8 - 0,45 = 2,35m \Rightarrow l_f = 1,645m$

$$I = \frac{0,6 \times 0,55^3}{12} = 8,31875 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \quad ; \quad B = 0,6 \times 0,55 = 0,33 \text{ m}^2.$$

$$i = \sqrt{\frac{0,00831875}{0,33}} = 0,159 \text{ m}. \text{ Ce qui donne : } \lambda = 1,645 / 0,159 = 10,35 < 50$$

donc : $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} = 0,835$

Selon le BAEL : $A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$; On prend $A_s = 0,8\% B_r$.

D'après la formule (1) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))} = \frac{3559,75}{0,835 \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} \times 10^{-3} = 0,194 \text{ m}^2$$

Or dans notre cas, $B_r = (60 - 2) \times (55 - 2) \times 10^{-4}$

$B_r = 0,307 \text{ m}^2 > 0,198 \text{ m}^2$Condition vérifiée

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.16 Vérification au flambement des poteaux.

Etages	Nu*	i	λ	α	condition $B_r > B_{\text{calculé}}$		Observation
					B_r	B calculé	
Sous sol	3559,75	0,159	10,35	0,835	0,307	0,194	Vérifiée
RDC	3135,84	0,144	11,40	0,832	0,254	0,171	Vérifiée
1	2744,24	0,144	11,4.0	0,832	0,254	0,149	Vérifiée
2	2352,46	0,129	12,62	0,828	0,206	0,129	Vérifiée
3	1958,85	0,129	12,62	0,828	0,206	0,108	Vérifiée
4	1558,21	0,115	14,35	0,823	0,163	0,086	Vérifiée
5	1155,24	0,115	14,35	0,823	0,163	0,064	Vérifiée
6	745,26	0,101	16,28	0,815	0,125	0,042	Vérifiée
7	332,39	0,101	16,28	0,815	0,125	0,019	Vérifiée

C) Vérification des conditions du RPA 99 :

Tableau II.17 Vérification des conditions du RPA 99 .

Poteau	(60×55)	(55×50)	(50×45)	(45×40)	(40×35)	observation
$\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$	55	50	45	40	35	<i>vérifiée</i>
$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	14	14	14	14	14	<i>vérifiée</i>
$0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4.$	0,916	0,909	0,9	0,888	0,875	<i>vérifiée</i>

II.7 Conclusion :

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

- Plancher :
 - ❖ Plancher à corps creux est (20+5)
 - ❖ Pour les dalles pleine $e = 14 \text{ cm}$
- Poutres :
 - ❖ Poutres principales : $30 \times 45 \text{ cm}^2$
 - ❖ Poutres secondaires : $30 \times 40 \text{ cm}^2$
- Escalier
 - ❖ La volée et le palier nous avons adopté une épaisseur $e = 20 \text{ cm}$
 - voile :
 - ❖ Nous avons adopté une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$.
- Poteaux :
 - ❖ Sous-sol est de la section $(60 \times 55) \text{ cm}^2$.
 - ❖ RDC et 1^{er} étage est de la section $(55 \times 50) \text{ cm}^2$.
 - ❖ 2^{ème} et 3^{ème} étage est de section $(50 \times 45) \text{ cm}^2$.
 - ❖ 4^{ème} et 5^{ème} étage est de section $(45 \times 40) \text{ cm}^2$.
 - ❖ 6^{ème} et 7^{ème} étage est de section $(40 \times 35) \text{ cm}^2$.

Chapitre III

Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse à étudier tous les éléments secondaires tel que les planchers, les escaliers, l'acrotère et enfin l'ascenseur.

III.2 Etude des planchers

III.2.1 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Pour calculer les sollicitations on applique les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot

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

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

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

- La méthode de Caquot s'applique lorsque la première condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée ; le plancher est à surcharge élevée ($Q > \text{min}(5\text{KN}/\text{m}^2 ; 2G)$).

Si l'une des 3 autres conditions de la méthode forfaitaire 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.

Type des poutrelles :

Tableau.III.1 Schémas statiques des poutrelles.

Type	Schémas statiques
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	

Type 5	
Type 6	
Type 7	

Choix la méthode de calcul des sollicitations :

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Tableau. III.2 Choix des méthodes de calculs pour les différents types des poutrelles

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 2, 4 et 6	Vérifiées	$\left\{ \begin{array}{l} Q^{max} = 5KN/\leq \min(5KN/m^2 ; 2G) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = constant \end{array} \right.$	Méthode forfaitaire
Types 1, 3 et 5	Non vérifiées	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
Type 7	/	Poutrelle isostatique	Méthode RDM

Calcul les charges revenant aux poutrelles :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$;

$p_u = q_u \times b$.

ELS : $q_s = Q + G$;

$p_s = q_s \times b$

avec : $b = 0.65m$.

Caquot minorée $G' = \frac{2}{3}G$

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

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

Tableau. III.3 Chargements sur les poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	G' (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
				P _u (KN/ml)	P _u ' (KN/ml)	P _s (KN/ml)	P _s ' (KN/ml)
T. inaccessible	6,6	4,4	1	6,77	4,84	4,94	3,51
Etage courant	5,63	3,75	1,5	6,4	4,75	4,63	3,41

Pour l'étude des poutrelles, on exposera un exemple de calcul, sur la méthode de Caquot minorée type 5 (étage courant).

Exemple : (méthode Caquot)

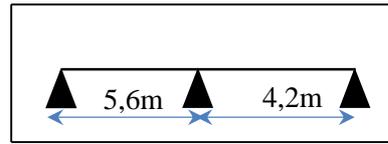


Figure III.1 Schéma statique de la poutrelle T7 (Terrasse inaccessible)

Calcul des moments

✓ Moments aux appuis

✓ appuis de rive

$$G' = 3,75 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \begin{cases} pu' = 4,75 \text{ KN/m} \\ ps' = 3,41 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \begin{cases} pu = 6,4 \text{ KN/m} \\ ps = 4,63 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$M_A = M_C = -0,15 M_{0,1} \quad \text{Avec :} \quad M_{0,1} = \begin{cases} ELU: 18,62 \text{ KN.m} \\ ELS: 13,37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$D'où, M_A = M_C = \begin{cases} ELU: - 2,79 \text{ KN.m} \\ ELS: - 2,01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appuis intermédiaires

$$M_B = - \frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)} = \begin{cases} ELU: - \frac{4,75 \times (5,6^3 + 4,2^3)}{8,5 \times (5,6 + 4,2)} \\ ELS: - \frac{3,41 \times (5,6^3 + 4,2^3)}{8,5 \times (5,6 + 4,2)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_B = \begin{cases} ELU: - 14,24 \text{ KN.m} \\ ELS: - 10,22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Moments en travées

a) Les moments en travées

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

$$\text{Avec : } M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0)$$

Travée AB

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{pu \times l} = \frac{5,6}{2} - \frac{14,24}{6,4 \times 5,6} = 2,4 \text{ m}$$

$$\text{A l'ELU: } M_{iAB}^U(2,4) = \frac{6,4 \times 2,4 \times (5,6 - 2,4)}{2} - 14,24 \times \frac{2,4}{5,6} = 18,47 \text{ KNm}$$

$$\text{A l'ELS : } M_{iAB}^S(2,4) = \frac{4,63 \times 2,4 \times (5,6 - 2,4)}{2} - 10,22 \times \frac{2,4}{5,6} = 13,4 \text{ KNm}$$

Travée BC

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{4,2}{2} + \frac{14,24}{6,4 \times 4,2} = 2,63 \text{ m}$$

$$\text{A l'ELU: } M_{ibc}^U(2,63) = \frac{6,4 \times 2,63 \times (4,2 - 2,63)}{2} - 14,24 \times \frac{2,63}{4,2} = 4,3 \text{ KNm}$$

$$\text{A l'ELS : } M_{ibc}^S(2,63) = \frac{4,63 \times 2,63 \times (4,2 - 2,63)}{2} - 10,22 \times \frac{2,63}{4,2} = 3,16 \text{ KNm}$$

✓ **Evaluation des efforts tranchants**

on a, $V_i = \pm q \times \frac{l}{2} + \frac{M_g - M_d}{q \times l}$

$$\text{Travée AB: } \begin{cases} V_A = \frac{6,4 \times 5,6}{2} - \frac{14,24}{5,6} = 15,38 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{6,4 \times 5,6}{2} - \frac{14,24}{5,6} = -17,92 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC: } \begin{cases} V_B = \frac{6,4 \times 4,2}{2} + \frac{14,24}{4,2} = 16,83 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{6,4 \times 4,2}{2} + \frac{14,24}{4,2} = -13,1 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau. III.4. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de l'étage courant.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-1.804	-11,645	15,798	-18,746	-1,295	-8,362	11,5
T2	-3,763	-13,463	19,95	-20,426	-2,722	-9,745	14,441
T3	-3	-15,514	19,726	-21,244	-2,154	-11,139	14,319
T4	-4,039	-16,155	20,544	-21,354	-2,924	-11,694	14,871
T5	-2,793	-14,257	18,477	-20,474	-2,005	-10,237	13,411
T6	-3	-12,005	15,267	18,409	-2,170	-8,69	11,051
T7	-3,76	/	25,088	17,92	-2,72	/	18,149
Max	-4,039	- 16,155	25,088	-21,354	-2,924	-11,694	18,149

Tableau III.5 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T2	-3,979	-14,228	20,739	-21,587	-2,905	-10,387	15,14
T4	-4,268	-17,073	21,341	-22,568	-3,116	-12,464	15,58
T6	-2,569	-12,688	15,86	19,455	-2,316	-9,263	11,641
T7	-3978	/	26,52	18,84	-2,904	/	19,36
Max	-4,268	-17, 073	26,52	-22,568	-3,116	-12,464	19,36

❖ **Ferraillage des poutrelles**

Exemple de calcul (Terrasse inaccessible)

ELU

$M_t = 26,52 \text{ KN.m}$

$M_a^{inter} = -17,073 \text{ KN.m}$

$M_a^{rive} = -4,268 \text{ KN.m}$

ELS

$M_t = 19,36 \text{ KN.m}$

$M_a^{inter} = -12,464 \text{ KN.m}$

$M_a^{rive} = -3,116 \text{ KN.m}$

$V = -22,568 \text{ KN} ; L = 5,6 \text{ m.}$

❖ **les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont:**

- $b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; h = 25 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; d = 23 \text{ cm}$

❖ **Calcul à ELU:**

A- Armature longitudinales:

➤ **En travée** Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

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

$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,23 - 0,025) \Rightarrow M_{tu} = 94,6 \text{ KN.m.}$

$M_t = 26,52 \text{ KN.m} < M_{tu} = 94,6 \text{ KN.m} \Rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{26,52 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,053 \times 14,2} = 0,0542 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow$ Pivot A : $\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa} .$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,069 ; z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,224 \text{ m.}$

$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{26,52 \times 10^{-3}}{0,224 \times 348} = 3,13 \text{ cm}^2.$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \Leftrightarrow A_{min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,23 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$

$A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 3,13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ 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 $M_u = -8,599 \text{ KN.m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{17,073 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,23^2 \times 14,2} = 0,189 \quad ; \quad \mu_{bu} = 0,189 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B:}$$

$$\mu l = 0,8 \alpha l - 0,4 \alpha l \quad ; \quad \alpha l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon l} = 0,678 \quad ; \quad \varepsilon l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1,65 \times 10^{-3}$$

$$\mu_{bu} = 0,189 < \mu l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\varepsilon_{st} = 8,45 \times 10^{-3} > \varepsilon l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1,65 \times 10^{-3} \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,264 \quad ; \quad z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,206 \text{m.}$$

$$A_{a..int} = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{17,073 \times 10^{-3}}{0,194 \times 348} = 2,38 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \Leftrightarrow A_{min} = \frac{0,23 \times 0,12 \times 0,23 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,33 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 2,38 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Appuis rives:

$$M_a^{rive} = M_u = 4,268 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{4,268 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,23^2 \times 14,2} = 0,047 \quad ; \quad \mu_{bu} = 0,047 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A:}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,06 \quad ; \quad z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,224 \text{m.}$$

$$A_{a..rives} = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{4,268 \times 10^{-3}}{0,214 \times 348} = 0,55 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \Leftrightarrow A_{min} = \frac{0,23 \times 0,12 \times 0,23 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,33 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 0,55 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Choix des barres**

En travée :..... $A = 3,13 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 3HA12 = 3,39 cm^2

En appui intermédiaire :..... $A = 2,38 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 1HA12+1HA14 = 2,67 cm^2

En appui de rive :..... $A = 0,55 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 1HA12 = 1,13 cm^2

• **Vérifications à ELU**

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad V^{\max} = 22,344 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{22,568 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,23} = 0,818 \text{ Mpa} \quad ; \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \text{ vérifiée.}$$

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

❖ **Armatures transversales:**

Donné par : $\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min}) \Rightarrow \Phi_t \geq \min (12\text{mm} ; 7,14\text{mm} ; 12\text{mm}) = 7,14 \text{ mm}$

On adopte à un étrier $\Phi 8$. Donc la section d'armatures transversales sera : **$A_t = 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$** .

❖ **Espacement S_t**

$$S_t \leq \min (0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 20,7\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,8 \times 400 \times 1,01}{12(0,809 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 150,47 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$S_t \leq \frac{f_e \times A_t}{0,4 \times b_0} = \frac{400 \times 1,01}{0,4 \times 12} = 84,17 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

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

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

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

$b_1 = (b - b_0) / 2 \rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{0.265 \times 22,568 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.23 \times 0.65 \times 0.05} = 0,89 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

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

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 22,568 \times 10^{-3} \Rightarrow A_l^{min} \geq 0,65 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 3\text{HA}12 + 1\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 > 0,645$ condition vérifiée.

✓ Appuis intermédiaires

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(22,568 \times 10^{-3} - \frac{17,073 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,23} \right)$$

$A_l = -1,72 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

❖ Vérification de la bielle

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = \min(0,9d ; (40 - 4)\text{cm}) = 20,7\text{cm}$$

Ce qui donne : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

$V_u = 22,568 \text{ kN} < 0,267 \times 0,207 \times 0,12 \times 25 \times 10^3 = 165,81 \text{ kN}$Condition vérifiée.

• Vérifications à l'ELS

Les vérifications nécessaires sont les suivants :

➤ Vérification des contraintes

➤ Vérification de la flèche

✓ Vérification des contraintes

❖ En travée

✓ Position de l'axe neutre (H)

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -5,195 \times 10^{-5} < 0$$

\Rightarrow L'axe neutre passe par la table de compression, vérification des contraintes pour une section en T.

Donc :

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

✓ Calcul de y et I

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15A + (b - b_0) \cdot h_0] \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d) - \frac{(b - b_0) h_0^2}{2} = 0 \Leftrightarrow 6 y^2 + 315,85 y - 507,05 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 334,56 \Rightarrow y = 1,56 \text{ cm}$$

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

$$= \frac{65 \times (1,56)^3}{3} - (65 - 12) \frac{(1,56 - 5)^3}{3} + 15 \times 3,39(23 - 1,56)^2$$

$$I = 24175,83 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{19,36 \times 10^{-3}}{24175,85 \times 10^{-8}} \times 1,56 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 1,25 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **En appui intermédiaire**

Le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

✓ **Calcul de y et I**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 6 y^2 + 40,05 y - 921,15 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 153,98 \Rightarrow y = 9,49 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{12 \times (9,49)^3}{3} + 15 \times 2,67(23 - 9,49)^2$$

$$I = 10728,661 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12,46 \times 10^{-3}}{10728,61 \times 10^{-8}} \times 9,49 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 11,02 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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 ces conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire.

Données :

$$L = 5,3 \text{ m} ; M_{ts} = 19,36 \text{ KN.m} .$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées:

- 1) $h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \quad \Leftrightarrow \quad h = 25 \text{ cm} < 35 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- 2) $A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2 > 2,48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- 3) $L < 8 \text{ m} \quad \Leftrightarrow \quad L = 5,3 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Puisque la première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} \quad ; \quad l > 5m \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0,5 = \frac{530}{1000} + 0,5 = 10,3 \text{ mm}$$

$$+\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 révisé 99}$$

$$G = 6,6 \text{ KN} ; Q = 1 \text{ KN} ; j = G - G^{\text{revêtement}} = 3,2 \text{ KN.m}$$

$$q_{jser} = 0,65 \times j = 0,65 \times 3,20 = 2,08 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0,65 \times 6,6 = 4,29 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q) = 0,65 \times (6,6 + 1) = 4,94 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_g \times L^2}{8} = 15,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_j \times L^2}{8} = 7,3 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_p \times L^2}{8} = 17,35 \text{ KN.m}$$

✓ **Modules de Young instantané et différé**

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ **Coefficients λ, μ**

/Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 3,34 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,34 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 23} = 1,23 \%$$

Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 97,11 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 200,33 \text{ Mpa} ; \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 24175,83 \text{ cm}^4 \\ y = 1,56 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 230,8 \text{ Mpa}$$

Inerties fictives (If)

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 0,46$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 0.69$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 0.73$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

✓ **Calcul des moments d'inertie fissurés**

$$yG = 0,0906 \text{ m} \Rightarrow I_0 = \frac{byG^3}{3} + \frac{b_0(h - yG)^3}{3} - \frac{(b - b_0)(yG - h_0)^3}{3} + 15A(d - yG)^2$$

D'où, $I_0 = 41042,93 \text{ cm}^4$

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{ig} = 13625,62 \text{ cm}^4 \quad I_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{ij} = 17,667,87 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{ip} = 13171,07 \text{ cm}^4 ; \quad I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{vg} = 23414,99 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{ij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{7,3 \times 5,3^2}{10 \times 32456,6 \times 17667,87} \times 10^5 = 3,57 * 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{ig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{15,06 \times 5,3^2}{10 \times 32456,6 \times 13625,62} \times 10^5 = 9,57 * 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{vg}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{15,06 \times 5,3^2}{10 \times 10818,86 \times 23414,99} \times 10^5 = 0.0167 \text{ m}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{ip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{17,35 \times 5,3^2}{10 \times 32456,6 \times 13171,07} \times 10^5 = 0,011 \text{ m}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 14,86 \text{ mm} > \bar{f} = 10,3 \text{ mm} \text{ la flèche n'est pas vérifiée}$$

Solution adoptée : La condition de la flèche n'est pas vérifiée, donc on augmente la section A Tel que

$A_{st} = 6,03 \text{ cm}^2$ (3 HA16) et b_0 Tel que $b_0 = 14 \text{ cm}$

➤ Calcul de la flèche

Tableau III.6 Evaluation de la flèche

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches (mm)		
J	3,2	Mj	7,3	σstj	65,35	fji	2,13	
g	6,6	Mg	15,06	σstg	134,82	fgi	5,73	
						fgv	11,09	
p	7,6	Mp	17,35	σstp	155,32	fpi	6,8	
							Δf	10,03

On procède au ferrailage des différents types de l'étage courant de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent (types terrasse inaccessible), les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.7. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

niveaux	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α 10 ⁻²	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Etage courant	Travée	25,088	0,051	6,5	0,225	3,2	1,81	3HA14= 4,62
	Appui Inter	16,155	0,179	24,8	0,207	2,24	0,33	2HA12=2,26
	appui de rive	4,039	0,045	5,8	0,225	0,52	0,33	1HA12 = 1,13

Remarque

- Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

$$A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS)

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

Tableau III.8. Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveaux	Cisaillemen t $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min} (cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
Etages courants	0,774 < 3,33	6,88 > 0,61	4,62 > -1,01	21,354 < 165,01	0,84 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.9. Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Endroit	M^s (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	observation
Etages courants	Travée	18,149	4,62	2,66	29304,64	$1,65 < 15$	Vérifiée
	appui	-11,694	2,26	8,92	9559,48	$10,91 < 15$	Vérifiée

➤ Ferrailage des poutrelles

Tableau III.10 Les schémas de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible			
Étage courant			

Etude de la dalle de compression

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{500} \times 100 = 0,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

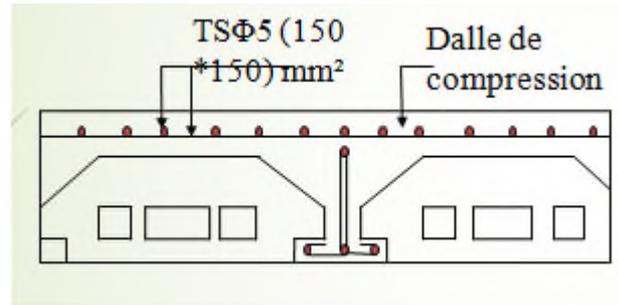


Figure III.2 ferrailage de la dalle de compression

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser : 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles, et 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Soit {un trellis soudé TS φ5 150 × 150. avec st=15cm ≤ 20cm.....vérifiée

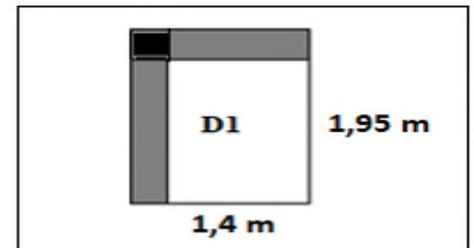
III.2.2 Etude et ferrailage des planchers dalles pleines :

Dans notre étude on prend les panneaux de dalle les plus sollicités et on ferraille les autres panneaux qui sont identiques avec celui qu'on a trouvé.

- ❖ Exemple de calcul
- ❖ Dalle sur 2 appuis (balcon)

✓ Caractéristique de la dalle

$L_x=1,4\text{m}; L_y=1,95\text{ m}; G = 4,93 \text{ KN/m}^2; Q=3,5\text{KN/m}^2$



III.3 Panneau de dalle

❖ Calcul a l'ELU Figure

✓ Calcul de chargement.

$q_u = (1.35 \times 4,93 + 1.5 \times 3,5) \times 1\text{ml} = 11,91 \text{ KN/ml}.$

$q_s = (4,93 + 3,5) \times 1\text{ml} = 8,43 \text{ KN/ml}; \rho = 0,72 \rightarrow$ dalle travaille selon les deux sens

Calcul de M_{x0} et M_{y0} :

$$\begin{cases} M_{0_u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0658 \times 11.91 \times 1.4^2 = 1,54 \text{ KN / ml} \\ M_{0_{ser}}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0719 \times 8,43 \times 1.4^2 = 1,19 \text{ KN / ml} \\ M_{0_{ser}}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.6043 \times 1,19 = 0,72 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

• Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

- En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^x = 0.85M_{0ser}^x = 1.01KN.m \\ M_{ser}^y = 0.85M_{0ser}^y = 0,61KN.m \\ M_u^x = 0.85M_{0u}^x = 1.31KN.m \\ M_u^y = 0.85M_{0u}^y = 0.6KN.m \end{array} \right.$$

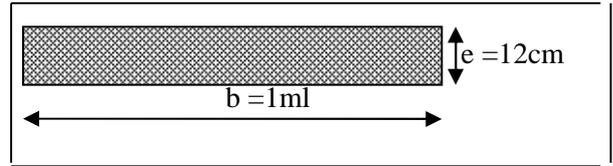


Figure III.4 section de la dalle pleine à ferrailer

- **En appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u^x = M_u^y = -0.3M_{0u} = -0,46KN.m \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.3M_{0ser} = -0.36KN.m \end{array} \right.$$

✓ **Calcul de la section d'armatures :**

- Le ferrailage de la dalle plein fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml
- $N_c \geq 3cm$ soit $c = 3cm$ qui donne $d = e - c = 9 cm$.

Tableau III.11 Ferrailage de la dalle sur 2 appuis (balcon)

Position	Sens	M KN.m	μ_{bu} 10 ⁻³	α 10 ⁻³	Z (m)	A _{Cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{Choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	1,31	11,37	14,29	0,09	0,42	1,68	4HA8=2,01	25
	Selon y	0,6	5,26	6,59	0,09	0,19	1,12	4HA8=2,01	25
En appuis	x = y	-0,46	4,01	5,02	0,09	0,15	1,33	4HA8=2,01	25

Avec : $A_{x_{min}} = 0.0008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e$
 $A_{y_{min}} = 0.0008 \times b \times e$

• **Vérification de ferrailage longitudinale**

$A_{ty} \geq A_{tx} / 4 = 0,55 cm^2$ $A_{ay} \geq A_{ax} / 4 = 0,5 cm^2$ OK

• **Vérification sur le diamètre des barres**

$\Phi \leq e/10 = 120/10 = 12 mm$

• **L'espace St**

Charge répartie et F.N Selon x : $\Rightarrow St \leq \min (2e ; 25 cm) = 25 cm$OK

Selon y : $\Rightarrow St \leq \min (2e ; 25 cm) = 25 cm$ OK

❖ Vérification à l'ELU

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = 6,58 \text{ KN} \quad ; \quad V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = 2,44 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0,073 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

❖ Vérification à l'ELS

➤ Vérification des contraintes

calcul de la section d'armatures :

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} : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

Tableau III.12 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	1,01	2,05	1744,5	1,19	15	Vérifiée
	Selon y	0,61	2,05	1744,5	0,72	15	Vérifiée
En appuis	x = y	-0,36	2,05	1744,5	0,42	15	Vérifiée

➤ Etat limite de déformation (la flèche)

Sens x-x :

- $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{140} = 0,086 > 0,0425 \Rightarrow$ la condition vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 9} = 0,002 > 0,005 \Rightarrow$ la condition vérifiée.

Sens Y-Y :

- $\frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{195} = 0,062 < 0,042 \Rightarrow$ la condition vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 9} = 0,002 > 0,005 \Rightarrow$ condition vérifiée

la flèche est vérifiée selon les deux sens (x et y) .

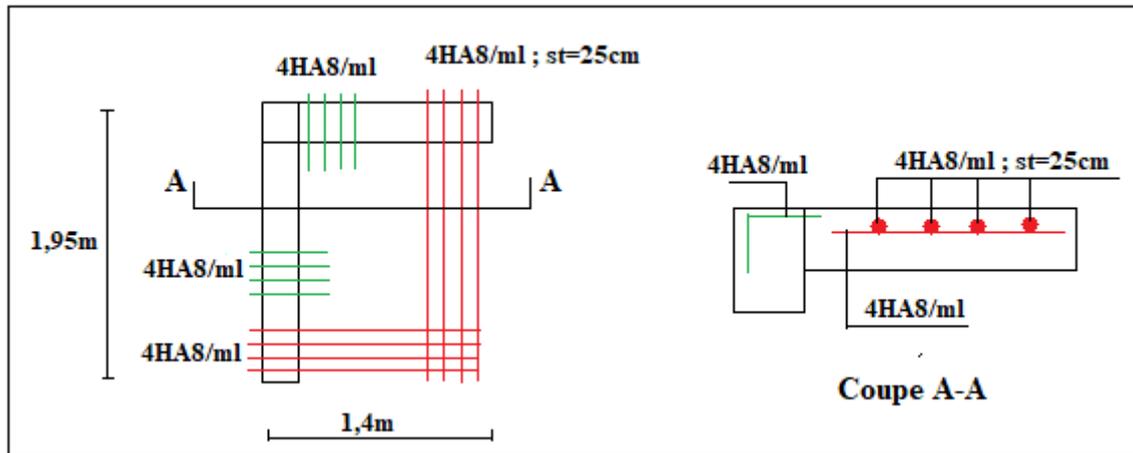


Figure III.5 Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis

Remarque :

- On prend un exemple panneau sur 4 appuis type (5) le plus défavorable et on ferraille les autres types des terrasses de la même manière.
- Pour le RDC on ferraille le panneau le plus défavorable et on opte le même ferrailage pour tous les panneaux.

Tableau. III.13 calcul des sollicitations.

Dalle	Chargement					Les moments			
	Sens	G (Kn/m ²)	Q (Kn/m ²)	P(KN)		Mt _x (KN.m)		Ma _x (KN.m)	
				ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
D2	x-x	5,93	1,5	10,26	7,43	20,36	14,75	-11,98	-8,68
	y-y					3,98	2,89	-2,34	-1,69
D3	x-x	7,13	1,5	11,88	8,63	3,23	2,34	-1,14	-0,82
	y-y					/	/	/	/
Dalle RDC	x-x	5,93	2,5	11,76	8,43	10,69	8,96	-6,29	-5,27
	y-y					9,04	8	-5,32	-4,71
DP autour assc	x-x	6,9	1	10,82	7,9	10,36	8,94	-3,65	-3,16
	y-y					9,41	8,39	-3,32	-2,96

Tableau III.14 Calcul du ferrailage à l'ELU

Type s	Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	
D2	Tra v	X-X	20,36	0,177	0,245	0,081	7,21	1,5	10HA10=7,85
		Y-Y	3,98	0,035	0,044	0,088	1,29	1,12	4HA8=2,01
	App	X-X	11,97	0,104	0,138	0,085	4,05	1,5	6HA10=4,71
		Y-Y	2,34	0,02	0,026	0,089	0,76	1,12	4HA8=2,01
D3	Travée	3,23	0,028	0,036	0,109	1,05	1,5	4HA8=2,01	
	appui	1,14	0,001	0,012	0,109	0,37	1,5	4HA8=2,01	
Dalle RDC	Tra	X-X	10,69	0,062	0,08	0,106	2,89	1,16	4HA10=3,14
		Y-Y	9,04	0,053	0,068	0,107	2,43	1,12	4HA10=3,14
	Ap	X-X	6,29	0,037	0,047	0,108	1,68	1,16	4HA8=2,01
		Y-Y	5,32	0,031	0,039	0,108	1,41	1,12	4HA8=2,01
Autour ascenseur	Tra	X-X	10,36	0,051	0,065	0,117	2,55	1,14	4HA10=3,14
		Y-Y	9,41	0,046	0,059	0,117	2,31	1,12	4HA10=3,14
	Ap	X-X	3,65	0,018	0,023	0,119	0,88	1,14	4HA8=2,01
		Y-Y	3,32	0,016	0,021	0,119	0,8	1,12	4HA8=2,01

:Pour D3 $A_{repa} = \frac{AS}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$ soit 4HA8 = 1,51cm²

Tableau III.15 Vérifications nécessaires

Dalle	Effort tranchant				Contraintes			St (cm)
	V_{max} (KN)	τ_u (Mpa)	τ_u^{adm} (Mpa)	sens	σ_{bc} (Mpa)		σ_{bc}^{adm} (Mpa)	
					Appui	travée		
D2	7,18	0,073	1,17	x-x	7,38	10,57	15	10
				y-y	1,99	3,39	15	25
D3	11,52	0,128	1,17	x-x	0,97	2,76	15	17
Dalle RDC	21,69	0,17	1,17	x-x	3,16	4,56	15	25
				y-y	3,08	5,24	15	25
DP autour ascen	15,38	0,11	1,17	x-x	1,64	3,93	15	25
				y-y	1,68	4,77	15	25

Tableau III.16 vérification de la flèche

Dalle	sens	$h/L_x > \text{Max}$ ($3/80; M_x^t/20M_0$)	$A_t/b \times d < 2/F_e$ $*10^{-3}$	Observation	f_{cal} (mm)	f_{adm} (mm)	observation
D2	x-x	$0.1 > 0.0427$	$4,035 < 5$	Non vérifiée	1,82	2,8	vérifiée
	y-y	$0.071 > 0.0425$	$1,44 < 5$	Non vérifiée	2,11	8,5	vérifiée
D3		$0.072 > 0.0425$	$1,44 < 5$	vérifiée	Pas nécessaire		
Dalle RDC	x-x	$0,028 < 0,0425$	$2,85 < 5$	Non vérifiée	10,37	10	Non vérifiée
	y-y	$0,028 < 0,0425$	$2,85 < 5$	Non vérifiée	9,6	10,4	vérifiée
DP autour ascen	x-x	$0,026 < 0,0425$	$2,24 < 5$	Non vérifiée	12,98	10,3	Non vérifiée
	y-y	$0,025 < 0,0425$	$2,24 < 5$	Non vérifiée	12,35	10,5	Non vérifiée

Remarque :

on remarque que la flèche n'est pas vérifiée dans la dalle RDC, selon le sens xx et DP autour de l'ascenseur selon les deux sens donc on doit augmenter la section d'acier.

Soit : DP RDC 4HA12= 4,52 cm²

Tableau III.17 Evaluation de la flèche dalle RDC

f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	observation
6,46	1,06	5,99	2,69	8,7	10,10	vérifiée

Soit : DP Autour d'ascenseur 5HA12= 5,65 cm² selon les deux sens

Tableau III.18 Evaluation de la flèche DP autour de l'ascenseur

f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	observation
9,84	1,25	5,89	4,51	9,98	10,30	vérifiée
9,58	1,26	5,62	4,25	9,69	10,50	vérifiée

Remarque : pour la dalle D₂ de la terrasse inaccessible on opte le même ferrailage que celle de l'étage.

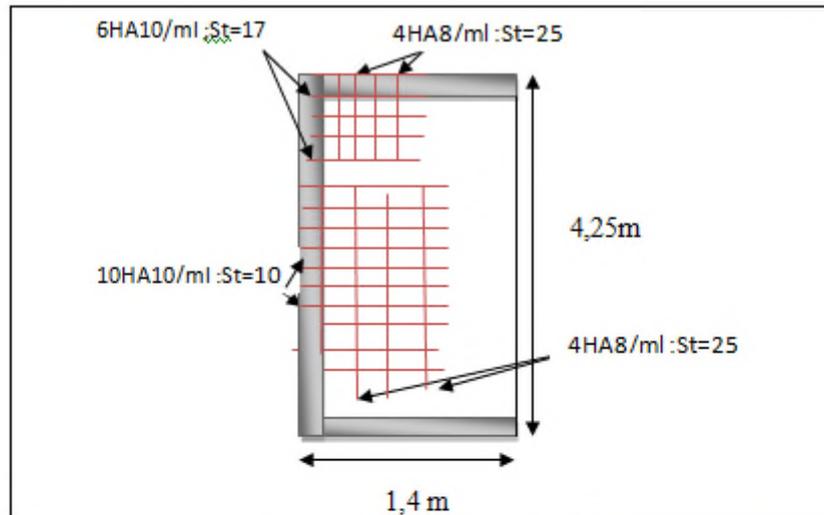


Figure III.6 Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis

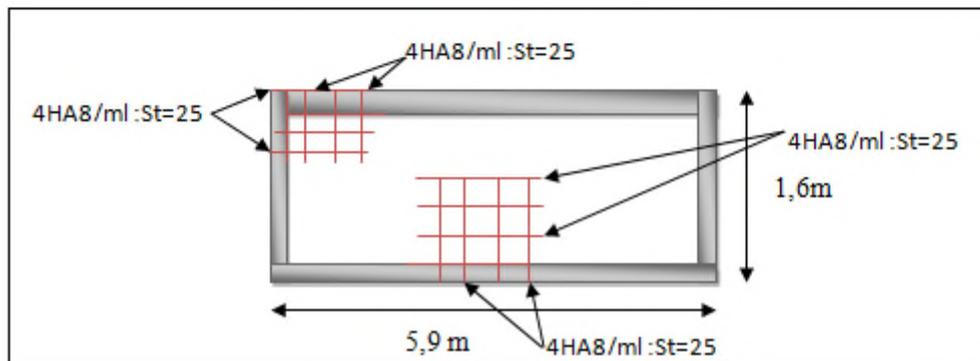


Figure III.7 Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

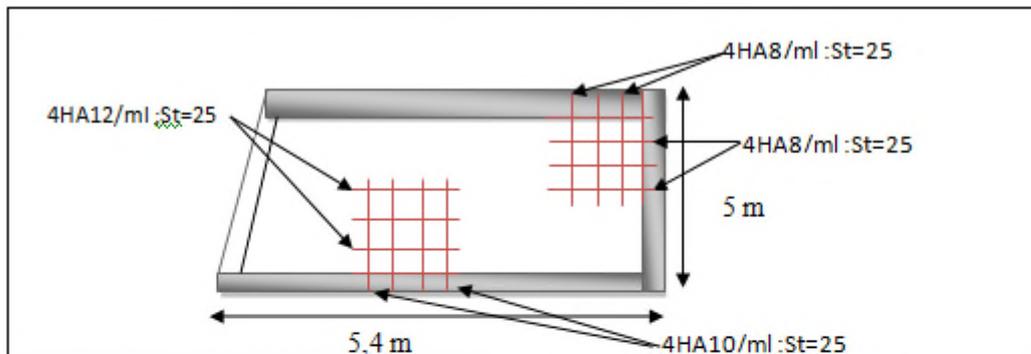


Figure III.9 Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis (dalle RDC)

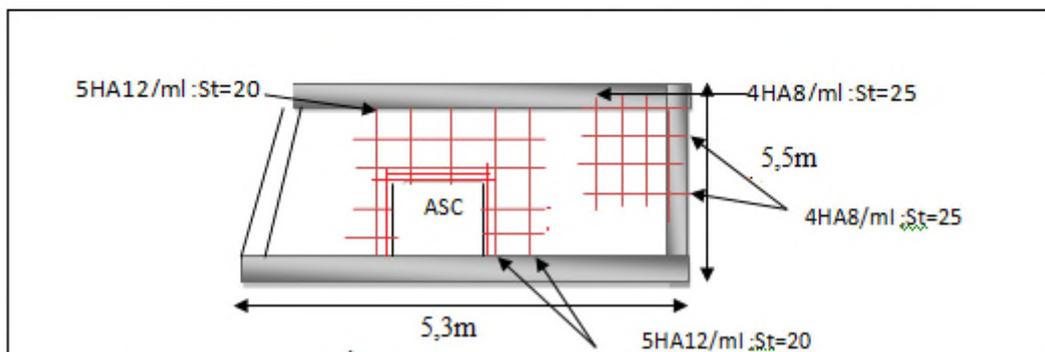


Figure III.9 Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis (dalle autour d'ascenseur)

III.3 étude de la poutre de chaînage

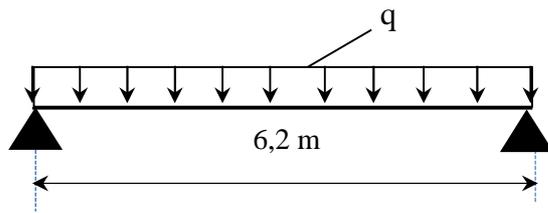


Figure. III.10 Schéma statique de la poutre de chaînage

. Dimensionnement

D'après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à $2/3$ de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour le plancher à dalle pleine, et pour reprendre le poids des cloisons.

❖ Condition de la flèche

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 39,33 \text{ cm} \leq h \leq 59 \text{ cm} \text{ avec } L_{\text{Max}} = 620 - 30 = 590 \text{ cm}$$

❖ Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = 30 \text{ cm ; } h = 40 \text{ cm}$$

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,3 \times 0,4 = 3 \text{ KN/ml}$.
- Poids du mur : $G_{\text{mur}} = 1 \text{ KN/m}^2$.
- Poids de dalle pleine $q_u = p_u \times l_x/2 = 11,58 \text{ KN}$. tel que $p_u = 11,88 \text{ KN/m}$
 $q_s = p_s \times l_x/2 = 8,41 \text{ KN}$ tel que $p_s = 8,63 \text{ KN/m}$

Combinaison de Charge :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 \times (3 + 1) + 11,58 = 16,98 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = 3 + 1 + 8,41 = 12,41 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moments isostatiques } \begin{cases} \text{ELU: } M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 73,88 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travée } \begin{cases} \text{ELU: } M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 62,79 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{ts} = 0,85 M_{0s} = 45,9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = -0,4 M_0 \begin{cases} \text{ELU: } M_{au} = -29,55 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{as} = -21,6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 50,1 \text{ KN}$$

Ferraillage :

Tableau III.19: Ferraillage 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	62,29	0,101	0,133	0,36	4,97	1,38	3HA12+3HA10=5,75
En appuis	29,55	0,048	0,062	0,37	2,29	1,38	3HA12=3,39

➤ Vérifications à ELU :

✓ Effort tranchant

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{50,1 \times 10^3}{0,3 \times 0,38} = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\text{F.P.N} \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MP}$$

✓ Calcul des armatures transversales :

Selon le (Art A.7.2, 2) BAEL91/99 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = 10\text{mm}. \leftrightarrow (1\text{cadre} + 1\text{étrier}) \text{ HA8} \Rightarrow A_t = 4\text{HA8} = 2,01\text{cm}^2.$$

✓ L'espacement (CBA art A.5.1.2.2)

1) $S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 34,2\text{cm}.$

2) $S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 0\text{cm}.$

3) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_t \leq 67\text{cm}.$ D'après l'article 9.3.3 de RPA2003 exige un espacement $S_t \leq \min(h ; 25 \text{ cm}).$ on prend $S_t = 15\text{cm}.$

➤ Vérification à l'ELS

Tableau III.20 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	45,9	12,18	75569,82	7,4	15
En appuis	21,6	9,78	49849,75	4,24	15

➤ Vérification de la flèche

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=40 \text{ cm} < 50,15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 5,75 \text{ cm}^2 < 11,97 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

3) $L = 5,9 \text{ m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

La première condition n'est pas observée, donc on doit vérifier la flèche à l'ELS

Tableau. III.21 Vérification de la flèche

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)		
<i>J</i>	7,4	<i>M_j</i>	27,37	σ_{stj}	140,25	<i>f_{ji}</i>	2,95	
<i>g</i>	11,13	<i>M_g</i>	41,12	σ_{stg}	210,09	<i>f_{gi}</i>	5,95	
<i>p</i>	12,63	<i>M_p</i>	46,71	σ_{stp}	239,37	<i>f_{pi}</i>	7,23	
							Δf	9,34

$f^* = \frac{l}{1000} + 0,5 = 10,9 \text{ mm}$ la condition de la flèche est vérifiée.

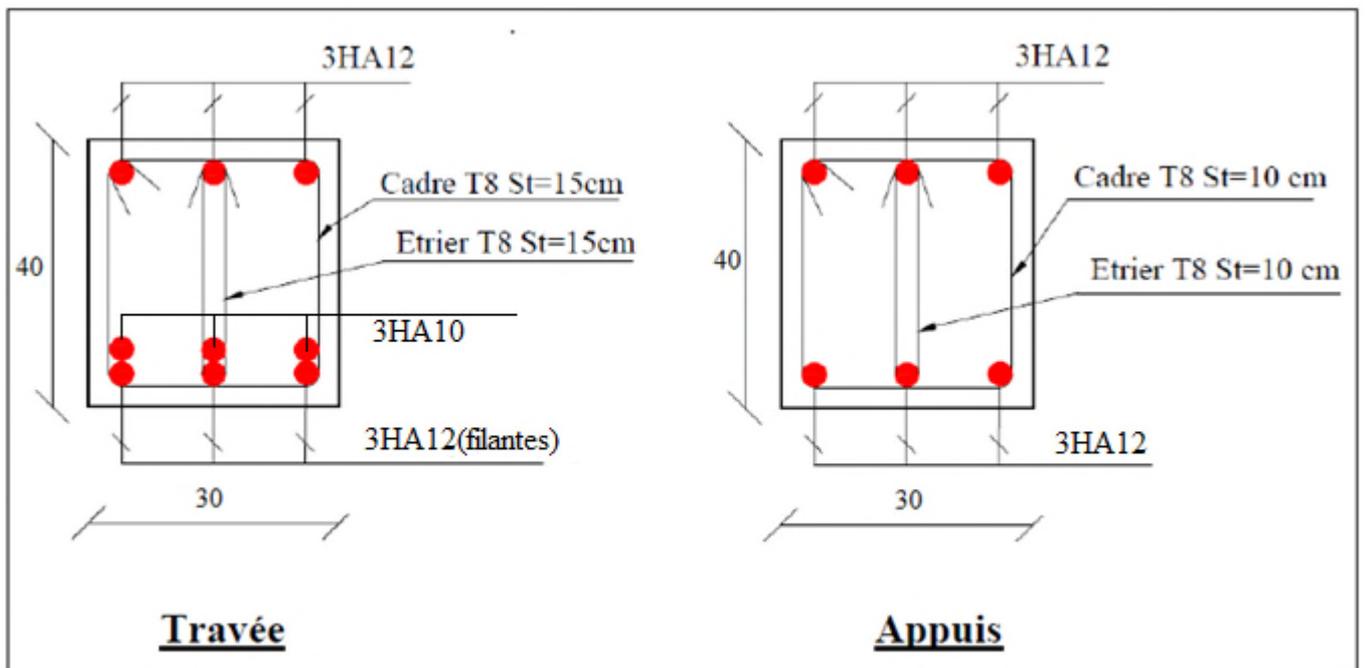


Figure. III.10 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.4 Etude de l'acrotère :

❖ **Poids propre :**

$$G_0 = 25 \times S_{acr} = 25 \times 0,0685 = 1,71 \text{ KN}$$

$$G^{rev} = 18 \times 0,03 = 0,54 \text{ KN}$$

D'où, la charge totale est $G = W_p = 2,25 \text{ KN}$

❖ **charge d'exploitation**

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

❖ **Force sismique**

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale ;} \\ W_p = 2,25 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{cases}$$

Donc, $F_p = 1,08 \text{ KN}$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$\text{Calcul du centre de gravité : } \begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 6,2 \text{ cm} \\ Y_G = 33,01 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est sollicité par :

$$\begin{cases} MG = 0 \text{ KN} \\ MQ = Q * H = 0,6 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,36 \text{ KNm} \end{cases} \quad \begin{cases} NG = 2,25 \text{ KN} \\ NQ = 0 \text{ KN} \\ N_{Fp} = 0 \text{ KNm} \end{cases}$$

Tableau III.22 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)	2,25	3,04	2,25
M (KN .m)	0,96	0,9	0,6

a) Ferrailage de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire qui n'influe pas sur la sécurité de la structure et ne dépend pas de l'importance de l'ouvrage, son ferrailage est standard en général et souvent ferrillée par le minimum (CBA93. Art A.4.2.1).

$$N_{ELU} = 3,04 \text{ KN.} ; M_u = N_u \times e = 3,04 \times 0,325 = 0,988 \text{ KN.m} \rightarrow A_1 = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$N_{acc} = 3,04 \text{ KN.} ; M_a = N_a \times e = 2,25 \times 0,456 = 1,026 \text{ KN.m} \rightarrow A_2 = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$N_s = 3,04 \text{ KN.} ; M_s = N_s \times e = 2,25 \times 0,296 = 0,734 \text{ KN.m} \rightarrow A_3 = 0,26 \text{ cm}^2$$

b) Vérification à l'ELU

▪ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2 .$$

$$A = \max (A_1 ; A_2 ; A_3 ; A_{\min}) = A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

▪ Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ Cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA}6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

▪ Espacement

$$\text{Armatures principale : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 25 \text{ cm}.$$

$$\text{Armatures de répartitions : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 25 \text{ cm}.$$

▪ Vérification au cisaillement

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

$$\tau \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(2,5 ; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5 \text{ Mpa} .$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1,08 + 1 \Rightarrow V_u = 2,08 \text{ KN}.$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau = \frac{2,08}{1 \times 0,08} \times 10^{-3} = 0,026 < \bar{\tau} = 2,5 \rightarrow \text{Vérifié}.$$

c) Vérification à l'ELS

Les vérifications à effectués dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

❖ Contrainte limite de l'acier et du béton.

$$d = 0,08 \text{ m} ; N_{ser} = 2,25 \text{ KN} ; M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m} ; \eta = 1,6 \text{ pour les HR}.$$

▪ **Contrainte limite de l'acier**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t}; \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t}. \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}.$$

On a F.N $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}) = \min(266,67; 201,6) = 201,6 \text{ Mpa} .$

▪ **Position de l'axe neutre**

$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0,6}{2,25} = 0,27 \text{ m} > \frac{h_0}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc la Section est partiellement comprimée.

▪ **Position de centre de poussée**

D'après la convention de singe illustrée par le schéma à coté on a :

$$y = y_c + c ; \quad c = e_G - \frac{h_0}{2} \Rightarrow 0,27 - 0,05 = 0,22 \text{ m} \quad \text{On a N (compression) donc } c = - 0,22 \text{ m}$$

Après calcul on obtient : $y_c = 0,2306 \Rightarrow y = 0,0106 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 4,16 \times 10^{-5}$$

$$\text{d'où } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{2,25 \times 10^{-3}}{4,16 \times 10^{-5}} \times 0,0106 = 0,573 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,573 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{15 \times 2,25 \times 10^{-3} (0,08 - 0,0106)}{4,16 \times 10^{-5}} = 56,3 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ MPa}$$

➤ **Schéma de ferrailage**

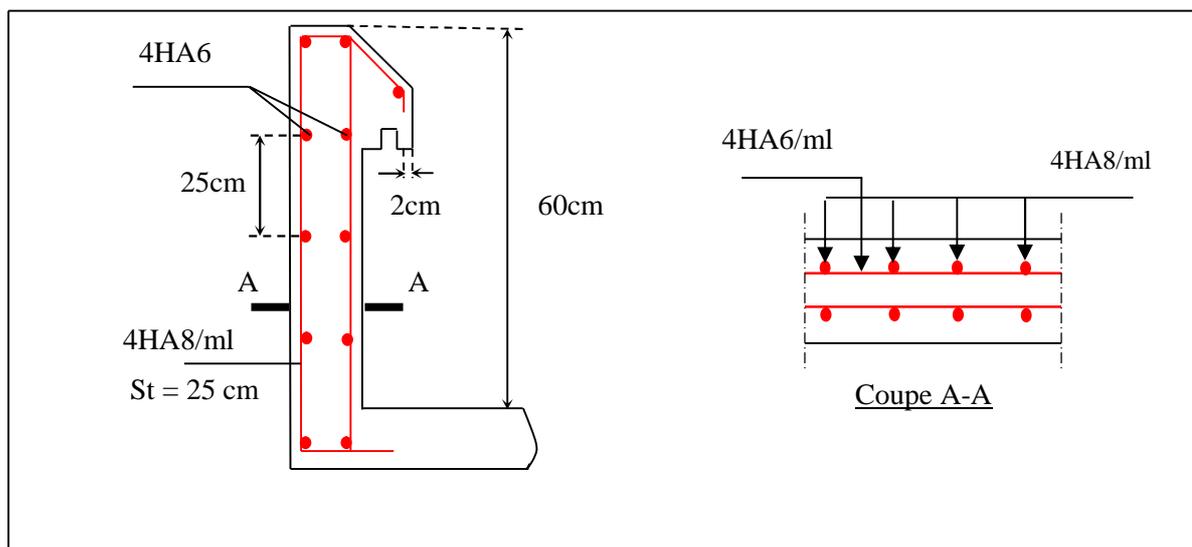


Figure. III.12 Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.5. Etude des escaliers :

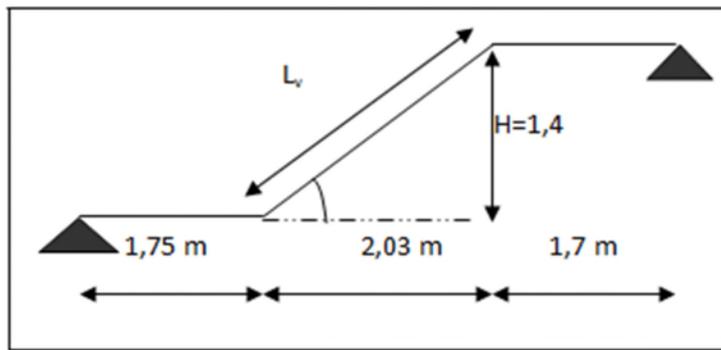


Figure. III.13 Schéma statique de l'escalier

❖ Les charges

$$\text{Volée: } \begin{cases} G_v = 9,58 \text{KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{Palier: } \begin{cases} G_p = 6,43 \text{KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ Combinaison de charges

❖ Sur la volée :

$$\text{ELU : } q_v^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 16,68 \text{KN/ml. ; ELS : } q_v^s = G + Q = 12,08 \text{KN/ml.}$$

❖ Sur le palier:

$$\text{ELU : } q_p^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 12,43 \text{KN/ml. ; ELS : } q_p^s = G + Q = 8,93 \text{KN/ml}$$

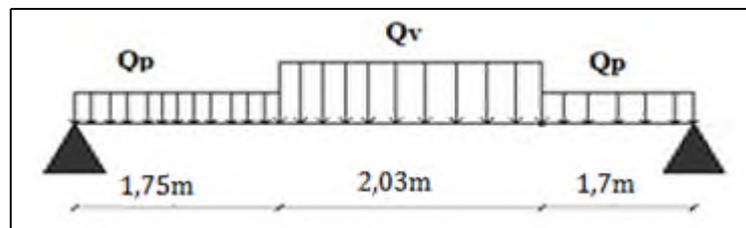


Figure III.14. Schéma statique des sollicitations sur l'escalier

Réaction d'appuis : le calcul se fera par la méthode RDM.

ELU :

$$\sum F_V \Rightarrow R_A + R_B = 76,74 \text{KN. } \sum M/A = 0 ; R_B^u = 38,4 \text{ KN. ; } R_A^u = 38,33 \text{ KN.}$$

$$R_B^u = 1,715qp + 1,025qv .$$

$$R_A^u = 1,734qp + 1,006qv$$

• **A ELS:** de la même manière qu'à l'ELU on trouve:

$$R_B^s = 27,7 ; R_A^s = 27,64 \text{KN.}$$

❖ Effort tranchant et moment fléchissant:

✓ Tronçon 1 :

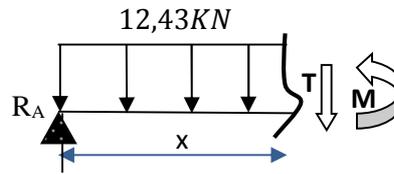
$$0 \leq x \leq 1,75\text{m}$$

$$M(x) = -12,43 \frac{x^2}{2} + 38,33x$$

$$T(x) = -12,43x + 38,33$$

$$T(0) = 38,33 \text{ KN}$$

$$T(1,75) = 16,58 \text{ KN}$$



$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} T(max) = 38,33 \text{ KN} \\ M(max) = 48,044 \text{ KN.m} \end{cases}$$

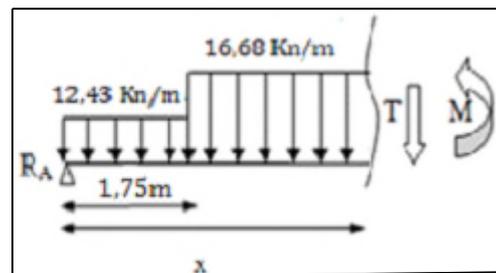
$$M(1,75) = 48,044 \text{ KN.m}$$

Tronçon 2:

$$1,75 = x = 3,78\text{m}$$

$$M(x) = -8,34x^2 + 45,77x - 6,51$$

$$T(x) = -16,68x + 45,77$$



$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,744$$

$$T(1,75) = 16,58 \text{ KN}$$

$$T(3,78) = -17,28 \text{ KN}$$

$$M(1,75) = 48,046 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} T(max) = -18,97 \text{ KN} \\ M(max) = 56,29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(3,78) = 47,335 \text{ KN.m}$$

$$M(2,744) = 56,29 \text{ KN.m}$$

On trouve : $M^{max}(2,744) = 56,29 \text{ KN.m}$; $V^{max} = R_B = 38,4 \text{ KN}$.

❖ Calcul des moments réels

$$M_t^{max} = 0,85 \times 56,29 = 47,85 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a^{max} = -0,4 \times 56,29 = -22,52 \text{ KN.m}$$

❖ Ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section $(b \times h) = (100 \times 20) \text{ cm}^2$.

Soit FPN; $e = 20 \text{ cm}$; $C = 2 \text{ cm}$. $d = 18 \text{ cm}$.

Tableau III.23 Résultats des ferrillages des volées pour tous les niveaux

Zone	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Travée	47,85	0,104	0,138	0,170	8,09	2,17	6HA14=9,24	20
Appui	22,52	0,049	0,063	0,175	3,70	2,17	5HA10=3,93	25

$A_{cal} > A_{min}$ la condition est vérifiée, donc le ferrillage est satisfait.

- Vérifications

- ❖ Calcul à ELU

- ❖ Vérification de l'effort tranchant: $V^{max} = 38,4 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{38,4 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,213 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \text{verifiée}$$

donc on a pas besoin des armateurs transversales.

- Calcul des armatures de répartition :

En travée : $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = 2,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$; On choisit : 5HA8 = 2,51 cm²/ml ; st = 25cm

En appuis : $A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit : 4HA8 = 2,01 cm²/ml ; st = 33cm

- Vérification des espacements : les escaliers sont a l'abri des intempéries (FPN) donc :

- a) Sens principale :

En travée : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

En appuis : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

- b) Sens secondaire :

Armature de répartition : $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

- ❖ Calcul à l'ELS

- Vérification des contraintes dans le béton

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

En appliquant la méthode des sections de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

$$M_0^{max}(2,744) = 40,66 \text{ KN.m}$$

moments réels :

- En travée

$$A_s = 9,24 \text{ cm}^2 ; M_{t_{ser}}^{max} = 0,85 \times 40,66 = 34,56 \text{ KN.m} ; Y = 5,8124 \text{ cm} ;$$

$$I = 27132,85 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{40,66 \times 5,8124}{27132,85} \times 10^3 = 9,19 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

• **En appui**

$$A_S = 3,93 \text{ cm}^2 ; M_{a\text{ser}}^{max} = -0,4 \times 40,66 = -16,26 \text{ KN.m} ; Y = 4,055 \text{ cm} ;$$

$$I = 13686,14 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{16,26 \times 4,055}{13686,14} \times 10^3 = 4,82 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

➤ **Vérification de la flèche**

$$1. \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{-1}{16}; \frac{M'_x}{10 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{0,2}{5,48} = 0,036 < 0,075 \Rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

✓ La première condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible est : $f_{adm} = 0,5 + \frac{L}{1000} = \frac{548-30}{1000} = 1,018 \text{ cm}.$

Tableau III.24 Evaluation de la flèche dans la partie de l'escalier

Données (KN/m)			Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
	Volée	Palier						
J	7,995	5	Mj	23,06	σstj	155,37	fji	4,6
G	9,58	6,43	Mg	28,00	σstg	188,66	fgi	6,4
							fgv	12,15
P	12,08	8,93	Mp	35,96	σstp	242,29	fpi	9,46

Après le calcul, on trouve : $f = 10,61 \text{ mm} > f^{adm} = 10,18 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$

Solution : on augmente la section de ferrailage pour la travée .

Soit en travée : 6HA16=12,06cm²/ml

donc : $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = 3,015 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit : 4HA10=3,14cm²/ml avec st=33cm.

Après calculs on trouve :

$$f = 8,52 \text{ mm} > f^{adm} = 10,18 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée} .$$

Ferraillage final :

Tableau III.25 Résultats de ferraillage final des volées pour tous les niveaux

Zone	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)	A_{rep} (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	2,17	6HA16=12,06	20	4HA10=3,14	33
Appui	2,17	5HA10=3,93	25	4HA8=2,01	33

❖ **Schéma de ferraillage:**

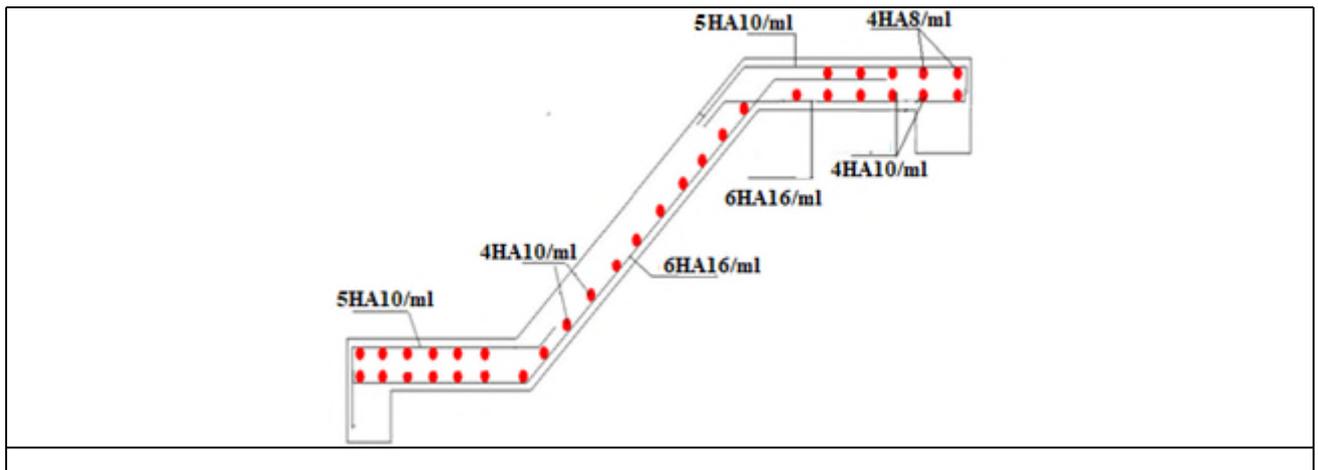


Figure.III 125 Schéma de ferraillage de l'escalier

III.6 Etude de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à son poids propre, la charge transmise par le mur en double cloisons et La charge transmise par l'escalier qui représente la réaction au point B calculée déjà.

Dimensionnement :

Condition de RPA.VII.7.5 :

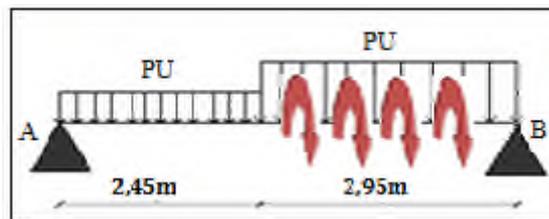


Figure III.16: Schéma statique de la poutre palière

Condition de la flèche :

$$L=540\text{cm} ; \quad \frac{l}{15} < H < \frac{l}{10} \quad \rightarrow \quad 36 < H < 54 \text{ cm}$$

On prend: $h=45\text{cm}$; $b=30\text{cm}$

a) Les charges sur la poutre :

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0,3 \times 0,45 \times 25 = 3,375 \text{ KN/ml}$$

Le poids de mur : $g_{mur} = 2,74 \times 1 = 2,74 \text{ KN/}$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B

$$\text{ELU : } R_B = 38,4 \text{ KN ; } \quad \text{ELS : } R_B = 27,68 \text{ KN}$$

• **Les sollicitations**

1) ELU :

$$P_u = 1.35 (g_0 + g_{mur}) + R_B \rightarrow P_u = 46,66 \text{ KN/m}$$

$$P' = 1.35 (g_0 + g_{mur}) \rightarrow P' = 8,26 \text{ KN/m}$$

2) ELS :

$$P_s = g_0 + g_{mur} + R_B = 33,8 \text{ KN/m}$$

$$P'_s = g_0 + g_{mur} = 6,115 \text{ KN/m}$$

Calcul des efforts internes :

➤ **A L'ELU :** le calcul se fera par la méthode RDM.

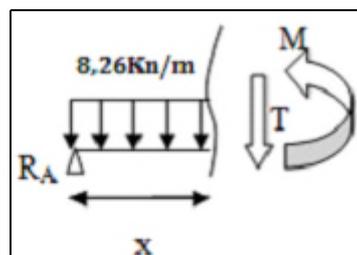
$$\sum F_V \Rightarrow R_A + R_B = 157,88 \text{ KN. } \quad \sum M/A = 0 \quad ; \quad R_B^u = 104,64 \text{ KN.}$$

$$R_A^u = 53,24 \text{ KN.}$$

✓ **Tronçon 1 :** $0 = x = 2,45\text{m}$

$$T(\text{max}) = 53,24 \text{ KN}$$

$$M(\text{max}) = 105,65 \text{ KN.m}$$



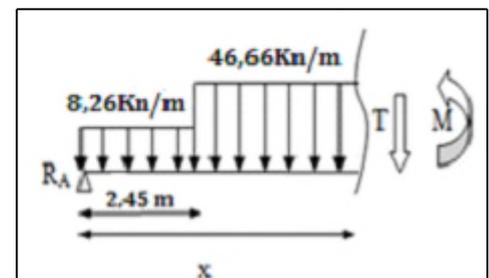
✓ **Tronçon 2 :**

$$2,45 = x = 5,4\text{m}$$

$$M_x = -23,33x^2 + 147,32x - 115,25$$

$$T(x) = -46,66x + 147,32$$

$$T(x) = 0 \quad x = 3,157\text{m}$$



$$M(3,157) = 117,32 \text{ KN.m}$$

$$T(\text{max}) = -104,64 \text{ KN}$$

$$M(\text{max}) = 117,32 \text{ KN.m}$$

Donc : $V_u = R_B = 104,64 \text{ KN}$
 $M(\text{max}) = 117,32 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul des moments réels**

$$M_t^{\text{max}} = 0,85 \times 117,32 = 99,72 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a^{\text{max}} = -0,5 \times 117,32 = -58,66 \text{ KN.m}$$

➤ **A ELS:** de la même manière que à l'ELU on trouve:

$$R_B^S = 75,87 \text{ KN.} \quad ; \quad R_A^S = 38,82 \text{ KN.}$$

$$M_{\text{ser}}(\text{max}) = 85,17 \text{ KN.m}$$

moments réels :

$$M_t^{\text{ser}} = 0,85 \times 85,17 = 72,39 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a^{\text{ser}} = -0,5 \times 85,17 = -42,59 \text{ KN.m}$$

b) Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple :

$$b=40\text{cm} ; h=45\text{cm} ; d=43\text{cm} ; f_{c28}=25\text{Mpa} \quad , \quad f_{bu}=14.2\text{MPa} \quad , \quad f_{st}=348\text{MPa}.$$

Tableau III.26 Résultats des ferrailages de la poutre palière

	M (KN .m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)
En travée	99,72	0,1266	0.17	0,4	7,16
En appuis	58,66	0,0745	0.0968	0.413	4,08

Exigence du RPA art7.5.2.1:

$$A_{\text{min}} = 0.5\% \ b \times h = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{104,64 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,43} = 0,81 \text{ MPa} \leq \tau^{\text{adm}} = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) \text{ MPa}$$

$$= 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \text{verifiée}$$

c) Calcul d'armature à la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier

C'est le moment d'appui de l'escalier $M_a^{\text{max}} = -22,52 \text{ KN.m}$

$$M_{\text{tor}} = -M_a^{\text{max}} \times \frac{L}{2}$$

Avec L : longueur du palier = 2,95m

$$M_{\text{tortion}} = 33,22 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **(Art A.5.4.2 .2) [4]**

- U : périmètre de la section
- Ω: air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_l : section d'acier

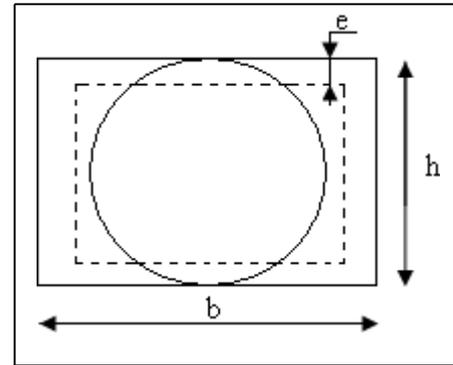


Figure III.17 : Section creuse équivalente

$$e = \varnothing / 6 = b/6 = 6,67 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.1277 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1,43 \text{ m}^2$$

Les moments à prendre sont les moments d'appui de l'escalier.

$$A_l^{tors} = \frac{M_a^{tors} \times U \times \gamma_s}{2\Omega \times f_e} = 5,3 \text{ cm}^2$$

d) Section d'armature longitudinale à prendre :

- **En travée :**

$$A^t = A^{F.S} + \frac{A^{tors}}{2} = 7,16 + \frac{5,35}{2} = 9,84 \text{ cm}^2 > A^{min} = 6,75 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA16+3HA14=10,65 cm²

- **En Appui :**

$$A^a = A^{F.S} + \frac{A^{tors}}{2} = 4,08 + \frac{5,35}{2} = 6,755 \text{ cm}^2 > A^{min} = 6,75 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A → **soit : 6HA12= 6,79 cm²**

On doit vérifier la condition suivante :

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On vérifie que : $\tau_u \leq \tau^{adm}$

$$\tau_u = \sqrt{(\tau_{FS})^2 + (\tau_t)^2} \text{ contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant. [Art A.5.421 BAEL91].}$$

On a $\tau_{FS}=0,81 \text{ MPa}$

$$\tau_t = \frac{M^{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot e} = \frac{33,22 \times 10^{-3}}{2 \times 0,1277 \times 0,0667} = 1,95 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u^{tot} = 2,11 \text{ MPa} < \tau^{adm} = 3,33 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

$$A_{trans}^{tot} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tors}$$

➤ **Flexion simple :**

$$A_{trans}^{F.S} \geq \frac{0,4 \times b \times s_t}{f_e} \geq 0,45 \text{ cm}^2 \quad A_{trans}^{FS} \geq \frac{b \times s_t \times (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} \geq 0,225 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans}^{F.S} = \max[0,45 ; 0,225] \text{ cm}^2 \rightarrow A_{trans}^{F.S} = 0,45 \text{ cm}^2$$

➤ **Torsion:**

$$A_{trans}^{Tor} = \frac{M^{tor} \times s_t}{2 \times \Omega \times F_e} = 0,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{tran}^{total} = 0,45 + 0,49 = 0,94 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4 HA8 = 2,01 cm²

soit : un cadre Ø8 + 1 étrier Ø8 . avec St = 15 cm

Armatures minimales :

$$A_{min} = 0,4 \cdot e \cdot U / f_e = 0,4 \times 6,67 \times 143 / 400 = 0,95 \text{ cm}^2 < A^T = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

A partir des conditions de CBA 93 les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(34,2 ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq A^T \times f_e / (0,4b) = 27,25\text{cm}$$

A partir d'art 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respectées les conditions suivantes :

- Zone courante : $S_t \leq h/2 = 22,5\text{cm}$
- Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4 ; 12 \Phi_t) = 10\text{cm}$

On opte pour les espacements suivants :

- Zone courante : $S_t = 20\text{cm}$
- Zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$

❖ **Vérification a l'ELS :**

➤ **Vérification de la contrainte du béton :**

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

• **En travée :**

Calcul de I et y : $\frac{b}{2} y^2 + 15 (A + A')y - 15(A \times d + A' \times d') = 0$

y = 16,73 cm I = 157071,62 cm⁴

$\sigma_{bc} = 7,71MPa \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$ vérifiée

• **En appui :**

y = 14,03 cm I = 113095,5 cm⁴

$\sigma_{bc} = 5,28MPa \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$.

➤ **Vérification de la flèche :**

1. $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{-1}{16}; \frac{M'_x}{10 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{0,45}{5,4} = 0,083 < 0,085 \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée.

2. $A \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \Leftrightarrow 10,65 \leq 18,06$ vérifiée

La première condition n'est pas observée, donc on doit vérifier la flèche.

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible est : $f_{adm} = 0,5 + \frac{L}{1000} = \frac{540}{1000} = 1,04 \text{ cm} = 10,4 \text{ mm}$

Tableau III.27 évaluation de la flèche de la poutre palière

Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
<i>Mj</i>	52,62	<i>σstj</i>	132,01	<i>fji</i>	2,29
<i>Mg</i>	62,18	<i>σstg</i>	155,99	<i>fgi</i>	3,01
				<i>fgv</i>	5,96
<i>Mp</i>	75,48	<i>σstp</i>	189,36	<i>fpi</i>	4,06

Après le calcul, on trouve : $f = 4,72 \text{ mm} < f^{adm} = 10,4 \text{ mm}$ vérifiée.

Schéma de ferrailage de la poutre palière :

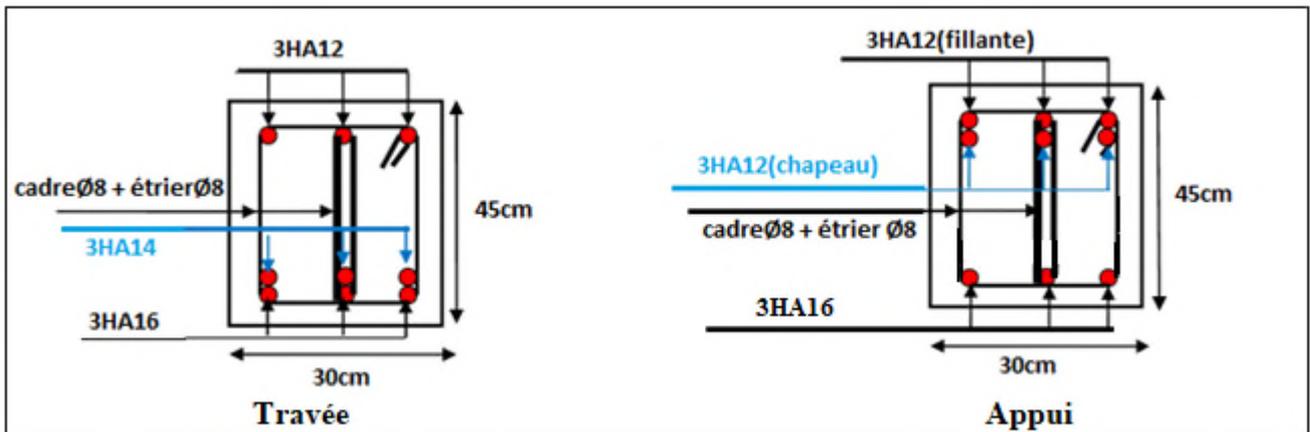


Figure III.18 Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.7 Conclusion :

Le but de ce chapitre a été la détermination des sections d'acier nécessaires pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre structure présente un type d'escalier et trois types de dalles pleines, Dans ce chapitre il a été procédé à étude et ferrillage.

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1 Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. L'étude a été faite avec ETABS V.16 qui est un logiciel de calcul et d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

IV.2 Méthodes de calcul :

Les règles parasismiques algériennes (*RPA99/Version2003*) donnent deux méthodes de calcul :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

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 (discontinuité d'éléments porteurs) 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 équivalente 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 :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{Article 4.2.3 (RPA99/Version 2003)}$$

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 $\Rightarrow A=0.15$

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 suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \text{ Avec } \xi : \text{ Pourcentage d’amortissement critique donner par le Tableau 4.2}$$

de RPA99/Version2003 $\Rightarrow \xi = ((10 + 7) / 2) = 8.5 \% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.816$

T1 et T2: période caractéristique relative au sol, est donnée par le tableau 4.7 (RPA99/version 2003)

On a site très meuble (S4) donc $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.7s \end{cases}$

➤ **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 $h_N = 24,6m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0,05$.

$$T = 0.05 \times (24,6)^{\frac{3}{4}} = 0.552s.....(I)$$

$$\text{et } T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

$L_{X, Y}$: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x=17,1m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$L_y= 25,4m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

- Calcul de la période suivant l'axe longitudinal (x) :

$$T_x = \frac{0.09 \times 24,6}{\sqrt{17,1}} = 0,535s \dots \dots \dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable : $T_x=0,535s$

- Calcul de la période suivant l'axe transversal (y) :

$$T_y = \frac{0.09 \times 24,6}{\sqrt{25,4}} = 0,44s \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable : $T_y=0,44 s$.

$$T_2 = 0,7s \geq T_{sx} = 0,521s \quad d'ou \quad 2,5 \times n = 2,5 \times 0,816 \quad donc : D_x = 2,04$$

$$T_2 = 0,7s \geq T_{sy} = 0,44 \quad d'ou \quad 2,5 \times n = 2,5 \times 0,816 \quad donc : D_y = 2,04$$

Q : facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q \quad Avec : P_q \text{ est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité } q \text{ " est satisfait}$$

ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de RPA99/ Version 2003.

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq

Critère Q	Valeurs de Pq Selon x-x		Valeurs de Pq 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 : $Q_x = 1,20$
 $Q_y = 1,20$

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

$\beta = 0,2$ {pour les étages à usage d'habitation.....Tableau 4.5 du RPA99/ Version 2003}

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

W_{Qi} : charges d'exploitation.

A partir des résultats du logiciel **ETABS V.16** on a trouvé :

$W_{Gi} = 23787,4466 \text{ KN}$.

$W_{Qi} = 4103,632 \text{ KN}$.

Donc: $W_{tot} = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 23787,4466 + 0,2 \times 4103,632 = 24608,173 \text{ KN}$

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{sens } X - Y : V_x = V_y = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 1807,224 \text{ KN}$$

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.

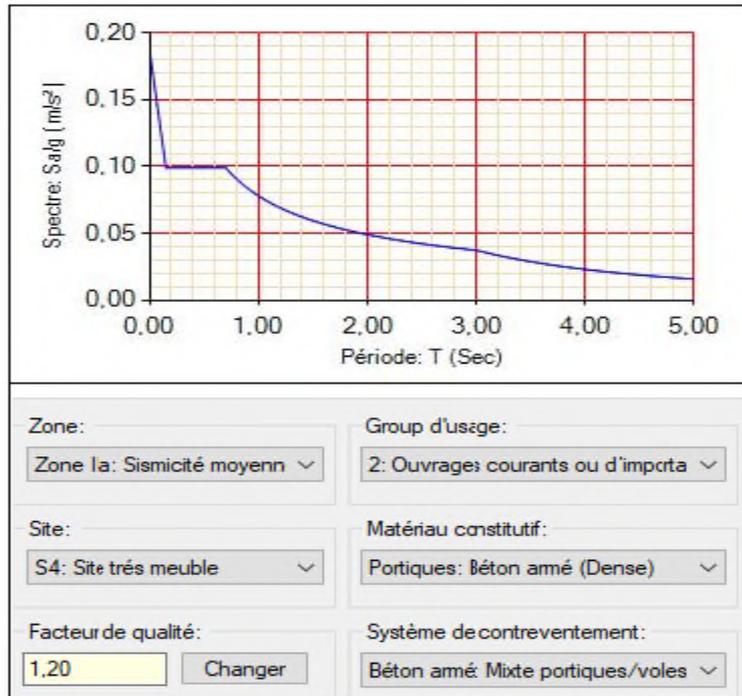


Figure IV.1. Spectre de réponse sens x et y

IV.6. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification de dimensions des poteaux et 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 :

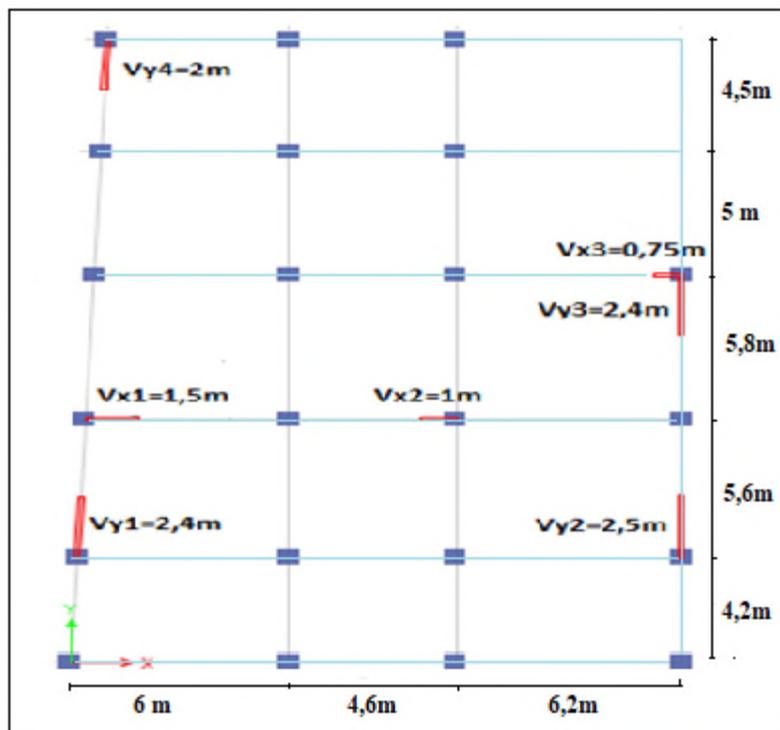


Figure IV.1 Schéma de disposition des voiles.

❖ Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS 2016

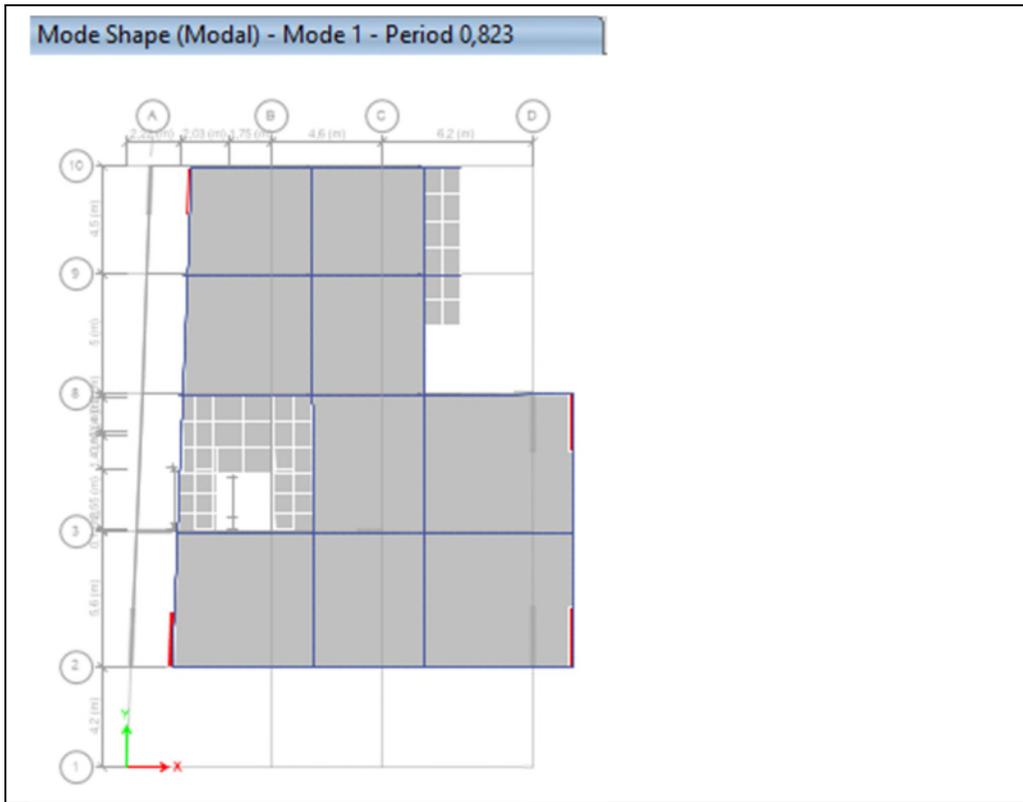


Figure IV.3 1^{ère} mode de déformation (translation suivant x-x)

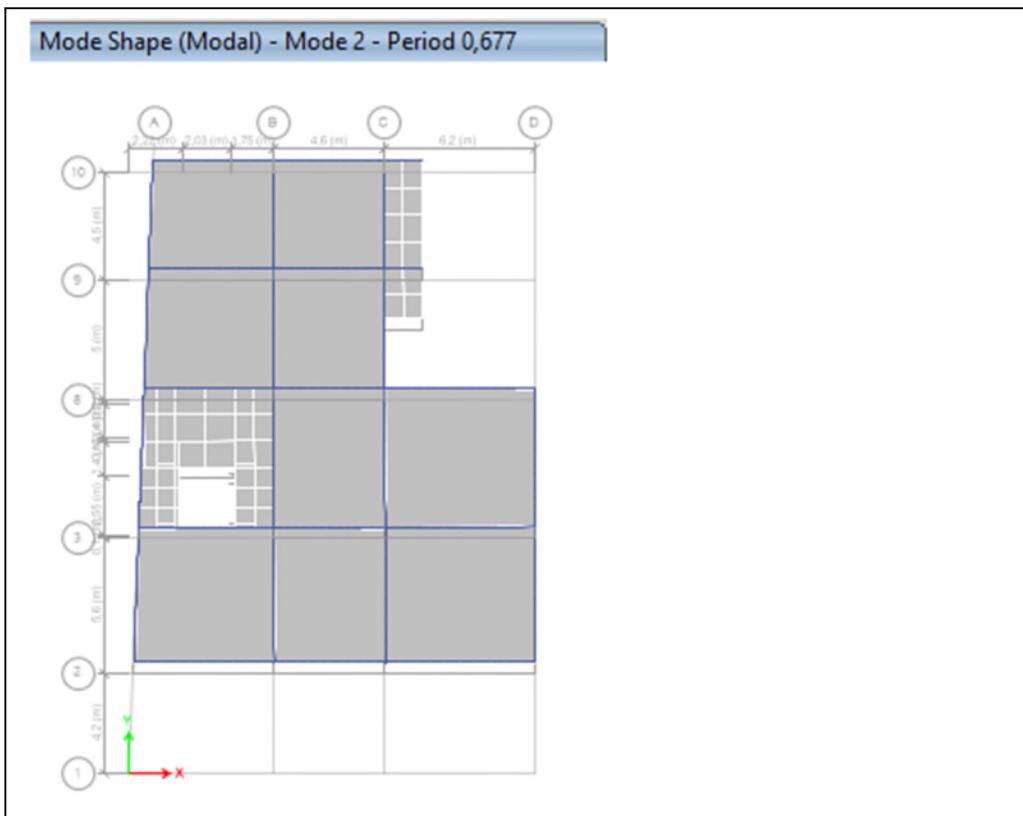


Figure IV.4. 2^{ème} mode de déformation (translation suivant y-y)

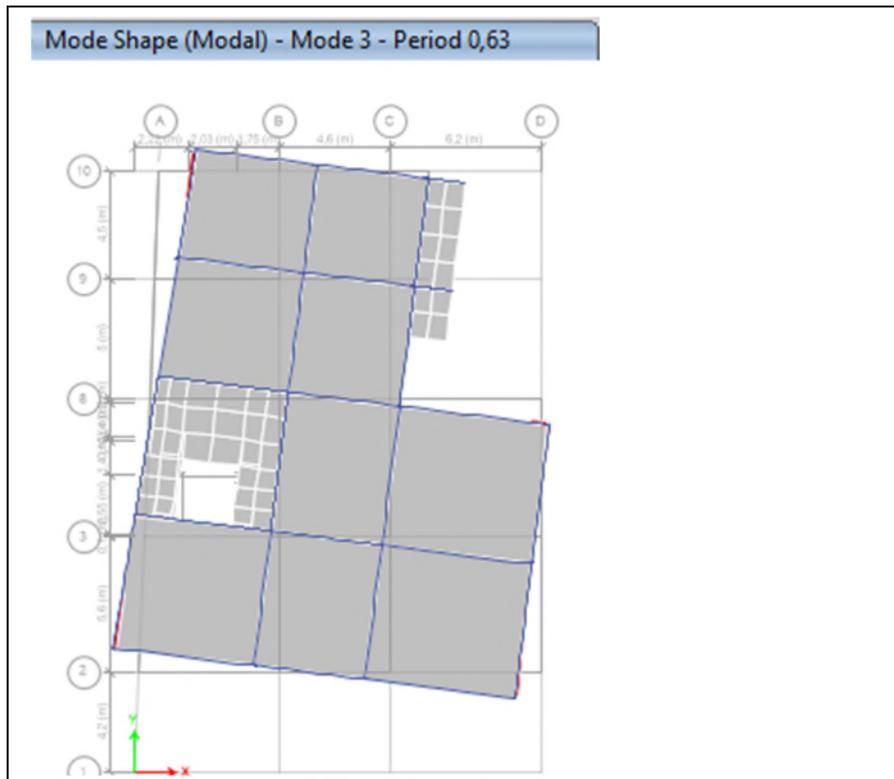


Figure IV.5. 3^{ème} mode de déformation (torsion autour de z-z)

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	0,823	0,7022	0,0009	1,538E-05	0,7022	0,0009	1,538E-05
2	0,677	0,001	0,6601	0,0002	0,7032	0,661	0,0002
3	0,63	0,0004	0,0011	5,863E-07	0,7036	0,6621	0,0002
4	0,295	0,1432	0,0002	0,0001	0,8468	0,6623	0,0002
5	0,213	9,744E-06	0,085	0,0002	0,8468	0,7472	0,0005
6	0,194	0,0005	0,0926	0,0005	0,8473	0,8398	0,0009
7	0,154	0,0579	0,0003	1,269E-05	0,9052	0,8401	0,0009
8	0,138	3,985E-05	0,0013	0,0139	0,9053	0,8415	0,0148
9	0,126	3,135E-06	0,0023	0,0368	0,9053	0,8438	0,0516

<u>10</u>	0,117	0	0,0004	0,0159	0,9053	0,8442	0,0675
<u>11</u>	0,108	1,453E-05	0,002	0,0104	0,9053	0,8462	0,0779
<u>12</u>	0,108	0,0029	4,109E-05	0,0052	0,9082	0,8462	0,0831
<u>13</u>	0,102	0,0002	0,0056	0,0016	0,9084	0,8518	0,0847
<u>14</u>	0,098	0,0018	0,0161	0,0018	0,9102	0,8679	0,0865
<u>15</u>	0,093	0,0069	0,0002	1,623E-05	0,9171	0,8681	0,0865
<u>16</u>	0,092	0,0237	0,0046	0,0012	0,9408	0,8727	0,0877
<u>17</u>	0,09	2,796E-06	0,0031	0,0924	0,9408	0,8758	0,1801
<u>18</u>	0,089	0,0002	0,0046	0,1097	0,941	0,8804	0,2897
<u>19</u>	0,084	0,0013	0,0326	0,0005	0,9423	0,9129	0,2902
<u>20</u>	0,083	3,934E-05	0,0001	0,0568	0,9424	0,913	0,347

NB : L'excentricité accidentelle additionnelle $\pm 0,05$ est introduite dans le programme de calcul lors de la définition des réponses sismiques EX et EY

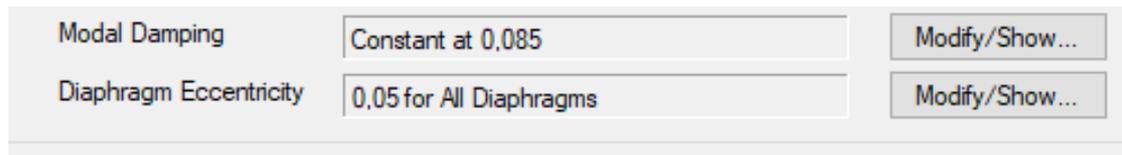


Figure IV.6 Excentricité accidentelle des réponses sismiques

Interprétation des résultats

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $\begin{cases} T_x = 0,823s \\ T_y = 0,677s \end{cases}$
- ✓ Les 1^{er} et 2^{eme} modes sont des modes de translation selon x-x et y-y respectivement
- ✓ Le 3^{eme} mode est un mode de rotation selon z-z.
- ✓ On doit retenir les 20 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99/2003).

IV.7 vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003

❖ **Vérification de l'interaction voiles portiques**

a. Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 Vérification de l'interaction sous charges verticales

Etages	Portique (KN)	Voiles(KN)	Portique (%)	Voiles(%)
RDC	23791,11	3966,16	85,71	14,29

La condition est satisfaite à la base, donc l'interaction sous charges verticales est vérifiée.

b. Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon x-x

Etages	Sens x-x			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
RDC	1015,11	527,28	65,81	34,19
1 ^{er} étage	1094,40	346,83	75,94	24,06
2 ^{ème} étage	1021,04	303,12	77,11	22,89
3 ^{ème} étage	968,19	220,05	81,48	18,52
4 ^{ème} étage	716,46	294,11	70,90	29,10
5 ^{ème} étage	571,78	242,77	70,20	29,80
6 ^{ème} étage	389,56	191,14	67,08	32,92
7 ^{ème} étage	253,52	136,73	64,96	35,04

Tableau IV.5 Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon y-y

Etages	Sens y-y			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
RDC	477,31	1051,54	31,22	68,78
1 ^{er} étage	547,79	986,68	35,70	64,30
2 ^{ème} étage	582,92	853,44	40,58	59,42
3 ^{ème} étage	624,68	670,52	48,23	51,77
4 ^{ème} étage	458,12	659,63	40,99	59,01
5 ^{ème} étage	375,62	528,56	41,54	58,46
6 ^{ème} étage	264,54	380,45	41,01	58,99
7 ^{ème} étage	246,48	167,41	59,55	40,45

Interprétation des résultats : Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontal et vertical pour tous les étages.

❖ **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.6 Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$V_{dyn}/V_{st}>0,8$	Observation
X-X	1561,9535	1807,224	0,864	<i>vérifiée</i>
Y-Y	1617,5649	1807,224	0,895	<i>vérifiée</i>

Interprétation des résultats : La condition des efforts tranchants est vérifiée.

❖ **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.7 Vérification des déplacements selon x-x

Niveaux	h_k (cm)	Sens x-x				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
RDC	280	0,1292	0,646	0	0,646	0,00230714
1 ^{er} étage	280	0,4017	2,0085	0,646	1,3625	0,00486607
2 ^{ème} étage	280	0,7343	3,6715	2,0085	1,663	0,00593929
3 ^{ème} étage	280	1,0872	5,436	3,6715	1,7645	0,00630179
4 ^{ème} étage	280	1,4378	7,189	5,436	1,753	0,00626071
5 ^{ème} étage	280	1,7692	8,846	7,189	1,657	0,00591786
6 ^{ème} étage	280	2,0666	10,333	8,846	1,487	0,00531071
7 ^{ème} étage	280	2,3271	11,6355	10,333	1,3025	0,00465179

Tableau IV.8 Vérification des déplacements selon y-y

Niveaux	h_k (cm)	Sens y-y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
RDC	280	0,0719	0,3595	0	0,3595	0,00128393
1 ^{er} étage	280	0,2311	1,1555	0,3595	0,796	0,00284286
2 ^{ème} étage	280	0,4506	2,253	1,1555	1,0975	0,00391964
3 ^{ème} étage	280	0,7082	3,541	2,253	1,288	0,0046
4 ^{ème} étage	280	0,9919	4,9595	3,541	1,4185	0,00506607
5 ^{ème} étage	280	1,2856	6,428	4,9595	1,4685	0,00524464
6 ^{ème} étage	280	1,5759	7,8795	6,428	1,4515	0,00518393
7 ^{ème} étage	280	1,8546	9,273	7,8795	1,3935	0,00497679

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.

Sens (x - x) : $\Delta_{k \max} = 1,7645 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 2,8 \text{ cm}$ Vérifiée

Sens (y - y) : $\Delta_{k \max} = 1,4685 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 2,80 \text{ cm}$ Vérifiée

❖ **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.9 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
RDC	280	24608,17	0,646	1561,95	0,036	0,36	1617,56	0,02
1 ^{er} étage	280	21076,59	1,3625	1526,71	0,067	0,80	1590,71	0,04
2 ^{ème} étage	280	17588,43	1,663	1435,16	0,073	1,10	1513,71	0,05
3 ^{ème} étage	280	14179,33	1,7645	1293,95	0,069	1,29	1383,18	0,05
4 ^{ème} étage	280	11057,65	1,753	1120,64	0,062	1,42	1209,27	0,05
5 ^{ème} étage	280	8232,19	1,657	919,73	0,053	1,47	994,52	0,04
6 ^{ème} étage	280	5452,53	1,487	673,47	0,043	1,45	726,40	0,04
7 ^{ème} étage	280	2712,35	1,3025	377,53	0,033	1,39	397,95	0,03

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.

❖ 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 : $v = \frac{N_d}{B \times F_{cJ}} \leq 0,3$RPA99/version 2003(Art : 7.4.3.1). L'effort sera vérifié 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_{cJ} : est la résistance caractéristique du béton

Tableau IV.10 Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	B_r (cm ²)	N_d (KN)	v	Observation
RDC	60×60	2487,01	0,28	Vérifiée
1 ^{er} étage	60×55	2173,69	0,26	Vérifiée
2 ^{ème} étage	55×50	1823,28	0,27	Vérifiée
3 ^{ème} étage	50×45	1472,74	0,26	Vérifiée
4 ^{ème} étage	45×40	1134,51	0,25	Vérifiée
5 ^{ème} étage	40×35	812,96	0,23	Vérifiée
6 ^{ème} étage	35×30	510,45	0,19	Vérifiée
7 ^{ème} étage	30×30	268,95	0,12	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.

IV.8. Conclusion

La modélisation avec logiciel de calcul ETABS 2016, 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 RPA nous a poussés de faire un redimensionnement des éléments structuraux.

A la fin on a opté pour les démentions suivantes :

Poutre principale (30×45) cm²; Poutre secondaire (30×40) cm².

Poteaux de sous-sol et RDC (60×60) cm².

Poteaux de 1^{er} étage (60×55) cm².

Poteaux de 2^{ème} étage (55×50) cm².

Poteaux de 3^{ème} étage (50×45) cm².

Poteaux de 4^{ème} étage (45×40) cm².

Poteaux de 5^{ème} étage (40×35) cm².

Poteaux de 6^{ème} étage (35×30) cm².

Poteaux de 7^{ème} étage (30×30) cm².

Pour les voiles ; e = 15cm.

Chapitre V

Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

V.2. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS 2016 dans l'ordre suivant: **(RPA99/2003)**. [1]

- ✓ $1.35 G + 1.5 Q$(1)
- ✓ $G + Q$(2)
- ✓ $G + Q \pm E$(3)
- ✓ $0.8 G \pm E$(4)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$
3. Moment maximum et effort normal correspondant : $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$

V.2.1. Recommandations du RPA99/2003 :

V.2.1.1. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone **IIa**
- ✓ 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). [1]

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h ; h_e: \text{La hauteur d'étage.}$$

$b_1; h_1$: Dimensions de la section transversale du poteau.

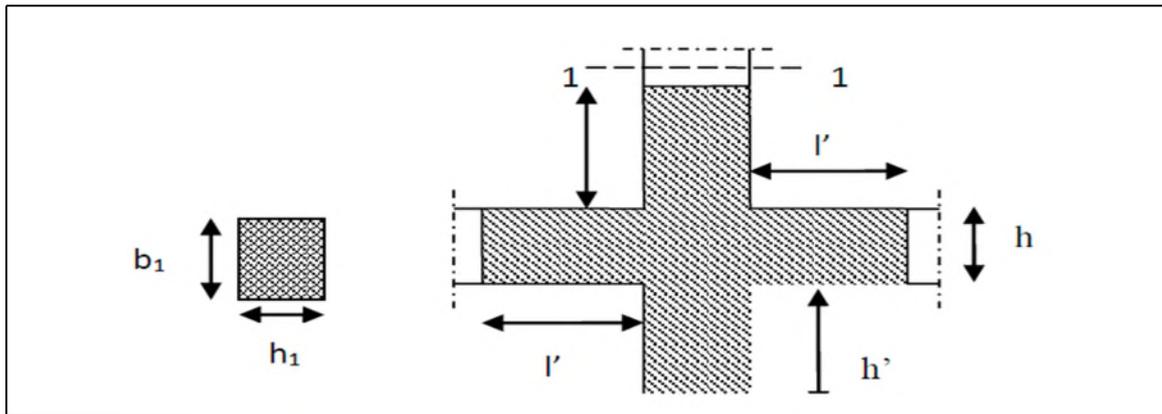


Figure V.1 Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 Armateurs minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	section du poteau (cm ²)	Amin (cm ²)	Amax(cm ²) Zone courante	Amax(cm ²) zone de recouvrement
Sous sol et RDC	60×60	28,8	144	216
Étage 1	60×55	26,4	132	198
Étage 2	55×50	22	110	165
Étage 3	50×45	18	90	135
Étage 4	45×40	14,4	72	108
Étage 5	40×35	11,2	56	84
Étage 6	35×30	8,4	42	63
Étage 7	30×30	7,2	36	54

V.2.1.2. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'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 fixé comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone **IIa**.
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$. En zone **IIa**.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t.b_1} \text{ En \% est donnée comme suit : } \begin{cases} A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes. λ_g : est l'elencement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ; \text{ Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation}$$

considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum .
- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS 2016, sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.2 Les sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$ (ELU)		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$ (G+Q+EX)		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$ (0,8G+EY)		Vmax
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
sous sol et RDC	2717,09	-11,81	273,45	555,27	-750,38	25,90	250,37
Étage 1	2375,03	-34,69	196,27	474,94	-454,25	8,80	213,65
Étage 2	2016,58	-37,78	-153,16	1823,28	-252,52	2,72	191,13
Étage 3	1664,07	-36,01	-137,99	1472,74	-151,96	0,81	173,80
Étage 4	1321,55	-32,66	-123,81	800,32	-91,84	-2,03	155,03
Étage 5	988,75	-27,63	-99,86	595,93	-34,52	-2,46	126,37
Étage 6	663,43	-19,69	-68,71	400,89	-39,23	2,12	94,12
Étage 7	354,61	-19,02	-69,62	98,92	-45,31	14,77	52,28

V.2.3. Calcul de ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Soit à calculer le poteau le plus sollicité de sous sol, avec les sollicitations suivantes :

a) $N_{max} = 2717,0948\text{KN}$ (compression) $\rightarrow M_{cor} = -11,8096 \text{ KN.m}$ (ELU)

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; f_{st} = 348\text{MPa} \Rightarrow \text{combinaison durable.}$$

$$\text{acier Fe E400} \quad f_{bu} = 18,47 \text{ MPa}; \dots f_{st} = 400\text{MPa} \Rightarrow \text{combinaison accidentale.}$$

$$d = 0,57\text{m}; d' = 0,03\text{m.}$$

$$e_G = M/N = 0,0043\text{m}$$

$e_G < h/2 = 0,6/2 = 0,3\text{m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (A et A').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \geq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = -11,8096 + 2717,0948 \times (0,57 - 0,60/2) = 721,80 \text{ KN.m.}$$

$$(0,337 \times 0,6 - 0,81 \times 0,03) \times 0,6 \times 0,6 \times 18,47 = 1,18 \geq [2717,0948 \times (0,57 - 0,03) - 721,80] \times 10^{-3} = 0,74 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{721,80 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,57^2 \times 14,2} = 0,26 \Rightarrow \mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,26}) = 0,384$$

$$\xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1 - 0,384}{0,384} \right) \Rightarrow \xi_{st} = 5,61 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

On a : $\mu_{bu} = 0,26 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

Calcul de A : $A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,482\text{m} \Rightarrow A_1 = \frac{721,80 \times 10^{-3}}{0,482 \times 348} \times 10^4 = 43,03\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 43,03 - \frac{2717,0948 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -35,05\text{cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira.

b) $M_{max}=273,447 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cor}=555,2657 \text{ KN (G+Q+EX)}$

$f_{st}=400 \text{ MPA}$

$e_G = M/N = 0,492 \text{ m}$

$e_G > h/2 = 0,6/2 = 0,3 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'extérieur. Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \geq (b) \dots \dots \dots (I).$

$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$

$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 273,447 + 555,2657 \times (0,57 - 0,60/2) = 423,369 \text{ KN.m.}$

$(0,337 \times 0,6 - 0,81 \times 0,03) \times 0,6 \times 0,6 \times 18,47 = 1,18 \geq [555,2657 \times (0,57 - 0,03) - 423,369] \times 10^{-3} = -0,123 \dots \dots \dots \text{vérifier}$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$\mu_{bu} = 0,118 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow$ pivot A $\Rightarrow \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \alpha = 0,157$

Calcul de A :

$z = 0,534 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 19,82 \text{ cm}^2$

$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 19,82 - \frac{555,2657 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = 5,94 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 5,94 \text{ cm}^2$

Calcul sous $N_{min} = -750,3763 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 25,8974 \text{ KN.m (0,8G+EY)}$

$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{25,8974}{750,3763} = 0,0345 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,6}{2} = 0,3 \text{ m} \Rightarrow$ c à l'intérieur de la section

Nu de traction et c a l'intérieur de la section Donc la section est entièrement tendu.

$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_e \times 10 \times (d - d')} ; \quad A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_e \times 10 \times (d - d')}$

Tel que : $f_e = \frac{f_c}{\gamma_s} = 400 \text{ MPA.}$

$e_1 = (\frac{h}{2} - d') + e_G ; \quad e_2 = (d - d') - e_1$

$e_1 = 0,3045 \text{ m} ; \quad e_2 = 0,2355 \text{ m}$

$A_1 = 8,18 \text{ cm}^2 < A_{min} ; \quad A_2 = 10,58 \text{ cm}^2 < A_{min}.$

$A_{min} \text{ (RPA)} = 0,8\% \times b \times h = 28,8 \text{ cm}^2 > A \text{ (ELU ; G+Q+EX ; 0,8G+EX)}$

Donc on ferraille avec A_{min} .

V.2.3.1 Armatures longitudinale

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.3. Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A'cal (cm ²)	Acal (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Aadopté (cm ²)
Sous-sol + RDC	60×60	0	10,58	28,8	12HA20=37,7
1er étages	60×55	0	6,09	26,4	12HA20=37,7
2ème étages	55×50	0	3,3	22	12HA20=37,7
3ème étages	50×45	0	1,95	18	12HA20=37,7
4ème étages	45×40	0	1,28	14,4	12HA20=37,7
5ème étages	40×35	0	2,17	11,2	12HA20=37,7
6ème étages	35×30	0	0,67	8,4	4HA20+8HA16=28,65
7ème étages	30×30	0	1,84	8,4	12HA12=13,57

V.2.3.2. Armatures transversales :

On prend comme exemple le poteau (60×60) cm² pour le calcul des armatures transversales :

$L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times (2,80 - 0,45) = 1,645 \text{ m.}$ on fixe $St = 12\text{cm}$

$\lambda_g = L_f/b = 1,645/0,6 = 2,742 \Rightarrow A_{t \min} = 0,8\% t b_1 = 0,008 \times 12 \times 60 = 5,76 \text{ cm}^2$

$L_f \geq 40 \Phi_1^{\max} = 80\text{cm}$

$\rho_a = 3,75 \longrightarrow A^t = \frac{3,75 \times 250,37 \times 10^{-3}}{0,6 \times 400} \times 0,12 \times 10^4 = 4,69 \text{ cm}^2$

On opte pour: 8HA10= 6,28 cm² ; soit 2cadre Φ_{10} + 2 étriers Φ_1

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.4 Calcul des armatures transversales pour les poteaux.

Section (cm ²)	Φ_1^{\min} (cm)	Φ_1^{\max} (cm)	Vd (KN)	lr (cm)	t zone nodale	t zone courante	λ_g	At (cm ²)	Amin (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	barres
60×60	2	2	250,37	80	10	12	2,742	4,69	5,76	6,28	8HA10
60×55	1.6	2	213,65	80	10	12	2,99	4,006	5,28	6,28	8HA10
55×50	1.6	1,6	191,13	64	10	12	3,29	3,91	4,8	6,28	8HA10
50×45	1,4	1,4	173,80	56	10	12	3,66	3,91	4,32	4,71	6HA10
45×40	1.2	1.4	155,03	56	10	12	4,11	3,88	3,84	4,02	8HA8
40×35	1,2	1,2	126,37	48	10	12	4,7	3,55	3,36	4,02	8HA8
35×30	1,2	1,2	94,12	48	10	12	5,48	3,02	2,88	3,02	6HA8
30×30	1,2	1.2	52,283	48	10	12	5,48	1,96	2,88	3,02	6HA8

IV.2.4. Vérifications nécessaire

IV.2.4.1. Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (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. [3]

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élançement mécanique est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 3.46 \times l_f / b \quad \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f \quad \text{pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 2717,0948 \text{ KN}$$

$$L_f = 1,645 \text{ m;}$$

$$I = \frac{0,6 \times 0,6^3}{12} = 10,8 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0,0108}{0,36}} = 0,173 \text{ m} \quad \text{Ce qui donne : } \lambda = 1,645 / 0,173 = 9,51 < 50$$

donc
$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} = 0,838$$

$$Br = (0,6 - 0,02) \times (0,6 - 0,02) = 0,3364 \text{ m}^2.$$

$$N_d \leq N_u = \frac{0,3364 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{37,7 \times 400}{1,15} \times 10^{-4} = 7,54 \text{ MN.}$$

$$N_d = 2,717 \text{ MN} < N_u = 7,31 \text{ MN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Le tableau ci-après résume les résultats de vérifications de flambement pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau IV.5 Vérifications du flambement des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	<i>l</i> ₀ (m)	<i>I</i> _f (m ⁴)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Observation
S-sol + RDC	60×60	2,35	1,645	9,51	0,75	37,70	0,3364	7,54	2,72	vérifiée
Étage 1	60×55	2,35	1,645	10,35	0,835	28,65	0,3074	6,69	2,38	vérifiée
Étage 2	55×50	2,35	1,645	11,42	0,832	22,4	0,2544	5,48	2,02	vérifiée
Étage 3	50×45	2,35	1,645	12,65	0,828	18,47	0,2064	4,46	1,66	vérifiée
Étage 4	45×40	2,35	1,645	14,30	0,823	15,21	0,1634	3,55	1,32	vérifiée
Étage 5	40×35	2,35	1,645	16,29	0,815	13,57	0,1254	2,79	0,99	vérifiée
Étage 6	35×30	2,35	1,645	18,99	0,803	13,57	0,0924	2,18	0,66	vérifiée
Étage 7	30×30	2,35	1,645	18,99	0,803	13,57	0,0784	1,92	0,36	vérifiée

IV.2.4.2. Vérifications des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{fibre inférieure.}$$

S= b×h+15(A+A') (section homogène).

$$V = \frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d) \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

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

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

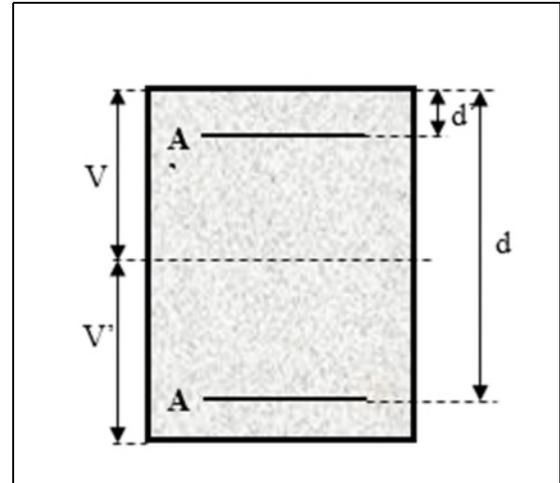


Figure V.2 Section du poteau

Tableau V.6 Vérifications de la contrainte dans le béton pour poteaux.

Niveau	S-sol+ RDC	Étage 1	Étage 2	Étage 3	Étage 4
Section (cm ²)	60×60	60×55	55×50	50×45	45×40
d (cm)	57	57	52	47	42
A' (cm ²)	0	0	0	0	0
A (cm ²)	37,7	37,7	37,7	37,7	37,7
V (cm)	33,67	33,95	31,68	29,42	27,16
V' (cm)	26,33	26,05	23,32	20,58	17,84
I _{yy} ' (cm ⁴)	1436283,33	1341939,81	974774,57	687478,29	467375,65
N ^{ser} (KN)	1974,12	1725,67	1465,42	1209,56	961,02
M ^{ser} (KN.m)	95,72	77,52	52,52	51,98	48,26
M ^{ser} G (KN.m)	168,08	145,68	113,76	105,43	93,063
σ_{bc1} (MPa)	8,68	8,15	8,12	8,81	9,47
σ_{bc2} (MPa)	1,66	1,64	1,70	1,14	0,51
$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	Vérifiée	vérifiée

Niveau	Étage 5	Étage 6	Étage 7
Section (cm ²)	40×35	35×30	30×30
d (cm)	37	33	27
A' (cm ²)	0	0	0
A (cm ²)	37,7	28,65	13,57
V (cm)	24,89	22	17,21
V' (cm)	15,10	13	12,79
I _{yy} ' (cm ⁴)	303075,37	180449,75	91404,74
N ^{ser} (KN)	719,59	483,64	259,66
M ^{ser} (KN.m)	43,94	37,44	39,40
M ^{ser} G (KN.m)	79,14	59,21	45,15
σ_{bc1} (MPa)	10,16	10,49	10,86
σ_{bc2} (MPa)	-0,28	-0,99	-3,96
$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée

V.2.4.3. Vérifications aux sollicitations tangentes :

D’après le RPA99 version 2003 article 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante : [1]

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	l _t (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
S-sol RDC	60×60	1,645	2,742	0,040	57	250,3667	0,732	1	vérifiée
Étage 1	60×55	1,645	2,99	0,040	57	213,6458	0,681	1	vérifiée
Étage 2	55×50	1,645	3,29	0,040	52	191,1259	0,735	1	vérifiée
Étage 3	50×45	1,645	3,66	0,040	47	173,7954	0,822	1	vérifiée
Étage 4	45×40	1,645	4,11	0,040	42	155,0292	0,923	1	vérifiée
Étage 5	40×35	1,645	4,7	0,040	37	126,3739	0,976	1	vérifiée
Étage 6	35×30	1,645	5,48	0,075	32	94,1156	0,980	1,875	vérifiée
Étage 7	30×30	1,645	5,48	0,075	27	52,2834	0,645	1,875	vérifiée

➤ Disposition constructives :

- Longueur des crochets des armatures transversales :

$$L = 10 \times \Phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm.}$$

➤ Longueur de recouvrement :

$$L_r \geq 40 \Phi_1^{\max} = 80 \text{ cm.}$$

Φ ₁ = 20 mm	→ L _r ≥ 40 × 2 = 80 cm	on adopte :	L _r = 80 cm
Φ ₁ = 16 mm	→ L _r ≥ 40 × 1,6 = 64 cm	on adopte :	L _r = 64 cm
Φ ₁ = 14 mm	→ L _r ≥ 40 × 1,4 = 56 cm	on adopte :	L _r = 56 cm
Φ ₁ = 12 mm	→ L _r ≥ 40 × 1,2 = 48 cm	on adopte :	L _r = 48 cm

➤ Détermination de la zone nodale

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d’éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques). La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante : Avec :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm pour tous les niveaux.}$$

$$L' = 2 \times h' = 120 \text{ cm pour tous les niveaux.}$$

➤ Schéma de ferrailage :

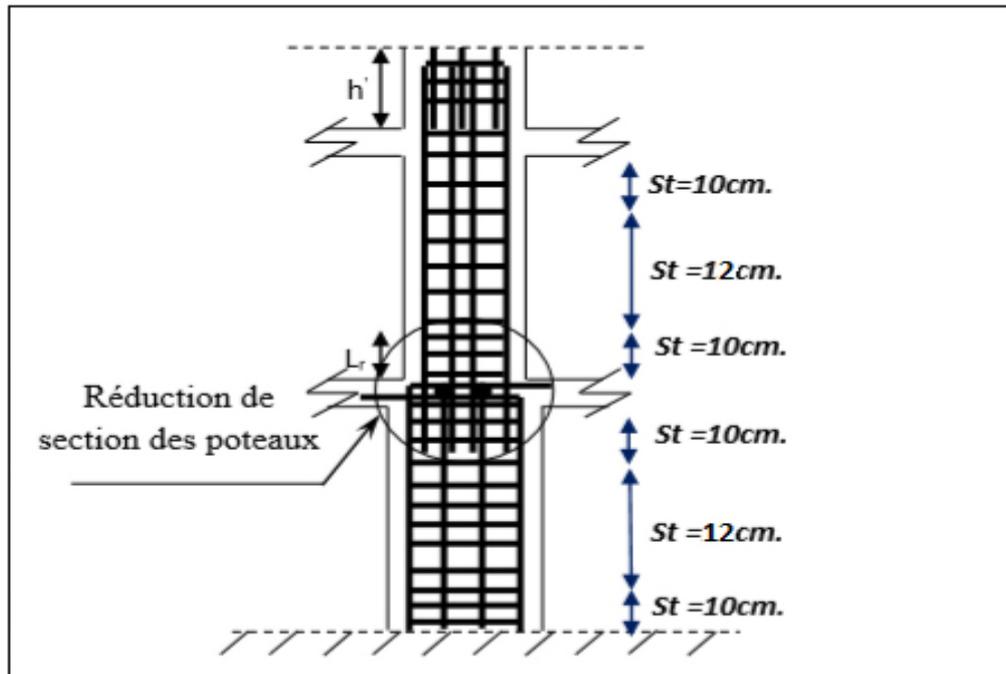
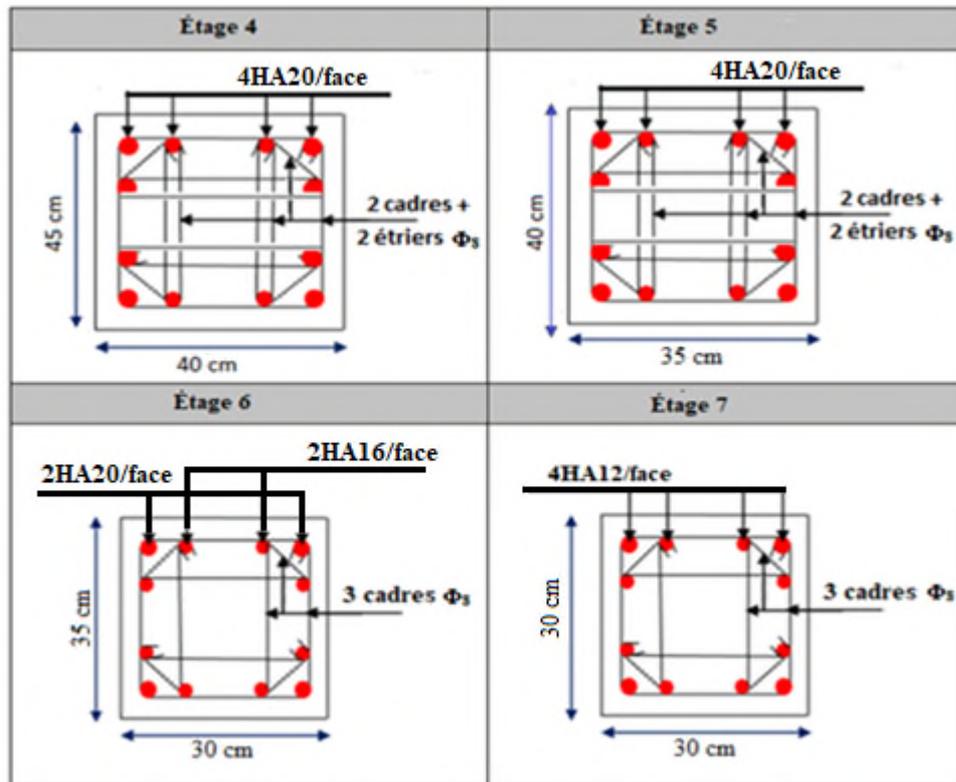


Figure V.3 ferrailage des sections des poteaux

Tableau V.8 Schémas de ferrailage des poteaux

S-sol+ RDC	Étage 1
<p>4HA20/face</p> <p>60 cm</p> <p>60cm</p> <p>2 cadres + 2 étriers Φ_{10}</p>	<p>4HA20/face</p> <p>60 cm</p> <p>55cm</p> <p>2 cadres + 2 étriers Φ_{10}</p>
Étage 2	Étage 3
<p>4HA20/face</p> <p>55 cm</p> <p>50 cm</p> <p>2 cadres + 2 étriers Φ_{10}</p>	<p>4HA20/face</p> <p>50 cm</p> <p>45 cm</p> <p>3 cadres Φ_{10}</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 qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL91/99**. [1] [3]

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ETABS 2016 combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 /2003** suivantes :

- ✓ $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- ✓ $G + Q$
- ✓ $G + Q \pm E$ **RPA99/ 2003 (article 5.2)[1]**
- ✓ $0.8 \times G \pm E$

V.3.1. Recommandation du RPA99 :

V.3.1.1. Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section. $A_t = 0,5\% \times b \times h$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone **IIa**.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds. [1] .

V.3.1.2. Armateurs minimales et maximales dans les poutres :

Tableau V.9 Armateurs minimales et maximales dans les poutres

Type de poutre	section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Principale	45×30	6,75	54	81
secondaire	40×30	6	48	72

V.3.1.3. Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2) :

La quantité d’armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\Phi_1)$ en zone nodale.
- $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l’appui ou de l’encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d’une section en travée avec armatures comprimées. C’est le diamètre le plus petit des aciers comprimés. [1]

V.3.2. Recommandation de BAEL 91/99

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)[3]}$$

V.3.3. Les sollicitations dans les poutres :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS 2016, sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau IV.10. Les sollicitations dans les poutres

Niveau	Poutres principales			Poutres secondaires		
	Mtravée (KN.m)	Mappui (KN.m)	V(KN)	Mtravée (KN.m)	Mappui (KN.m)	V(KN)
Etages courants	113,1964	-175,2049	134,0428	116,6788	-156,6944	112,1698
Terrasse inaccessible	106,9549	-138,4945	122,2046	83,1878	-127,7054	107,0966

V.3.4. Calcul du ferrailage :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (45×30) la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes :

$M_t = 113,1964 \text{ KN.m}$; $M_a = -175,2049 \text{ KN.m}$

- **Armatures en appui:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; \quad Z = d(1 - 0,4\alpha) ; A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0,1752049}{0,3 \times 0,42^2 \times 18,47} = 0,179 ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,179}) = 0,248 ;$$

$$Z = 0,42(1 - 0,4 \times 0,248) = 0,378 ;$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z \cdot f_{st}} = \frac{0,1752049}{0,378 \times 400} = 11,59 \text{ cm}^2$$

- **Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; \quad Z = d(1 - 0,4\alpha) ; A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0,1131964}{0,3 \times 0,42^2 \times 18,47} = 0,116 ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,116}) = 0,155 ;$$

$$Z = 0,42(1 - 0,4 \times 0,155) = 0,394 ;$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \cdot f_{st}} = \frac{0,1131964}{0,394 \times 400} = 7,18 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

Tableau V.11 choix d'armatures des poutres principales et secondaires.

Niveau	Type de poutre	Section (cm ²)	Localisation	Vu	A calcul (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Nbre de barres
S-sol+ RDC et Étages courants	Poutre principale	45×30	Appui	134,04	11,58	6,75	11,59	5HA16+1HA14
			Travée		7,18		7,70	5HA14
	Poutre secondaire	40×30	Appui	112,17	11,99	6	12,06	6HA16
			Travée		8,83		9,42	5HA14+1HA12
Terrasse	Poutre principale	45×30	Appui	122,20	8,93	6,75	9,42	3HA16+3HA12
			Travée		6,76		6,79	6HA12
	Poutre secondaire	40×30	Appuis	107,10	9,51	6	10,05	5HA16
			Travée		5,97		6,03	3HA16

➤ **Vérification des armatures selon le RPA 99 :**

• **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

Poutres principales :

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

Poutres secondaires :

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 4 = 48 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

• **Les longueurs de recouvrement :**

$\Phi_1 = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$ on adopte : $L_r = 80 \text{ cm}$

$\Phi_1 = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$ on adopte : $L_r = 64 \text{ cm}$

$\Phi_1 = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$ on adopte : $L_r = 56 \text{ cm}$

$\Phi_1 = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$ on adopte : $L_r = 48 \text{ cm}$

• **Les armatures transversales :**

✓ **Calcul de Φ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{b}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right)$$

$\Phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = 1,2 \text{ cm.}$ pour les poutres principales.

$\Phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = 1,14 \text{ cm.}$ pour les poutres secondaires.

$\Phi_t \leq 1,14 \text{ cm} \Rightarrow$ Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ Donc on opte pour :

$A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ pour les poutres secondaires.

$A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ pour les poutres principales.

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA8 pour les poutres secondaires.

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA10 pour les poutres principales.

✓ **Calcul des espacements des armatures transversales**

1. **$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2} \text{ et } S_{t3})$**

On prend le case le plus défavorable (poutres secondaires) avec:

1). $S_{t1} = \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm}$

2). $S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_{t2} \leq 67,00 \text{ cm}$

3). $S_{t3} \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 32,5 \text{ cm}$

2. **Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :**

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \Phi_t\right)$

$S_t \leq \min(10 ; 14,4) = 10 \text{ cm}$, Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$, Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

✓ **Vérification des sections d'armatures transversales :**

Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0,003 \times St \times h = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Poutres principales :

$$A_{\min} = 0,003 \times St \times h = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,025 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérifications nécessaires :**

• **Vérification à l'ELU : BAEL91 (Art F.IV.2)**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,52 \text{ cm}^2 \leq A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,34 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ **Contrainte tangentielle maximale : BAEL91 (Art H.III.2) [3]**

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

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ / *Tel que* : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}.$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 Vérifications des contraintes tangentielles.

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	134,04	1,064	3.33	Vérifiée
Secondaires	112,17	1,010	3.33	Vérifiée

→ Donc pas de risque de cisaillements

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement : BAEL91 (Art H.IV.2)**

$$\text{Appuis de rives : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{Appuis intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots (2) \quad \gamma_s = 1, f_e = 400 \text{ Mpa}.$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.13 Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_l (cm ²)	Vu (KN)	Ma (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	11,59	134,04	175,20	3,35	-8,24	Vérifiée
Secondaires	12,06	112,17	156,69	2,80	-8,96	Vérifiée

→ Donc pas de risque de cisaillement pour les armatures longitudinales.

• Vérifications ELS : BAEL91 (Art E.III.1) [3]

✓ Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 y (A_s + A_s') - 15 (d A_s + d' A_s') = 0; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.14 Vérifications de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	-95,95	157786,07	17,02	10,34	15	vérifiée
	Travées	78,19	117832,21	14,54	9,65	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	-89,79	120734,35	15,94	11,85	15	vérifiée
	Travées	57,14	102018,26	14,54	8,14	15	vérifiée

✓ Etat limite de déformation :

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si : [3] [2]

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V.15 Vérification de la flèche pour les poutres.

	h _t (cm)	b (cm)	L (m)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	30	6,2	11,59	0,073	0,075	0,09	0,01	Vérifiée	Non Vérifiée	Vérifiée
PS	40	30	5,8	12,06	0,069	0,075	0,108	0,01	Vérifiée	Non Vérifiée	Non Vérifiée

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible est : $f_{adm} = 0,5 + \frac{L}{1000} = \frac{620-60}{1000} = 1,06\text{cm} = 10,6\text{mm}$

Tableau V.16 Evaluation de la flèche pour les poutres.

Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
M _j	56,12	σ _{stj}	141,09	f _{ji}	2,07
M _g	68,26	σ _{stg}	162,13	f _{gi}	3,57
				f _{gv}	7,52
M _p	79,37	σ _{stp}	193,66	f _{pi}	7,69

Après le calcul, on trouve : $f = 9,57\text{mm} < f^{adm} = 10,6\text{mm} \dots \dots \dots$ vérifiée

V.3.5. Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N|+|M_S| \geq 1.25 \times (|M_W|+|M_E|)$$

V.3.5.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ des dimensions de la section du béton
- ✓ de la quantité d'armatures dans la section.
- ✓ de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad ; \quad \text{Avec : } Z=0,9 \times h$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

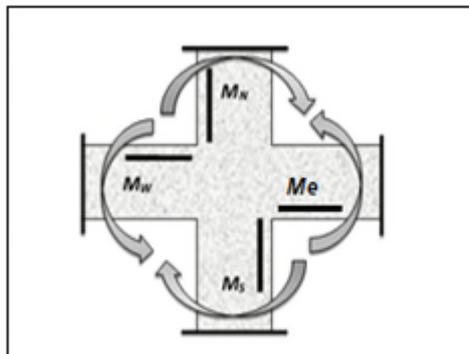


Figure V.4. Les moments résistant dans la zone nodale.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.17 Les moments résistant dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	MR (KN.m)
Sous sol	60×60	54	25,13	542,81
RDC	60×60	54	25,13	542,81
Étage 1	60×55	54	25,13	542,81
Étage 2	55×50	49,5	25,13	497,574
Étage 3	50×45	45	25,13	452,34
Étage 4	45×40	40,5	25,13	407,106
Étage 5	40×35	36	25,13	361,872
Étage 6	35×30	31,5	22,87	288,162
Étage 7	30×30	27	14,82	160,056

Remarque : Pour le calcul de M_N on prend en considération les barres d'attente car la rotule plastique est toujours proche de l'appui, et pour le calcul de M_S on prend seulement les armatures sur une seule face (A/3).

V.3.5.2. Déterminations des moments résistant dans les poutres

M_W et M_E sont les moments (en KN) calculés en fonction des aciers adoptés en appuis à gauche et à droite du nœud (face tendue de la poutre au niveau du nœud).

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau de vérification des zones nodales. On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Tableau V.18 Vérifications 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	542,81	270,86	813,67	187,79	124,74	390,66	vérifiée
RDC	542,81	270,86	813,67	187,79	124,74	390,66	vérifiée
Etage1	497,574	270,86	768,434	187,79	124,74	390,66	vérifiée
Etage2	452,34	248,89	701,23	187,79	124,74	390,66	vérifiée
Etage3	407,106	226,26	633,366	187,79	124,74	390,66	vérifiée
Etage4	361,872	203,63	565,502	187,79	124,74	390,66	vérifiée
Etage5	288,162	181,01	469,172	187,79	124,74	390,66	vérifiée
Etage6	160,056	129,78	289,836	187,79	124,74	390,66	Non Vérifiée
Etage7	0	48,82	48,82	149,69	110	324,61	Non Vérifiée

Commentaire : les vérifications de zone nodale sont vérifiées dans tous les niveaux, sauf pour le 7^{ème} étage. Mais selon RPA, les deux derniers niveaux la vérification est facultative.

V.3.6. Schéma de ferrailage des poutres :

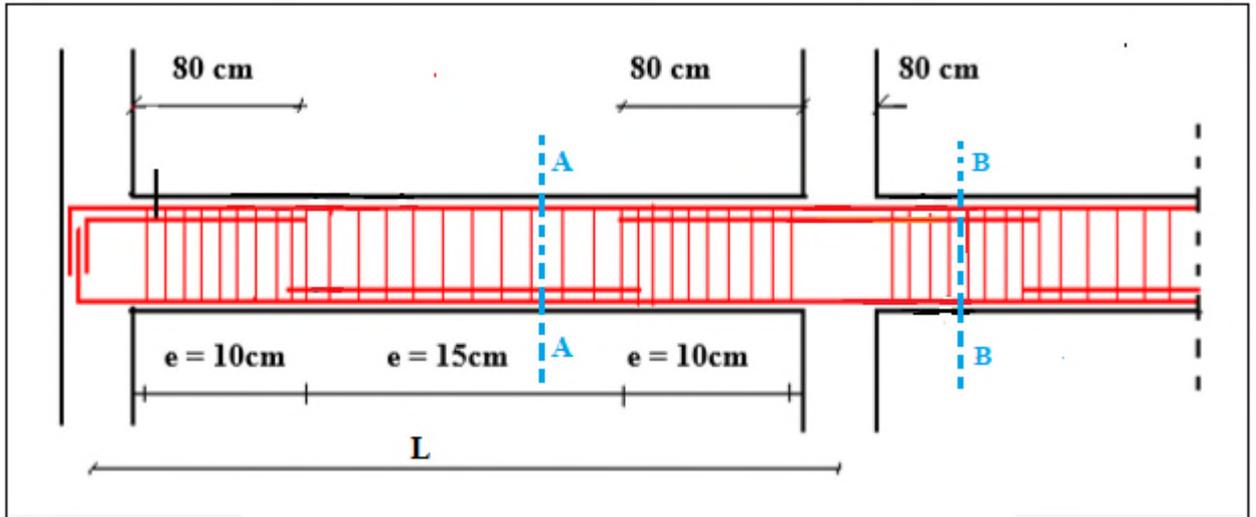


Figure V.5 dispositions constructives des poutres.

Tableau V.19. Schémas de ferrailage des poutres (s-sol +RDC+étages courants).

poutre principale		
	Coupe B-B (Appui)	Coupe A-A (Travée)
poutre secondaire		
	Coupe B-B (Appui)	Coupe A-A (Travée)

Tableau V.20 Schéma de ferrailage des poutres (terrasse inaccessible).

<p>poutre principale</p>			
<p>Coupe B-B (Appui)</p>		<p>Coupe A-A (Travée)</p>	
<p>poutre secondaire</p>			

V.4. Étude des voiles

V.4.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G + 1.5Q$
- 2). $G + Q \pm E$
- 3). $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

V.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003 :

➤ Armatures verticales :

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton , $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

➤ Armatures Horizontal :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

➤ **Armatures Transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

➤ **Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]**

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espace des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec } V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement

V.4.3. Exemple de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.21. Sollicitations maximales dans le voile V_{x1} // à X-X

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N(KN)	M (KN. m)	M (KN. m)	N(KN)	N(KN)	M(KN. m)	
1	1096,71	712,55	712,55	1096,71	110,62	-371,61	298,73

V.4.4. Ferrailages :

➤ **Calcul du ferrailage : sous N_{max} et M_{cor} (dans ce cas il est de même pour M_{max} et N_{cor})**

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1,5 \text{ m}, d = 1,45 \text{ m}, e = 0.15 \text{ m}.$$

$$N_{max} = 1096,71 \text{ KN (compression)} , \quad M_{cor} = 712,55 \text{ KN.M.}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{712,55}{1096,71} \times 100 = 64,97 \text{ cm} < \frac{l}{2} \equiv \frac{150}{2} = 75 \text{ cm}$$

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - l/2) = 712,55 + 1096,71(1,45 - 1,5/2) = 1480,25 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 55,144 \text{ KN.m} < (0,337l + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 2270 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée → la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1480,25 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1,45^2 \times 18,48} = 0,237 \Rightarrow \mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \xi_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,343 \quad \xi_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - 0,310}{0,310} \right) \Rightarrow \xi_{st} = 7,79 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} = 0,237 < \mu_i = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Calcul de A : } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 1,25 \text{ m} \Rightarrow A_1 = \frac{1480,25 \times 10^{-3}}{1,23 \times 400} \times 10^4 = 30,09 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 30,09 - \frac{1096,71 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = 2,67 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile :**

Selon RPA99/2003 on a : $A_{min} = 0.15\% b \times h = 0,15\% \times 0,15 \times 1,5 = 3,375 \text{ cm}^2$

❖ **Longueur de la partie tendue L_t**

$$A_{min}^{tendu} = 0.2\% b \times l_t$$

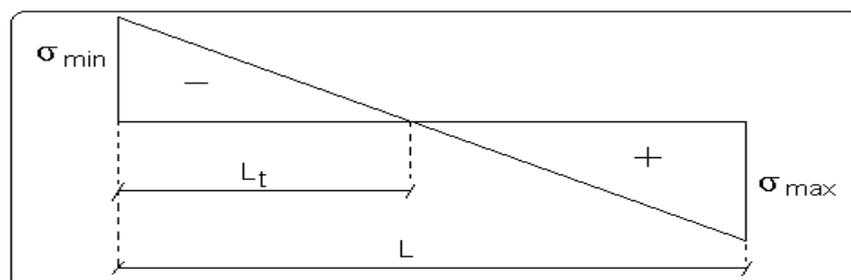


Figure V.6 Schéma des contraintes

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{1096,71 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1,5} + \frac{712,55 \times 10^{-3}}{0,042} 0,75 = 17,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{1096,71 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1,5} - \frac{712,55 \times 10^{-3}}{0,042} 0,75 = -7,85 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{7,85 \times 1,5}{7,85 + 17,59} = 0,46 \text{ m} \quad A_{min}^{tendu} = 0,2\% 0,15 \times 0,53 = 1,38 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_{min}^{comp} = 0,1\% b \times l_c \quad ; l_c = L - 2l_t = 1,5 - 2 \times 0,46 = 0,57 \text{ m}$$

$$A_{min}^{comp} = 0,1\% \times 0,15 \times 0,57 = 0,86 \text{ cm}^2.$$

✓ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm}) = 22,5 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures horizontales**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 298,73 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e} \quad \tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 298,73 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1,45} = 1,92 \text{ MPa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm}) = 22,5 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_h = \frac{1,92 \times 0,15 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1,8 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul du ferrailage sous N_{min} et M_{cor}**

$$N_{min} = 110,62 \text{ KN}, M_{cor} = -371,61 \text{ KN. m.}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{371,61}{110,62} \times 100 = 335,93 \text{ cm} \quad \frac{l}{2} \equiv \frac{150}{2} = 75 \text{ cm}$$

le centre de pressions est à l'extérieur de la section Donc la section est partiellement comprimée

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 371,61 + 110,62 \times \left(1,45 - \frac{1,5}{2}\right) = 449,04 \text{ KN. m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{449,04 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1,5^2 \times 18,48} = 0,077$$

$$\mu_{bu} = 0,077 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,029}) = 0,0096 \quad z = 1,45(1 - 0,4 \times 0,037) = 1,44 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{449,04 \times 10^{-3}}{1,44 \times 400} = 7,79 \text{ cm}^2$$

$$A = 7,79 \times 10^{-4} - \frac{110,62 \times 10^{-3}}{400} = 5,03 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a : $A_{\min} = 0.15\% b \times h = 0,15\% \times 0,15 \times 1,5 = 3,375 \text{ cm}^2$

❖ **Longueur de la partie tendue L_t**

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0.2\% b \times l_t$$

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = 0,53 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = 2,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = -1,16 \text{ MPa}$$

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0.2\% 0,15 \times 0,53 = 1,59 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales dans la zone comprimée :**

$$A_{\min}^{\text{comp}} = 0.1\% b \times l_c \quad ; l_c = L - 2l_t = 1,5 - 2 \times 0,53 = 0,44 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{\text{comp}} = 0.1\% \times 0,15 \times 0,44 = 0,66 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm}) = 22,5 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures horizontales :**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 298,73 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e} \quad \tau_u = \frac{1,4 V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 298,73 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1,45} = 1,92 \text{ MPa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm}) = 22,5 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_h = \frac{1,92 \times 0,15 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1,8 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des barres**

Armatures verticales

$$\text{En zone tendu } A^{ZT} = HA10 = 6,28 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures horizontales

$$A_h = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

Tableau V.22 .Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC et 1 ^{eme} Etage	2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} , 6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section	0,15×1,5	0,15×1,5	0,15×1,5
N(KN)	110,62	119,99	473,76
M(KN.m)	371,61	153,53	183,08
V(KN)	298,73	180,3	144,18
τ (MPa)	1,92	1,16	0,93
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
σ_{max} (MPa)	2,14	3,24	5,37
σ_{min} (MPa)	-1,16	-2,2	-1,16
A_{cal} (cm ²)	5,03	1,08	0
A_{min} (cm ²)	3,38	3,38	3,38
L_t	0,53	0,6	0,27
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1,59	1,81	0,8
$N^{barre}/face$	8HA10	4HA8+4HA10	4HA8+4HA10
A_{adopt}	6,28	5,15	5,15
S_t (cm)	20	20	20
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,44	0,44	1,45
A_h^{cal} (cm ²)	1,8	1,09	0,87
A_h^{min} (cm ²)	0,3	0,3	0,3
A_h^{adop} (cm ²)	2,26	1,57	1,57
N^{barre}	2HA12	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.23. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC et 1 ^{eme} Etage	2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} , 6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section	0,15×1	0,15×1	0,15×1
N(KN)	1055,6	608,71	552,54
M(KN.m)	318,82	172,95	139,61
V(KN)	160,26	119,03	110,01
τ (MPa)	0,77	0,57	0,53
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
σ_{max} (MPa)	19,79	10,98	6,93
σ_{min} (MPa)	-571	-2,86	-1,9
A_{cal} (cm ²)	0	0	0

A_{min} (cm ²)	2,25	2,25	2,25
L_t	0,22	0,21	0,17
A_{min}^{tendu} (cm ²)	0,67	0,62	0,51
$N^{barre}/face$	6HA10	6HA10	6HA10
A_{adopt}	4,52	4,52	4,52
S_t (cm)	20	20	20
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,83	0,89	0,98
A_h^{cal} (cm ²)	0,72	0,53	0,49
A_h^{min} (cm ²)	0,3	0,3	0,3
N^{barre}	1,01	1,01	1,01
A_h^{adop} (cm ²)	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.24. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x3} dans tous les niveaux

Niveau	RDC et 1 ^{eme} Etage	2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} , 6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section	0,15×0,75	0,15×0,75	0,15×0,75
N(KN)	178,14	66,08	71,16
M(KN.m)	196,62	119,78	133,61
V(KN)	109,97	80,22	99,43
τ (MPa)	1,47	1,07	1,33
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
σ_{max} (MPa)	15,49	9,11	10,14
σ_{min} (MPa)	-12,33	-,93	-8,87
A_{cal} (cm ²)	5,69	3,69	4,19
A_{min} (cm ²)	1,69	1,69	1,69
L_t	0,33	0,35	0,35
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1	1,05	1,05
$N^{barre}/face$	4HA14	4HA12	4HA12
A_{adopt}	6,16	4,52	4,52
S_t (cm)	20	20	20
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,12	0,11	0,075
A_h^{cal} (cm ²)	1,38	1	1,25
A_h^{min} (cm ²)	0,3	0,3	0,3
$N^{barre}/face$	1,57	1,57	1,57
A_h^{adop} (cm ²)	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.25. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC et 1 ^{eme} Etage	2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} , 6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section	0,15×2,4	0,15×2,4	0,15×2,4
N(KN)	34,45	204,56	21,39
M(KN.m)	806,79	265,09	74,08
V(KN)	346,83	295,18	149,59
τ (MPa)	1,38	1,17	0,59
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
σ_{max} (MPa)	5,69	2,41	0,57
σ_{min} (MPa)	-5,51	-1,27	-0,47
A_{cal} (cm ²)	8,41	0,3	0,56
A_{min} (cm ²)	5,4	5,4	5,4
L_t	1,18	0,83	1,06
A_{min}^{tendu} (cm ²)	3,45	2,49	3,18
$N^{barre}/face$	4HA10+6HA1 2	10HA10	10HA10
A_{adopt}	9,93	7,85	7,85
S_t (cm)	20	20	20
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,06	1,11	0,42
A_h^{cal} (cm ²)	1,29	1,09	0,56
A_h^{min} (cm ²)	0,3	0,3	0,3
N^{barre}	1,57	1,57	1,57
A_h^{adop} (cm ²)	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.26. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux

Niveau	RDC et 1 ^{eme} Etage	2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} , 6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section	0,15×2,5	0,15×2,5	0,15×2,5
N(KN)	2,635	913,98	510,96
M(KN.m)	890,94	882,78	376,97
V(KN)	347,31	313,02	177,58
τ (MPa)	1,32	1,19	0,68
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
σ_{max} (MPa)	5,71	8,09	3,78
σ_{min} (MPa)	-5,70	-3,22	-1,05
A_{cal} (cm ²)	9,32	0	0

A_{\min} (cm ²)	5,63	5,63	5,65
L_t	1,25	0,71	0,55
$N^{barre}/face$	3,74	2,13	1,63
A_{adopt}	5HA10+6HA1 2	6HA8+5HA10	6HA8+5HA10
$N^{barre}/face$	10,79	6,95	6,95
S_t (cm)	20	20	20
A_{\min}^{comp} (cm ²)	0,004	1,61	2,11
A_h^{cal} (cm ²)	1,24	1,12	0,63
A_h^{min} (cm ²)	0,3	0,3	0,3
N^{barre}	1,57	1,57	1,57
A_h^{adop} (cm ²)	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.27. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y3} dans tous les niveaux

Niveau	RDC et 1 ^{eme} Etage	2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} , 6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section	0,15×2,4	0,15×2,4	0,15×2,4
N(KN)	48,1	64,49	447,33
M(KN.m)	828,59	629,38	328,84
V(KN)	292,72	206,34	157,57
τ (MPa)	1,16	0,82	0,63
σ_{max} (MPa)	5,88	4,54	3,53
σ_{min} (MPa)	-5,62	-4,19	-1,04
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	8,48	6,053	0
A_{\min} (cm ²)	5,4	5,4	5,4
L_t	1,17	1,15	0,55
A_{\min}^{tendu} (cm ²)	3,52	3,45	1,64
$N^{barre}/face$	5HA10+6HA12	6HA8+5HA10	6HA8+5HA10
A_{adopt}	10,79	6,95	6,95
S_t (cm)	20	20	20
A_{\min}^{comp} (cm ²)	0,084	0,15	1,96
A_h^{cal} (cm ²)	1,09	0,77	0,59
A_h^{min} (cm ²)	0,3	0,3	0,3
N^{barre}	1,57	1,01	1,01
A_h^{adop} (cm ²)	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.28. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y4} dans tous les niveaux

Niveau	RDC et 1 ^{eme} Etage	2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} , 6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section	0,15×2	0,15×2	0,15×2
N(KN)	53,59	97,76	2,76
M(KN.m)	724,1	217,12	56,57
V(KN)	231,36	169,35	112,41
τ (MPa)	1,1	0,81	0,54
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
σ_{max} (MPa)	7,41	2,49	0,57
σ_{min} (MPa)	-7,06	-1,85	-0,57
A_{cal} (cm ²)	8,98	1,58	0,57
A_{min} (cm ²)	4,5	4,5	4,5
L_t	0,98	0,85	0,98
A_{min}^{tendu} (cm ²)	2,93	2,55	2,95
$N^{barre}/face$	6HA12+4HA10	6HA10+4HA8	6HA10+4HA8
A_{adopt}	9,93	6,72	6,72
S_t (cm)	20	20	20
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,074	0,45	0,05
A_h^{cal} (cm ²)	1,08	0,76	0,5
A_h^{min} (cm ²)	0,3	0,3	0,3
N^{barre}	1,57	1,01	1,01
A_h^{adop} (cm ²)	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

➤ Schémas de ferrailage

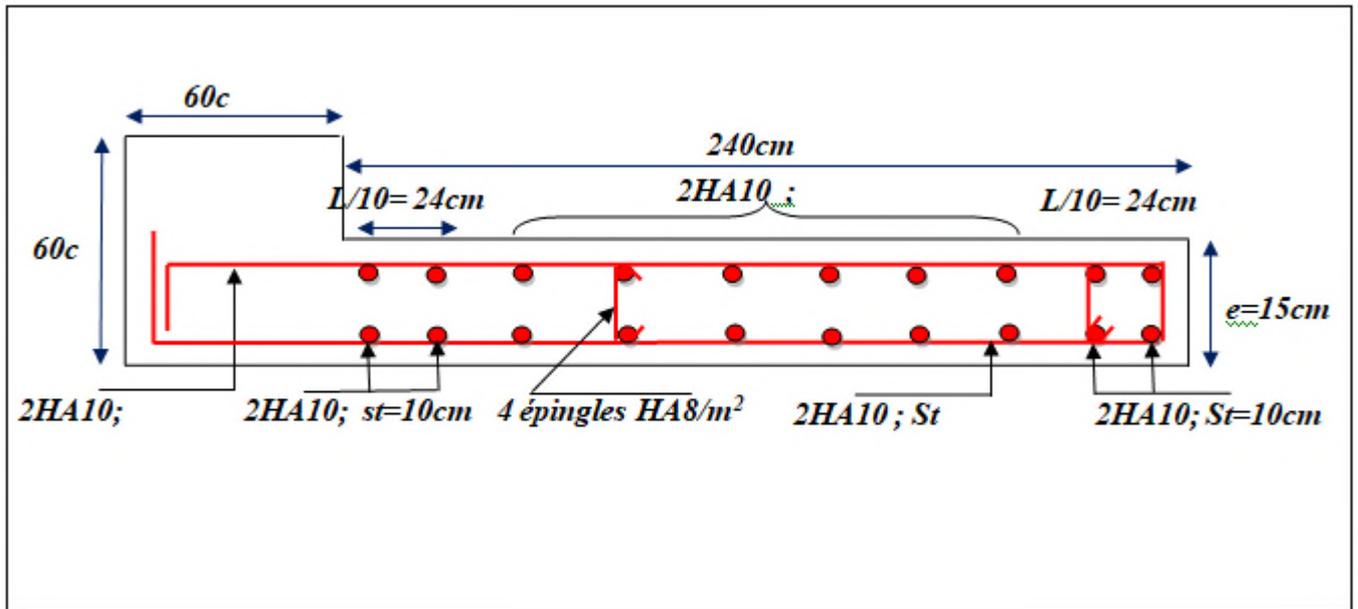


Figure V.6 Schéma de ferrailage du voile $V_{y1} = 2,4\text{m}$ (Etage 2/3/4)

V.5 Conclusion :

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

- Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations.
- Ils sont ferrillés souvent par le minimum de RPA. cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques.
- Les exigences du RPA valorisent la sécurité par rapport à l'économie.

Chapitre VI

Etude

de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

L'infrastructure est l'une des parties essentielles de l'ouvrage, car elle doit reprendre les Charges de la superstructure et les transmettes au sol de façon à assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage et de limiter les tassements différentiels.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

VI.2. Choix du type de fondation :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

La capacité portante du sol d'assise.

La distance entre axes des poteaux.

Les charges transmises au sol.

La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (radier) à une profondeur du fond de fouille à 3,5m de la surface du sol et de prendre une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 0,83bars$.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes:

$$\checkmark G + Q \pm E$$

$$\checkmark 0.8G \pm E \quad \text{RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)}$$

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}, \text{ avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

VI.3. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Les charges transmises au sol sont importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

Vu la contrainte très faible du sol et les tassements importants qui peuvent être engendrés d'après le rapport du sol, le choix d'emploi d'un radier général est une meilleure solution afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

VI.3.1. Pré dimensionnement :

❖ **La condition de coffrage :**

- ✓ **Nervure:** $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{6,2}{10} \geq 0,62 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq 62\text{cm} \dots \dots \dots (1)$
- ✓ **Dalle:** $h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{6,2}{20} \geq 0,31 \text{ m} \Rightarrow h_r \geq 31\text{cm}$

$L_{max} = 6,2\text{m}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

h_t : Hauteur de la nervure.

h_r : Hauteur du radier.

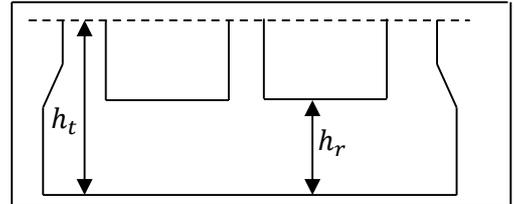


Figure VI.1. Dimensions du radier

❖ **La condition de rigidité :**

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max}$$

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

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol très mauvais :

$$K = 0,5 \times 10^4 \text{ KN/m}^3 \text{ (FUNTES ALBERT, 1988)}$$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \Rightarrow h \geq 0,485\text{m} \dots \dots \dots (2)$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,7^3 \times 3.2 \times 10^7}{3 \times 0,5 \times 10^4}} = 5,75\text{m}.$$

$$\frac{\pi}{2} \times L_e = 9,03\text{m} \geq L_{max}=6,2\text{m} \dots \dots \dots (1)$$

A partir des deux conditions (1) et(2) on adopte pour les dimensions suivantes :

La hauteur nervure: $h_t = 80\text{cm}$

La hauteur de radier: $h_r = 35\text{cm}$

• **Calcul du Poids :**

N_{ser} : L'effort de service de la superstructure a l'ELS : obtenu par logiciel **ETABS 2016**, on rajoutant l'effort normal du même poteau du sous-sol qu'on a déjà modélisé séparément.

$$N_{ser} = 27891,0786 + 5237,4893 = 33128,57 \text{ KN}.$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 399,14\text{m}^2 \Rightarrow S_{radier} \geq 399,14\text{m}^2$$

$$\text{La surface du bâtiment : } S_{bat} = L_x \times L_y = (17,4 + 16,4) \times \frac{25,7}{2} = 434,33\text{m}^2 > S_{radier}$$

Donc on prend $S_{radier} = 434,33\text{m}^2$

VI.3.2. Les Vérifications nécessaires :

a) Vérification au poinçonnement :

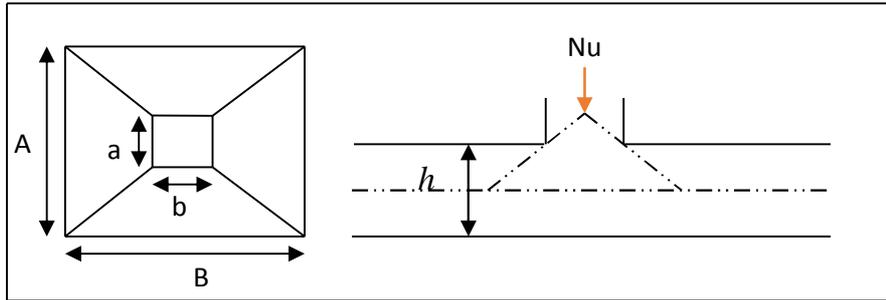


Figure VI.2. Présentation de la zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **BAEL91 (Art A.5.2, 42)**

N_U : L'effort normal sur le poteau.

h : hauteur de la nervure.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier : $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} ; \text{ On } a=b \Rightarrow A = B = 0,6 + 0,8 = 1,4m$$

On trouve $U_c = 5,6$ m.

$$N_U = (2717,0948 + 378,0048) = 3095,10 \text{ KN} \leq 0,045 \times 5,6 \times 0,8 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 3360 \text{ KN.}$$

(La condition est vérifiée) \Rightarrow Pas risque au poinçonnement. [3]

b) Vérification des contraintes dans le sol : **DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 a) :**

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

Il faut vérifier que : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$ Avec : $\sigma_{(max,min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$

N : L'effort normal dû aux charges verticales (a l'ELS)

M_y, M_x : Moments sismiques à la base tirée du logiciel ETABS, V16.

Avec M_x :(moment max sous EX) et M_y :(moment max sous EY).

A partir du programme **SOCOTEC** (calcul des formes) on trouve :

$$\begin{cases} X_G = 8,95 \text{ m} ; I_{xx} = 23898,9 \text{ m}^4 \\ Y_G = 12,72 \text{ m} ; I_{yy} = 10355,5 \text{ m}^4 \\ S = 434,33 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Dans le sens x-x : $N = 27891,08 + 5237,49 = 33128,57 \text{ KN} ; M_x = 24451,06 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{max} = \frac{33,12857}{434,33} + \frac{24,45106}{23898,9} \times 12,72 = 0,0893 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{33,12857}{434,33} - \frac{24,45106}{23898,9} \times 12,72 = 0,0633 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = 0,0828 \text{ MPa} < 0,083 \text{ MPa}$$

- Dans le sens y-y : $N=33128,57 \text{ KN}$; $M_y=26081,82$

$$\sigma_{\max} = \frac{33,12857}{434,33} + \frac{26,08182}{10355,5} \times 8,95 = 0,0988 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{33,12857}{434,33} - \frac{26,08182}{10355,5} \times 8,95 = 0,0537 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,0875 \text{ MPa} > 0,083 \text{ MPa}$$

Remarque : la contrainte non vérifiée selon le sens y-y.

→ On augmente la surface du radier en ajoutant un débordement.

- ✓ **Calcul de la surface du radier avec débord :**

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{4 \times N}{4 \times \sigma_{\text{sol}} - 2 \times \frac{M}{I} \times Y_G} = \frac{4 \times 33128,57 \times 10^{-3}}{4 \times 0,083 - 2 \times \frac{26081,82 \times 10^{-3}}{10355,5} \times 12,72} = 494,6 \text{ m}^2.$$

$S_{\text{rad}} = 494,6 \text{ m}^2 \geq 434,33 \text{ m}^2 \rightarrow$ donc on doit avoir $60,27 \text{ m}^2$ de plus.

Pour la structure étudiée les deux façades du bâtiment (façade inclinée plus façade supérieure) sont limitées par le terrain donc le débordement se fera sur le reste des façades du bâtiment.

On a le périmètre $P = 25,7 + 17,4 = 43,1 \text{ m}$.

- Calcul de la largeur du débord :

$$D = \frac{S}{P} = 1,398 \text{ m} \rightarrow \text{soit } D = 1,4 \text{ m}.$$

- Nouvelles caractéristiques géométrique de la structure

$$\begin{cases} X_G = 9,65 \text{ m} ; I_{xx} = 30343,8 \text{ m}^4 \\ Y_G = 13,43 \text{ m} ; I_{yy} = 13860,8 \text{ m}^4 \\ S = 495,93 \text{ m}^2 \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes dans le sol :**

Dans le sens x-x : $N = 33128,57 \text{ KN}$; $M_x = 24451,06 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{33,12857}{495,93} + \frac{24,45106}{30343,8} \times 9,65 = 0,0746 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{33,12857}{495,93} - \frac{24,45106}{30343,8} \times 9,65 = 0,059 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,0707 \text{ MPa} < 0,083 \text{ MPa}$$

- Dans le sens y-y : $N=33128,57 \text{ KN}$; $M_y=26081,82$

$$\sigma_{\max} = \frac{33,12857}{495,93} + \frac{26,08182}{13860,8} \times 13,73 = 0,0926 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{33,12857}{495,93} - \frac{26,08182}{13860,8} \times 13,73 = 0,041 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,0797 \text{ MPa} < 0,083 \text{ MPa}$$

Remarque : la contrainte est vérifiée selon les deux sens.

c. Vérification de la stabilité au renversement:

Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement: [1]

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ Dans le sens x-x :

$$e = \frac{24451,06}{33128,57} = 0,74m < \frac{17,8}{4} = 4,45 m$$

✓ Dans le sens y-y :

$$e = \frac{26081,82}{33128,57} = 0,79m < \frac{27,1}{4} = 6,775 m \Rightarrow$$

Pas risque au renversement dans les deux sens.

d.. Vérification de la poussé hydrostatique :

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

N = 33128,57KN (poids propre du radier ; uniquement la superstructure)

H = 3,5m, (la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

F_s = 1,15 (coefficient de sécurité).

S_{rad} := 495,93 m² (surface du radier avec débord).

γ_w = 10 KN/m³ (poids volumique d'eau)

On trouve :

$$N = 33128,57KN \geq 1,15 \times 3,5 \times 495,93 \times 10 = 19961,18KN \dots \text{vérifiée.}$$

La condition est vérifiée ⇒ Le bâtiment est stable vis-à-vis la poussé hydrostatique de l'eau.

VI.3.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le 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 ferrailage pour les autres.

Soit G₀: le poid propre de radier

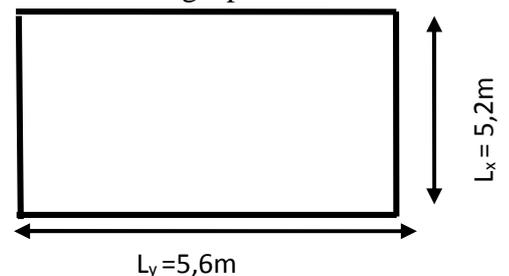


Figure.VI.3. Dalle sur quatre appuis.

$$G_0 = \rho \times h_r = 25 \times 0.35 = 8.75 \text{ KN/m}^2$$

$$l_x = 5,2\text{m}, l_y = 5,6\text{m}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{45488,23}{495,93} + 1.35 \times 8.75 = 103,54 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{33128,57}{495,93} + 8.75 = 75,56 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,93 > 0,4 \Rightarrow \text{Alors, la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\checkmark \text{ L'ELU : } \begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = 0,93 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1 } \begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,8450 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0,0428 \times 103,54 \times 5,2^2 = 119,83 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 101,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{➤ En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0,75M_0^x = 89,87 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75M_0^y = 75,95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{➤ En appui : } \begin{cases} M_a^x = -0,5M_0^x = -59,92 \text{ KN.m} \\ M_a^y = M_a^x = -59,92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0,35) \text{ m}^2$

❖ **Vérification de condition de non fragilité :**

$$\checkmark \text{ En travée : } \begin{cases} e \geq 12\text{cm} \text{ (Acier HA FeE400)} \\ \rho = 0,93 \end{cases} \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$$

$$d = h_r - 3 = 32\text{cm.}$$

$$\text{Sens xx: } A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times h_r = 2,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Sens yy: } A_{min} = \rho_0 \times b \times h_r = 2,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **En appuis :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1.Ferrailage du radier a l'ELU

		$M(\text{kn.m})$	$A_{cal}(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}})$	$A_{min}(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}})$	$A_{choisie}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t(\text{cm})$
En travée	Sens x-x	89,87	8,34	2,9	6HA14=9,24	16
	Sens y-y	75,95	7,008	2,8	5HA14=7,70	20
En appuis	Sens x-x	59,92	5,5	3,86	5HA12=5,65	20
	Sens y-y	59,92	5,5	3,86	5HA12=5,65	20

Remarque: On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 154,41 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 123,63 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 154,41 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{154,41 \times 10^{-3}}{1 \times 0,32} = 0,483 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

✓ L'ELS : $\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$

$$\begin{cases} \rho = 0,93 \\ v = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0,0500 \\ \mu_y = 0,8939 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0,05 \times 75,56 \times 5,2^2 = 102,16 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 91,32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0,75 M_0^x = 76,62 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 M_0^y = 68,49 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ En appui : $M_a^x = M_a^y = -0,5 M_0^x = -51,08 \text{ KN.m}$

❖ Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).

$\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)

F.N: $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$, avec $\eta = 1,6$ acier HA.

M_{ser} : Moment max à l'ELS ; y : Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2 \quad ; \quad \frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes du radier

Sens	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	Obs $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	σ_s (Mpa)	Obs $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
travée x-x	$M_t^x = 76,62$	9,24	8,13	96833,34	6,43	Vérifier	283,31	Non vérifier
Travée y-y	$M_t^y = 68,49$	7,7	7,52	83391,03	6,18		301,59	
Appuis	$M_a = 51,08$	5,65	6,57	64259,66	5,22		303,21	

⚡ **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier A_s à l'ELS.

Tableau VI.3. Les nouvelles sections d'acier adoptées à l'ELS

		$M(kn.m)$	$\beta(10^{-2})$	α	$A_{SER}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{ELU}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{adopté}(\frac{cm^2}{ml})$	St(cm)
En travée	Sens x-x	76,62	0,37	0,294	13,16	10,05	9HA14=13,85	11
	Sens y-y	68,49	0,332	0,281	11,72	9,05	8HA14=12,32	13
En appuis	Sens x-y	51,08	0,247	0,246	8,62	6,79	8HA12=9,05	13

• Rê-vérification des contraintes du radier :

Tableau VI.4. -Vérifications des contraintes du radier après augmentation de ferrailage

Sens	Moments (KN.m)	$A_{adoptée} (cm^2/ml)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_b (MPa)$	Obs $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	$\sigma_s (Mpa)$	Obs $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
travée x-x	$M_t^x = 76,62$	13,85	9,64	133730,06	5,52	Vérifier	192,17	Vérifier
travée y-y	$M_t^y = 68,49$	12,32	9,18	122022,4	5,15		192,13	
Appuis	$M_a = 51,08$	9,05	8,06	95255,08	4,32		192,57	

❖ Espacement des armatures :

Sens x-x: $S_t \leq \min[3h_r, 25 cm] = 25 cm$

Sens y-y: $S_t \leq \min[4h_r, 25 cm] = 25 cm$

❖ Schéma de ferrailage du radier :

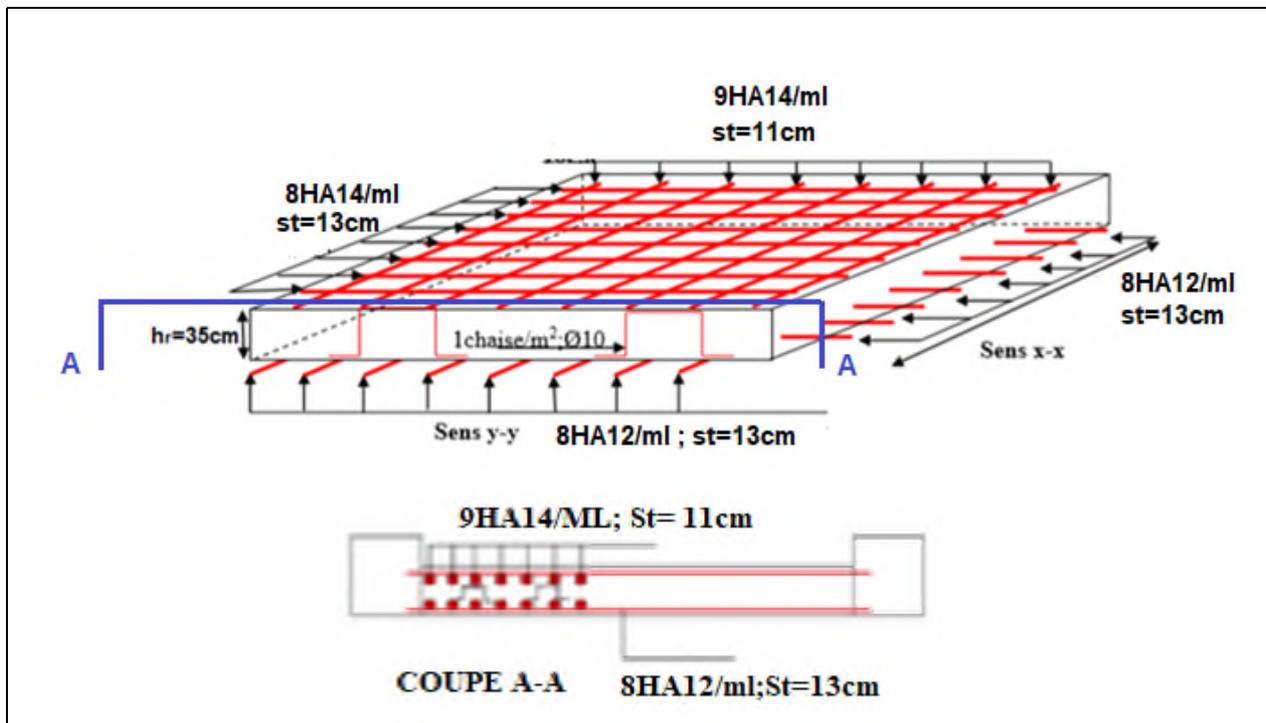


Figure VI.4. Schéma de ferrailage du radier

VI.3.4 ferrailage du débord :

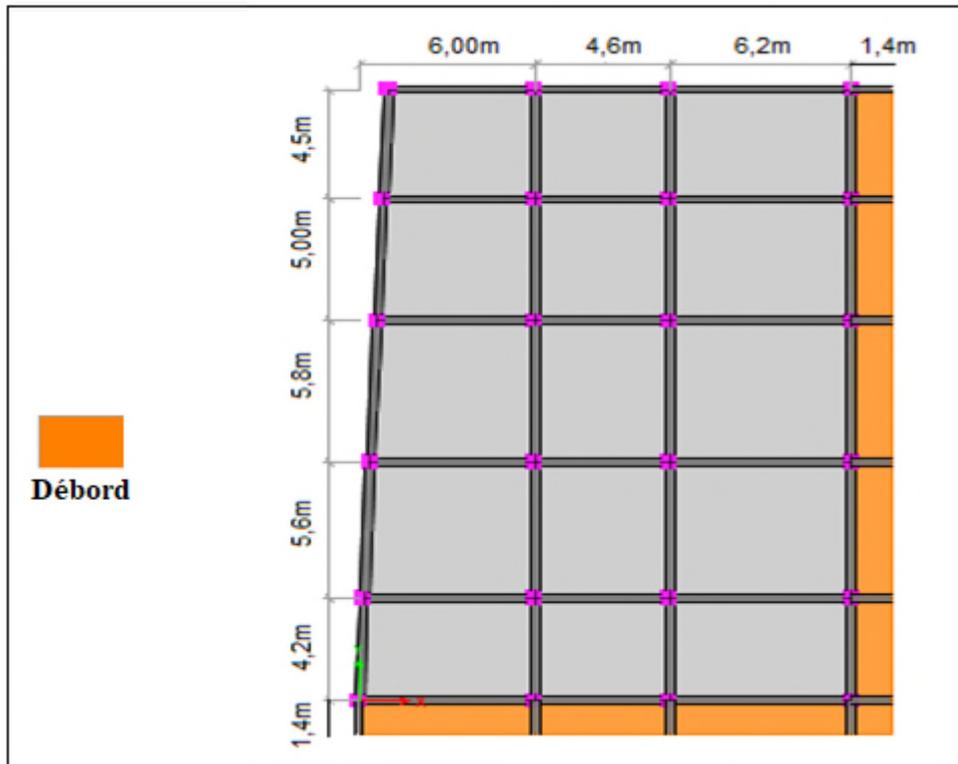


Figure VI.6. Schéma représentatif du débord de radier

On a $\rho = \frac{1,4}{5,6} = 0,25 < 0,4$ donc Le débord est assimilé à une console de 1,4m de longueur soumise à la flexion simple : $q_u = 103,54 \text{ KN}$; $q_s = 75,56 \text{ KN}$

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 101,47 \text{ KN.m}$$

$$A_{\min} = 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_c}$$

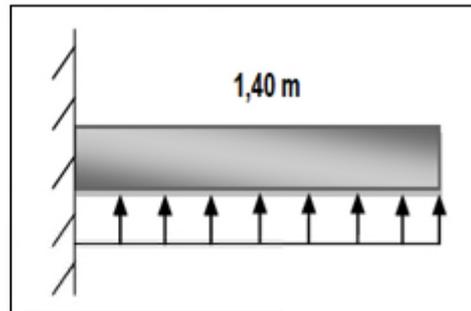


Figure VI.5. Schéma statique du débord

Tableau VI.5. Résumé des résultats de ferrailage du débord

M_u (KN.m)	A calculée (cm ² /ml)	A_{\min} cm ²	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ² /ml)	A_r (cm ² /ml)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ² /ml)
101,47	9,45	3,26	4HA14+3HA12=9,55	2,38	4HA10=3,14

a) Vérifications des contraintes

$$M_{ser} = q_s \times \frac{l^2}{2} = 75,56 \times \frac{1,4^2}{2} = 74,05 \text{ KN.m}$$

Tableau.VI.6. vérification des contraintes du débord.

M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
74,05	9,55	8,25	99519,14	6,14	265,09	15	201,63

La contrainte de traction des aciers n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS.

Tableau VI.7. Les nouvelles sections d'acier adoptées à l'ELS

M_s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A_{cal} (cm ² / ml)	A_{adop} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres
74,05	3,59	0,29	12,7	13,85	9HA14

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

Sachant que :

$$V_u = q_u \times l \Rightarrow V_u = 144,96KN ; \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.453MPa < 2.5MPa \dots\dots\dots C'est vérifié$$

❖ Schéma ferrailage du débord :

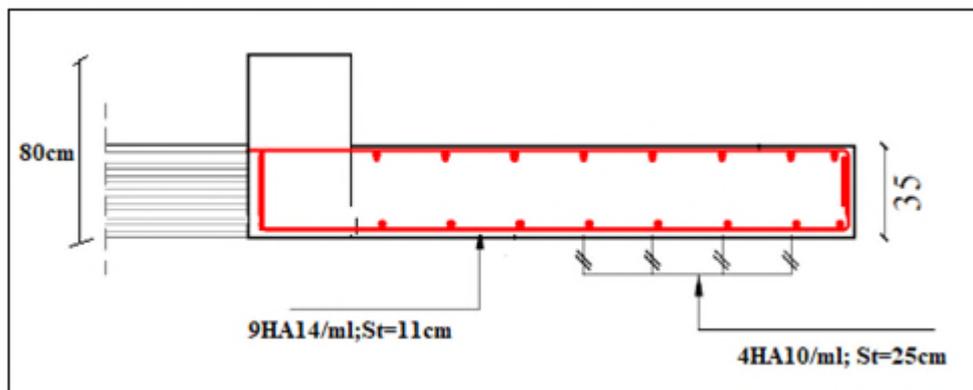


Figure VI.7. Schéma de ferrailage du débord.

VI.4 Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier sollicitées par leurs poids propre et la charge transmise par le radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de rupture, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

P_m : Charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.

P_v : Charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale

$$\begin{cases} P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right] \\ P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) L_{xd} \right] \end{cases}$$

Charge triangulaire

$$\begin{aligned} P_m &= \frac{2ql_x}{3} \\ P_v &= \frac{1ql_x}{2} \end{aligned}$$

Avec : $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$, $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$

$Q_u = 103,54 \text{ KN/m}^2$, $Q_s = 75,56 \text{ KN/m}^2$

On traitera un exemple de nervure dans chaque sens :

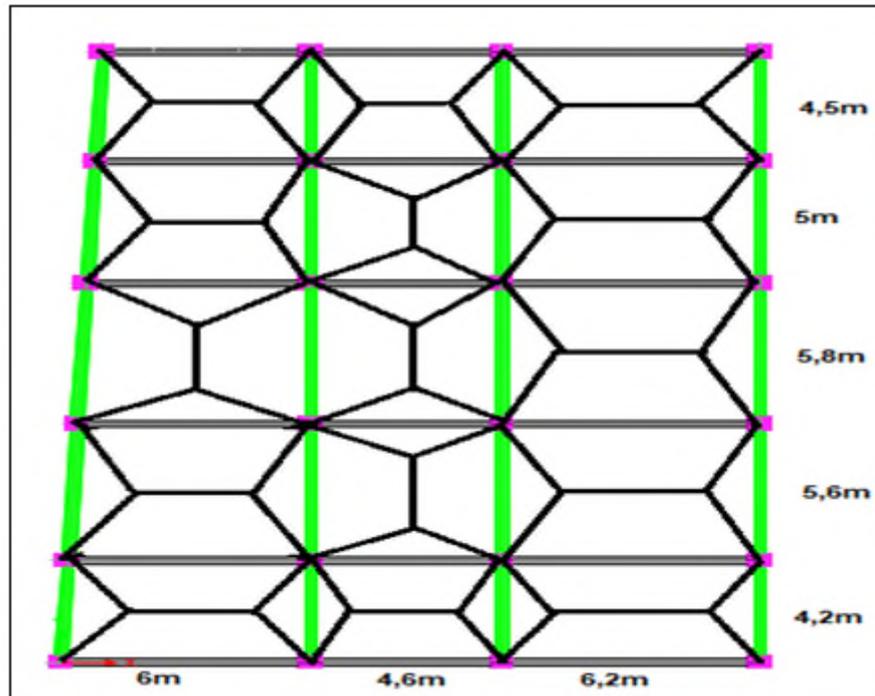


Figure VI.8. Schéma de rupture des dalles de radier

On traitera un exemple de nervure dans chaque sens :

Remarque : les distances sont entre axes, on va prendre les distances entre nus intérieurs pour le calcul de la charge sur la nervure, et entre axes pour le calcul des moments.

✓ Sens X-X

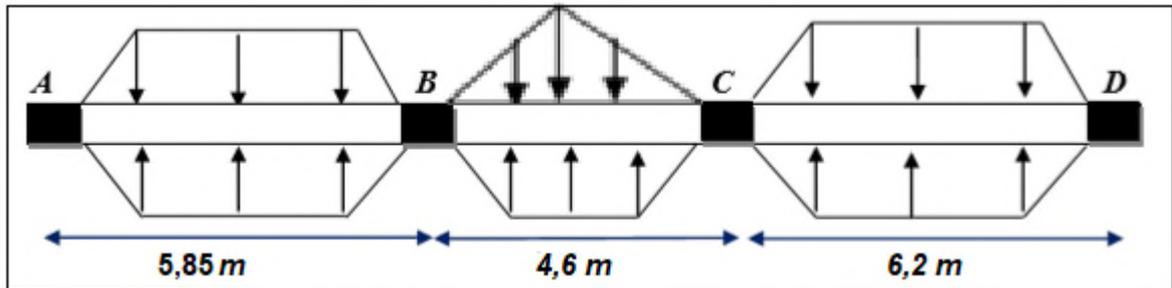


Figure VI.9. Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x

✓ Sens Y-Y:

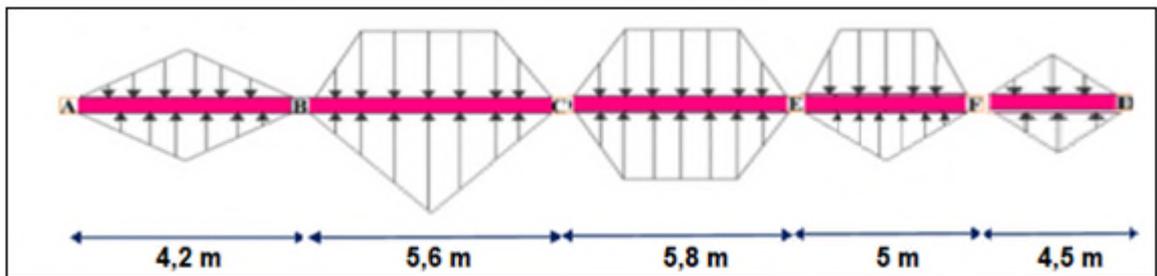


Figure VI.10. sollicitations sur les nervures dans le sens y-y

VI.4.1. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

$$\Rightarrow \text{Moments aux appuis : } M_a = - \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Pour une travée de rive.} \\ 0.8 \times l & \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$

\Rightarrow Moment en travée :

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

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

M_g et M_d : moments sur appuis gauche et droit respectivement

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

➤ ELU :

➤ Sens x-x :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.8. Sollicitations des nervures dans le sens x-x

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	Pu (KN/m)	M _a (KN.m)		x (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	5,85	5,85	337,75	0	-1003,37	2,42	986,70
B-C	4,60	3,68	274,10	-1003,37	-1158,09	2,18	353,67
C-D	6,20	6,20	350,76	-1158,09	0	1,89	1156,09

Sens y-y :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.9.Sollicitations des nervures dans le sens y-y

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	Pu (KN/m)	M _a (KN.m)		x (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	4,20	4,20	248,60	0	-658,47	1,47	268,36
B-C	5,60	4,48	335,47	-658,47	-869,55	2,69	553,15
C-D	5,80	4,64	372,82	-869,55	-770,22	2,95	748,22
D-E	5,00	4,00	301,89	-770,22	-606,95	2,61	256,59
E-F	4,50	4,50	269,20	-606,95	0	2,75	411,73

➤ ELS :

➤ Sens x-x :

Tableau VI.10.Sollicitations des nervures dans le sens x-x

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	Pu (KN/m)	M _a (KN.m)		x (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	5,85	5,85	246,48	0	-732,23	2,42	720,06
B-C	4,60	3,68	200,03	-732,23	-845,15	2,18	258,10
C-D	6,20	6,20	255,98	-845,15	0	3,63	843,70

➤ Sens y-y :

Tableau VI.11.Sollicitations des nervures dans le sens y-y

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	Pu (KN/m)	M _a (KN.m)		x (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	4,20	4,20	181,34	0	-480,45	1,47	195,71
B-C	5,60	4,48	244,81	-480,45	-634,56	2,69	403,70
C-D	5,80	4,64	272,07	-634,56	-562,08	2,95	546,02
D-E	5,00	4,00	220,31	-562,08	-442,94	2,61	187,25
E-F	4,50	4,50	196,46	-442,94	0	2,75	300,48

VI.4.2. Ferrailage de la nervure :

↪ Sens x-x :

$$h_t = 0,80 ; h_r = 0,35 m ; b_0 = 0,60 m ; d = 0,77 m$$

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

$$\Rightarrow \text{Sens } x : b \leq \min\left(\frac{3,6}{10} ; \frac{5,6}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,32 m.$$

$$\text{soit } : b = 1,3 m$$

$$\Rightarrow \text{Sens } y : b \leq \min\left(\frac{4}{10} ; \frac{5,2}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,4 m.$$

$$\text{soit } : b = 1,4 m$$

Le moment équilibré par la table :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 \times 1,5 \times 0,35 \times \left(0,77 - \frac{0,35}{2}\right) = 4435,73 \text{KN.m.}$$

$$M_{tu} = 4435,73 \text{KN.m} > M_u . (\text{pour les deux sens}).$$

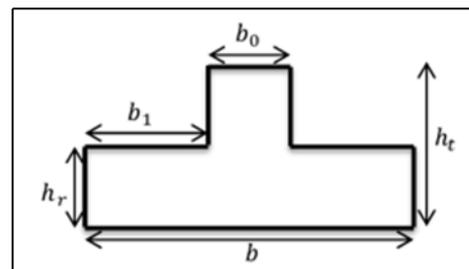


Figure VI.11. Section de la nervure

→Donc l'axe neutre passe par la table de compression: calcul d'une section rectangulaire (b×h).

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.12. Calcul de ferrailage de la nervure sens x-x

Sens	Localisation	$M_u(KNm)$	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$	Choix
X-X	Travée	1156,09	45,7	12,09	49,09	10HA25
	Appui	1158,09	45,78		49,09	10HA25

Tableau VI.13.calcul de ferrailage de la nervure sens y-y

Sens	Localisation	$M_u(KNm)$	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$	Choix
Y-Y	Travée	748,22	28,87	13,02	29,45	6HA25
	Appui	869,55	33,07		34,36	7HA25

VI.4.3.Vérifications :

A l'ELU :

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

$$V_g = \frac{q \times l}{2} \frac{M_g - M_d}{l}; V_d = \frac{q \times l}{2} \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

Tableau VI.14.Vérification de l'effort tranchant dans les nervures

Sens	$V_u (KN)$	$\tau_{bu} (MPa)$	$\bar{\tau}_{bu} (MPa)$	Observation
Sens x-x	1274,14	1,27	2,5	Vérifiée
Sens y-y	1098,30	1,02	2,5	Vérifiée

A l'ELS :

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

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

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.15. Vérification des contraintes dans la nervure

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
x-	travée	1156,09	24,41	2666797,41	10,58	15	341,99	201.63
x	appui	1158,09	24,41	2666797,41	10,60	15	342,58	201.63
y-	travée	748,22	19,73	1781690,37	8,29	15	360,77	201.63
y	appui	869,55	21,06	2017592,4	9,08	15	361,63	201.63

↳ **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s en recalculant à l'ELS.

Tableau VI.16. Les nouvelles sections d'acier adoptées à l'ELS.

		M(kn. m)	$\beta(10^{-2})$	α	$A_{SER}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{ELU}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{adopté}(\frac{cm^2}{ml})$
Sens x-x	travée	1156,09	0,740	0,393	85,69	49,09	10HA32+2HA20=86,7
	appui	1158,09	0,745	0,394	85,87	49,09	10HA32+2HA20=86,7
Sens y-y	travée	748,22	0,450	0,320	53,95	29,45	5HA32+3HA25=54,94
	appui	869,55	0,520	0,340	63,17	34,36	5HA32+5HA25=64,75

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.17 Vérification des contraintes des nervures après augmentation de ferrailage

Localisation		Choix par (m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
x-x	travée	5HA40+3HA32	33,96	30,54	4049912,59	8,72	198,96
	appui	5HA40+3HA32	33,96	30,54	4049912,59	8,73	199,30
y-y	Travée	5HA32+3HA25	31,42	25,54	2904238,09	6,58	198,86
	appui	5HA32+5HA25	39,27	27,26	3280746,38	7,23	197,74

- **Armatures transversales :**

$$\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min})$$

$$\Phi_t \geq \min (6 \text{ mm} ; 2,29\text{mm} ; 25 \text{ mm}) \geq 6 \text{ mm} \quad \text{soit 2 cadres } \Phi 10.$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

Soit : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 = 4T10$

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St = \min(69,3; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$St \leq \frac{At \times fe}{0.4 \times b_0} = \frac{3,14 \times 400}{0.4 \times 60} = 52,33 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{0.8 \times At \times fe}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 19,75 \text{ cm}$$

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 : $h_n= 80\text{cm} \Rightarrow A_p=3 \times 0,80 = 2,40\text{cm}^2$. On adopt $2\text{HA}14=3,08\text{cm}^2/\text{face}$.

❖ **Schéma de ferrailage des nervures :**

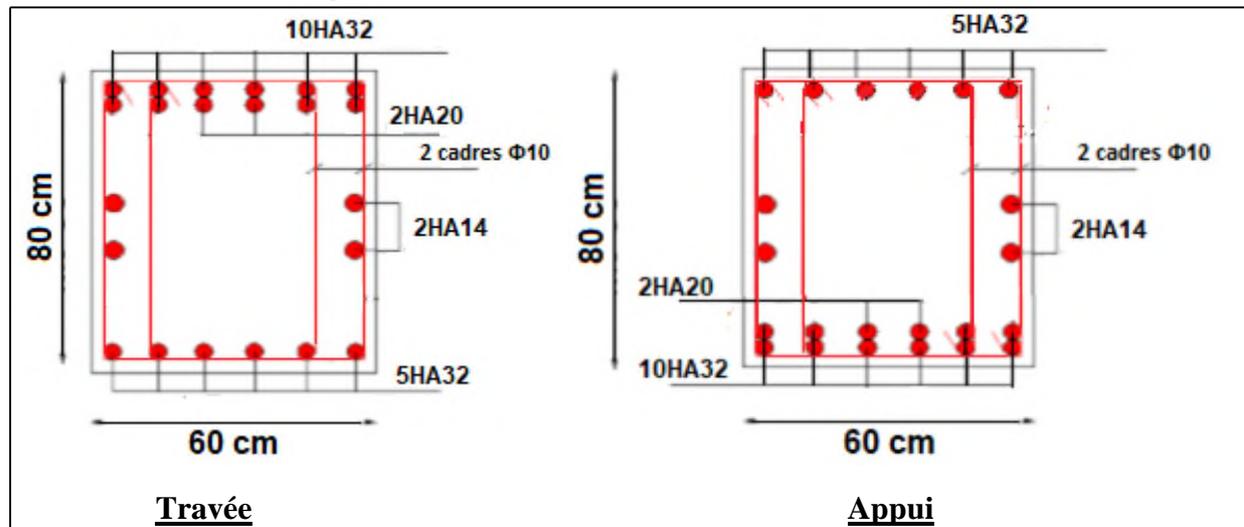


Figure VI.12.Schéma de ferrailage des nervures dans les sens x-x.

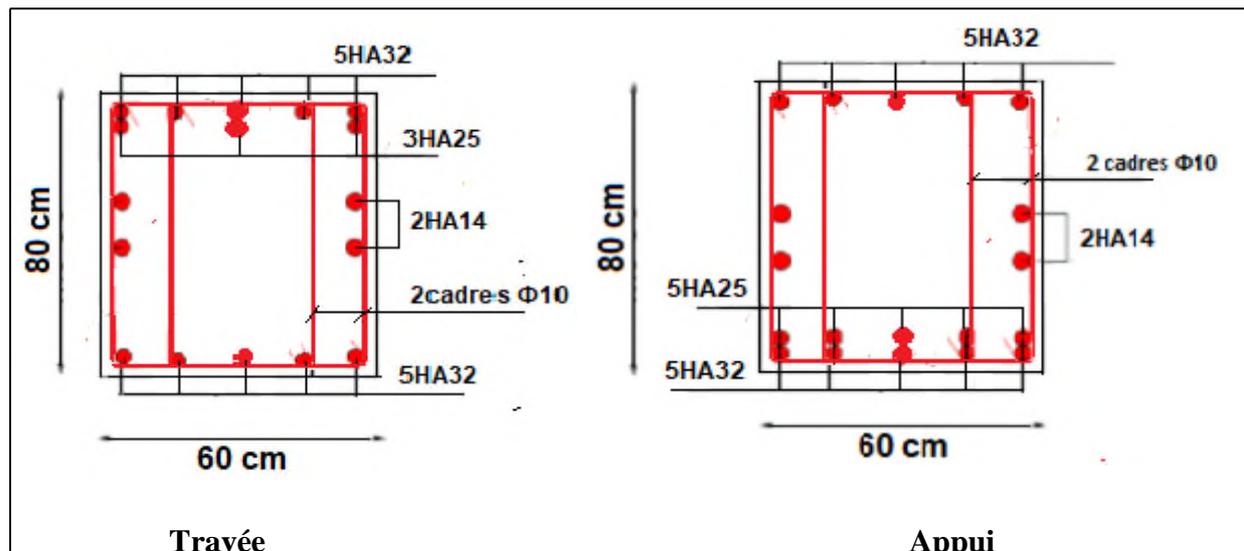


Figure VI.13.Schéma de ferrailage des nervures dans les sens y-y.

VI.5. Etude du voile Périphérique :

D'après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.5.1 Dimensionnement des voiles :

- Hauteur $h=2,8$ m
- Longueur $L=5,2$ m
- Épaisseur $e=15$ cm

➤ **Caractéristiques du sol**

- Poids spécifique $\gamma_h = 19$ KN/m³
- Cohésion (Sol non cohérent) $c = 0,25$ bar
- Angle de frottement est : $\varphi = 13$

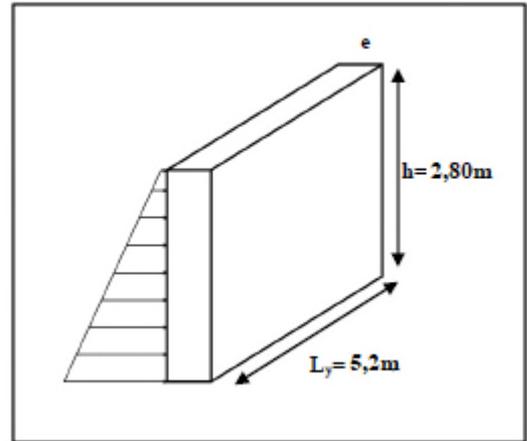


Figure VI.14. Poussée des terres sur le voile périphérique

On prend $C=0$ (L'infrastructure doit être protégée par un système de cuvelage « drainage + étanchéité + résistance : béton hydrofuge dosé à 400kg/m³ ») d'après le rapport de sol

VI.5.2. Détermination des contraintes :

La contrainte qui s'exerce sur la face du mur est : $\sigma_H = K_a \cdot \sigma_v$

σ_H : contrainte horizontale. σ_v : contrainte verticale.

Avec : $\sigma_v = q + \gamma \cdot h + Q$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{13}{2} \right) = 0,63$$

On retire la charge concentré sur le mur à partir du L'ETABS 2016

$$ELU : \frac{N}{S} = \frac{287,83}{14,56} = 17,71 \text{ KN/m}^2$$

$$ELS : \frac{N}{S} = \frac{187,42}{14,56} = 12,87 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_U = 17,71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_H = K_a(1,5 \times q + 1,35 \times \gamma \times h + Q_U) \begin{cases} \text{pour } h = 2,8 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 65,85 \text{ KN/m}^2 \\ \text{pour } h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 20,61 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 65,85 + 20,61}{4} = 54,54 \text{ KN/m}^2$$

VI.5.3 Ferrailage du voile :

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.

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 54,54 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 2,4 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m} \quad L_y = 5,2 \text{ m} \quad e = 0,15 \text{ m}$$

$$\rho = 2,4/5,2 = 0,46 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2; \quad M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \quad \rho = 0,42 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,1022 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,1022 \times 54,54 \times 2,4^2 = 32,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,25 \times 32,11 = 8,03 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés :**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 27,29 \text{ KN.m} \quad M_y = 0,85 M_{0y} = 6,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,3 M_{0x} = -9,63 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 15 \times 100 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.18.Ferrailage des voiles périphérique

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
Travée	X-X	27,29	0,133	0,180	0,111	7,05	1,5	5HA14 = 7,7
	Y-Y	6,83	0,033	0,043	0,118	1,66	1,5	4HA10 = 3,14
Appui		- 9,63	0,047	0,06	0,117	2,36	1,5	4HA10 = 3,14

✓ **Espacements :**

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

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

✓ **Vérifications :**

$$\rho = 0,46 > 0,4 \quad e = 15 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,46) 100 \times 15 = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,2 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{lx^4 + ly^4} = \frac{54,54 \times 2,4}{2} \times \frac{5,2^4}{2,4^4 + 5,2^4} = 62,61 \text{KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{lx^4 + ly^4} = \frac{54,54 \times 5,2}{2} \times \frac{2,4^4}{2,4^4 + 5,2^4} = 6,16 \text{KN}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d}$$

Tableau VI.19.Vérification de l'effort tranchant.

sens	V _u (KN)	τ(MPa)	τ _{adm} (MPa)	Observation
XX	62,61	0,52	1,17	vérifiée
YY	6,16	0,051	1,17	vérifiée

On doit vérifier que

✓ Vérification A L'ELS :

$$\rho = 0,46 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,1051 \\ \mu_y = 0,3319 \end{cases}$$

$$Q_s = 12,87 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_H = Ka(q + \gamma \times h + Q_s) \begin{cases} \text{pour } h = 2,8 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 47,92 \text{KN/m}^2 \\ \text{pour } h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 14,41 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 47,92 + 14,41}{4} = 39,54 \text{KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 39,54 \text{KN/ml}$$

✓ Calcul des moments isostatiques :

$$M_{0x} = 0,1051 \times 39,54 \times 2,4^2 = 23,83 \text{KN.m} ; M_{0y} = 0,3319 \times M_{0x} = 7,94 \text{KN.m}$$

✓ Les moments corrigés :

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 20,34 \text{KN.m} ; M_y = 0,85 M_{0y} = 6,75 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,3 M_{0x} = -7,18 \text{KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

Tableau VI.20. Vérifications des contraintes à l'ELS des les voiles.

Localisation		M^s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	20,34	3,75	7577,1	10,8 < 15	Vérifiée	332,09 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	6,75	2,92	4713,1	4,19 < 15	Vérifiée	195,05 < 201,63	Vérifiée
Appui		-7,18	2,92	4713,1	4,46 < 15	Vérifiée	207,42 > 201,63	N. Vérifiée

On doit calculer les armatures à l'ELS a en travée dans le sens xx et on appuis car la contrainte de traction n'est pas vérifiée.

Tableau V.21.calcul de ferrailage des voiles à l'ELS.

Localisation	M_s (KN.m)	β (10^{-3})	α	A_{cal} (cm^2 / ml)	A_{adop} (cm^2 / ml)	Nbre de barres
Travée x-x	20,34	7	0,385	9,64	10,18	9HA12
Appuis	-7,18	2,47	0,25	3,24	3,93	5HA10

❖ Schéma de ferrailage du voile :

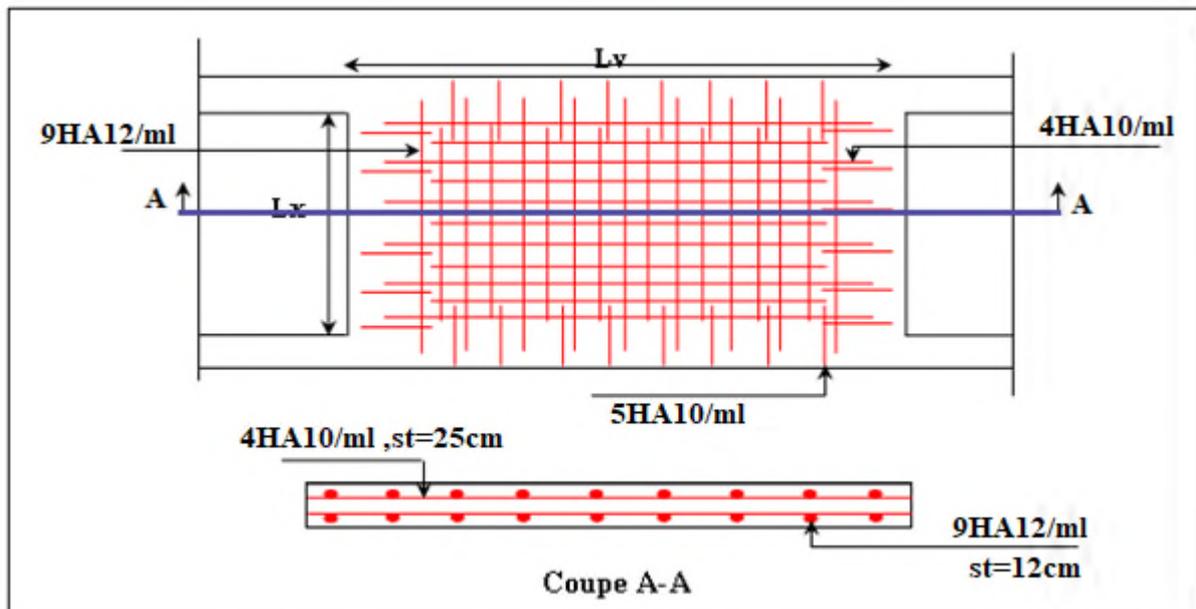


Figure VI.15.Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion Générale

Conclusion générale

La recherche du bon comportement de la structure nous a conduit à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- 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, et vu l'abondance des ouvertures dans le sens x-x rajoutant a ça la discontinuité des portiques qui nous a compliqué la tâche afin d'avoir un bon comportement dynamique vis avis des sollicitations sismiques.
- 3.** Dans le but d'économie et de vérifier l'effort normal réduit, plus les sollicitations importante reprise par les portiques sous charges horizontales ; les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été changées, en augmentant les sections des poteaux du sous sol et RDC et en diminuant celles des étages 3, 4, 5,6 et 7.
- 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 avec débord est le type de fondation choisi, Vu la contrainte très faible du sol et les tassements importants qui peuvent être engendrés d'après le rapport du sol.

Enfin, Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les prochaines promotions.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

- ❖ [1] **RPA99** « Règles parasismiques Algériennes 1999/ver 2003 ».
- ❖ [2] **CBA 93** « Code du béton armé, 1993 ».
- ❖ [3] **BAEL91/99**« Béton armé aux états limites, 1997/ver1999».
- ❖ [4] **DTR BC 2.2**« Charges permanentes ET surcharges d'exploitation; édition 1989 ».
- ❖ [5] **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles ; édition 1992 ».
- ❖ Cahier de cours béton du cursus, Université de Bejaia, 2015-2019.
- ❖ Ancien mémoires de fin d'étude
- ❖ Logiciels utilisés :
 - ETABS V.16
 - Socotec.

Annexes

Annexe (I) :

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe (II)

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

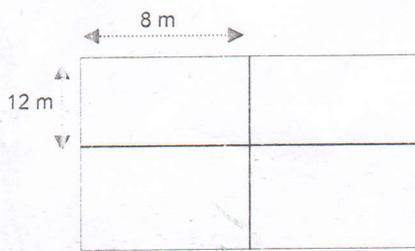
		u/lx v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M ₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M ₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

Annexe (III)

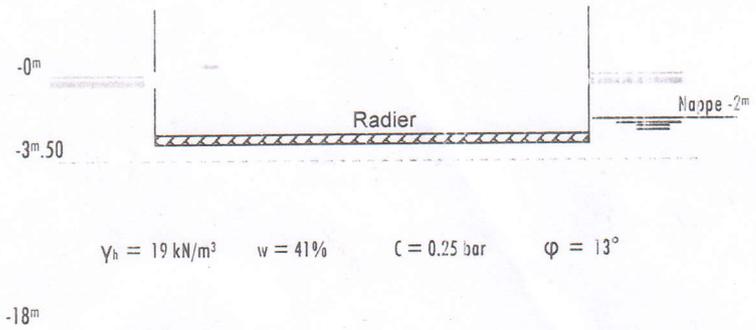
Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	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	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Les Plans



Radier considéré



L'expression du tassement est : $\Delta H = (\Delta\sigma \cdot H) / \sigma_o \cdot c$

Avec, H : épaisseur de la couche du sol, C : constante de compressibilité $c = K_{sol} \cdot R_p / \sigma_o$ avec $5 > K_{sol} > 2$

Résultat :

On aura en fin de compte, des tassements oscillant entre 9.65^{cm} pour un tassement min et 13.46^{cm} pour une valeur max, et cela pour la contrainte admissible transmise de 0.85 bar.

• La liquéfaction des sols

Les vibrations et notamment les séismes provoquent dans les sols de contraintes agissant directement sur les caractéristiques intrinsèques du sol et particulièrement ses contraintes de cisaillement.

S'agissant de sollicitations très brèves, les massifs de sols saturés même sablonneux se retrouvent dans des conditions non drainées. Il s'ensuit immédiatement au niveau des sols particulièrement saturés, une augmentation rapide des pressions interstitielles et par conséquent une chute des contraintes normales effectives.

Afin de vérifier le risque de liquéfaction du sol de notre site, on vérifiera à priori et sommairement étant donnée que la vérification du risque liquéfaction nécessite une étude très approfondie et très spécifique.

Généralement, les conditions suivantes sont à vérifier :

- Degré de saturation avoisinant 100%
- Granulométrie peu étalée avec un coefficient d'uniformité (ou de Hazen) : $C_u < 15$.
- Diamètre à 50% tel que : $0.05 < D_{50} < 15 \text{ mm}$
- Sol contenant du sable fin à très fin constituant une couche importante (20^m d'épaisseur en moins).

Le sol du site étudié est :

- Quasiment saturé, $S_r \approx 100\%$
- Le coefficient de Hazen : $10 < C_u \leq 20$.
- On retrouve des valeurs de D_{50} inférieurs à 0.05mm.
- Les sondages ont révélé la constitution quasiment marneuse moyennement compacte en profondeur.
- Existence d'altercations de couches de gros sable et moyen avec quelques galets tous les 1^m à $1^m.50$ dans le sous sol permettant un drainage relatif des eaux interstitielles.
- Les marnes observées dans les carottes sont moyennement compactes à compactes, d'après les essais au PSL (valeur de $R_p > 60 \text{ bars}$ à partir de -12^m).

On peut donc conclure, que le risque de liquéfaction du sous sol est relativement minime, mais qui peut devenir réel à moyen et long terme. En effet, des séismes importants, prolongés et répétés peuvent métamorphoser les caractéristiques intrinsèques des sols en place.

- Renforcement du sol d'assise

Suite aux tassements assez importants et la contrainte relativement faible, il est possible d'étudier l'éventualité d'un renforcement du sol d'assise. L'objectif est d'améliorer le sol tant du point de vue de sa portance que de sa compressibilité, en y incorporant des inclusions souples, en colonnes ballastées par exemple, qui est d'ailleurs la technique la plus courante actuellement (conçu par Keller). Le réseau de colonnes une fois réalisé, sera indépendant de la structure.

La technique consiste en la réalisation d'un réseau de colonnes constituées de ballastes compactés, dans toute la surface du terrain d'assise. Ceci améliorera la portance du sol et diminuera considérablement les tassements.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le terrain objet de la présente étude, sis à Sidi Ali Lebhar demandée par la Sarl ENPRIM est constitué d'un sol de faible à moyenne portance.

Le terrain est plat, constitué de limons marneux sablonneuse graveleux, à marneuse sablonneuse mélangé parfois de vases, en profondeur.

Les essais pénétrométriques dynamique ont révélé un terrain horizontalement avec un sous sol relativement hétérogène vis-à-vis de sa résistance, qui est globalement de très faible au niveau des deux premiers mètres, moyenne au niveau de la couche comprise entre -2^m et -9^m. Au-delà, la résistance est supérieure à 30 bars.

Une présence d'eaux souterraine est localisée à -2^m.00 dans la journée du 31.03.2016.

A cet effet, on préconise les variantes suivantes, selon l'envergure du projet :

- a) Fondations, type superficielles, en adoptant ;
 - Un taux de travail de 0.83 bar pour une profondeur du fond de fouille à -3^m.50 de la surface du sol ;
 - Les tassements générés par une contrainte appliquée de 0.83 bar seront compris entre 9^{cm} et 13^{cm}. Une contrainte supérieure engendrera des tassements importants et insupportables.
 - L'infrastructure doit être protégée par un système de cuvelage (drainage + étanchéité + résistance : béton hydrofuge dosé à 400 kg/m³) ;
 - Le radier doit être posé sur un lit en pierres bien entreposés sur une épaisseur de 40 cm au moins ;
 - Le risque de liquéfaction du sol est relativement minime. La succession de séismes peut métamorphoser les sols en profondeur avec leurs caractéristiques intrinsèques.
 - Les sols de fondations présentent une agressivité faible vis-à-vis du béton. Le cuvelage est systématique.
 - Le site est classé en catégorie S4 selon le DTR BC 2 48.

- b) Un renforcement des sols d'assise peut être envisagé (selon l'envergure du projet), par colonnes ballastées par exemple.
- c) Des fondations profondes par pieux peuvent être considérées mais, qui sont particulièrement coûteuses suite à la profondeur d'ancrage importante.

Par ailleurs, il est préconisé :

- ✓ Ne pas laisser les fouilles trop longtemps ouvertes.
- ✓ Favoriser la création d'espaces verts et plantations d'arbres pour l'évapotranspiration du sous scl.

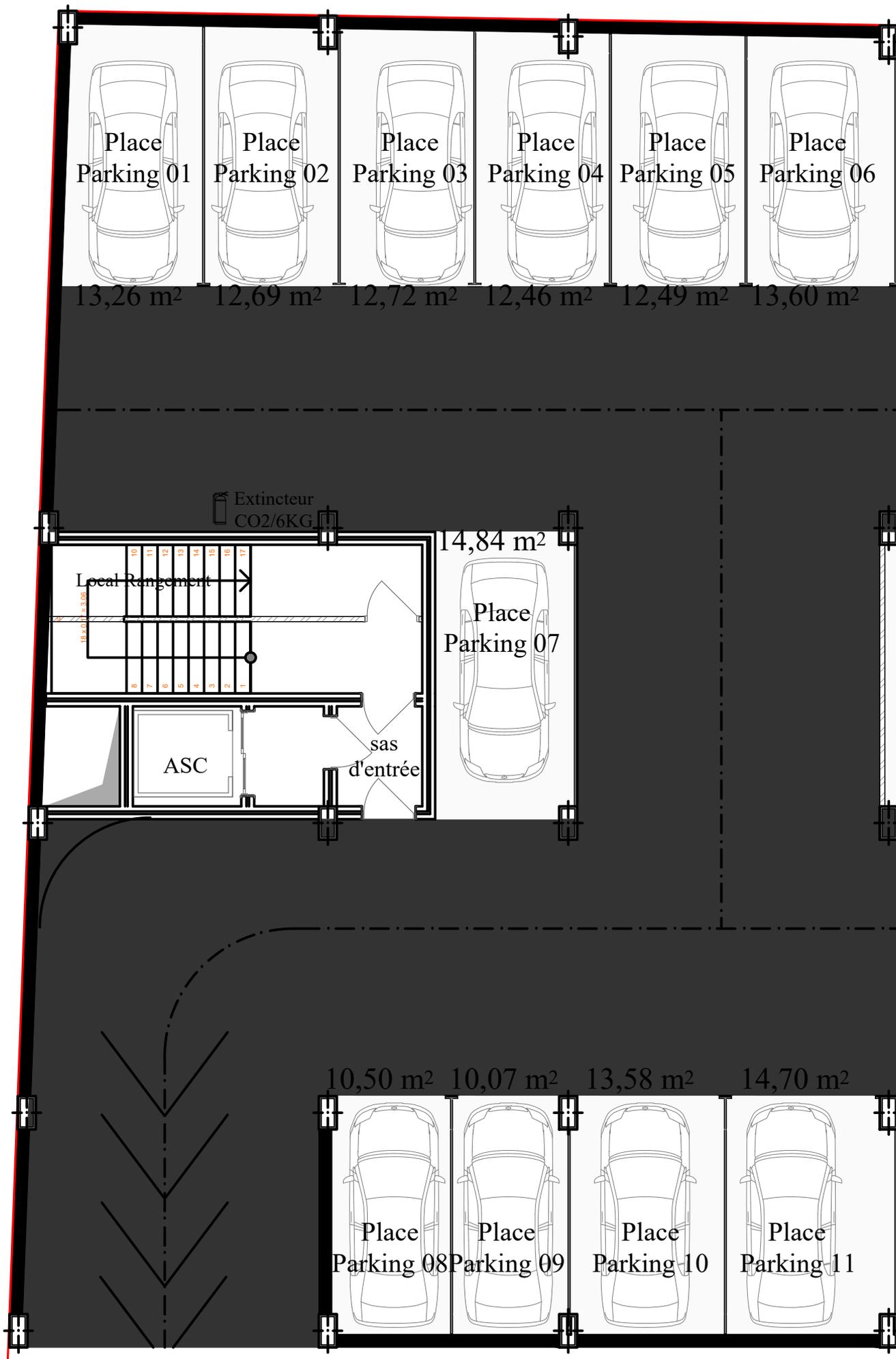
L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

Ingénieur Charge D'études
A. DJEDJIG

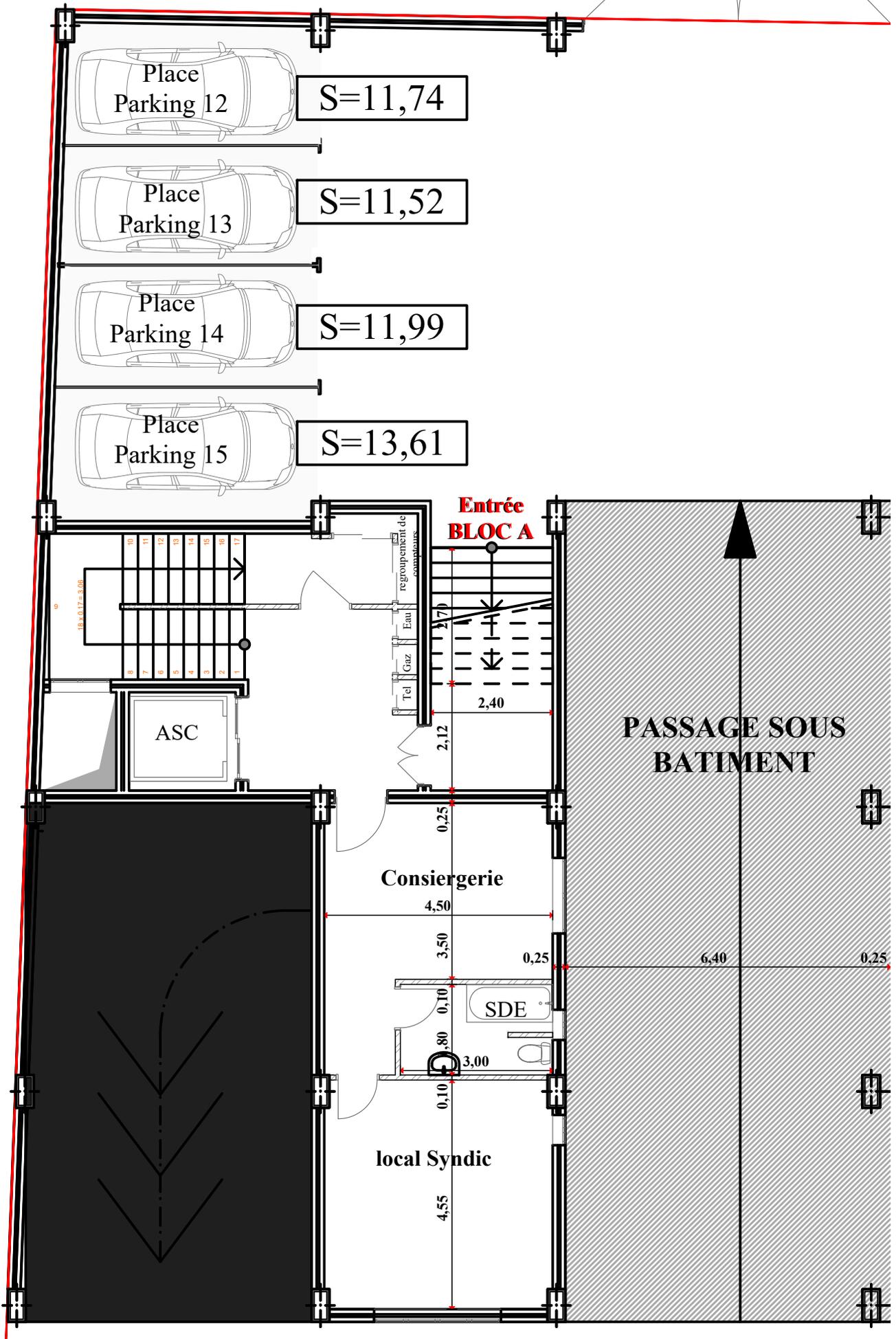
SCP / LEC BEJAIA
Service Etude



PLAN SOUS SOL

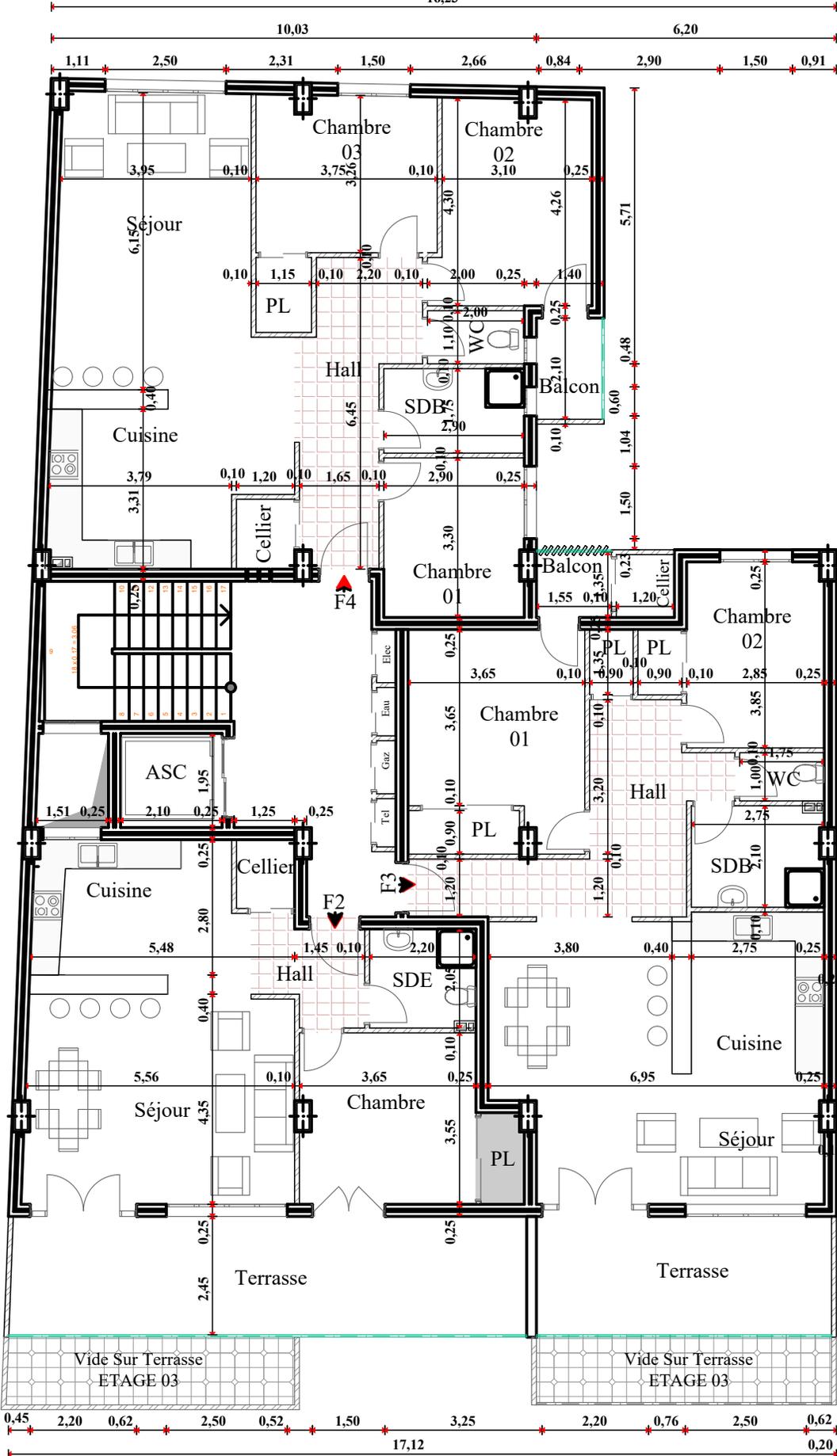


PLAN REZ DE CHAUSSEE



PLAN ETAGE 04

16,23



PLAN ETAGE 05/06/07

