

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère De l'Enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
Université Abderrahmane Mira- Bejaia
Faculté De Technologie
Département De Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En Vue de l'obtention du Diplôme de master en génie civil
Option : Matériaux et Structures(M.S)

Thème :

**Etude D'un Bâtiment (R+10+3Entres-Sol) A Usage D'habitation
Et Commerciale Contreventé Par Un Système Mixte (Voiles-
Portiques)**

Présenté par :

M^r FETTOUS Nassim
M^r BOUZIDA Fateh

Encadré par :

M^r M. BOUZEROURA

Membres de Jury:

M^r A.CHELLOUAH
M^{me} S.ATTIL

Promotion 2012/2013

Remerciements

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

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

A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A M^{er} M. BOUZEROURA: notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

Au bureau d'étude Mezouara pour son bon accueil.

A tous nos amis qui nous a toujours encouragés

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

Nassim& Fateh

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A la mémoire de mon frère qui nous a quitté et
que le dieu l'accueille dans son vaste paradis

A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.

A mes frères ouali et yanis

A ma petite sœur fatiha

A ma grande sœur et son mari

A mes très chers grands parents.

A mes tantes et leurs familles

A tous les cousins et cousines

A mon binôme et sa famille

A tous mes amis sans exception

Fateh

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.

A mes frères et mes sœurs.

A ma belle sœur.

A petit prince Karim et petite princesse Dacine.

A mon binôme et à tous mes amis.

A une personne très cher N. Benhama

Nassim

SOMMAIRE

I. Généralités

I.1.Introduction	1
I.2.Présentation du projet	1
I.3.Caractéristiques de la structure	2
I.4.Règlements et normes utilisés	3
I.5.Etats limites	3
I.6.Actions et sollicitations	4
I.7.Caractéristiques des matériaux	6
I.8.Hypothèses de calcul	11

II. Pré dimensionnement des éléments

II.1.Introduction	13
II.2.Les planchers	13
II.3.Les Poutres	14
II.4.Les voiles de contreventement.	16
II.5.L'acrotère	17
II.6.Les escaliers.	17
II.7.Evaluation des charges et surcharges	21
II.8.Les poteaux	23

III. Etudes des éléments secondaires

III.1.Plancher	33
III.2.Etude d'escalier	59
III.3.Etude des balcons	77
III.4.Etude de la poutre de chainage.....	85
III.5.Etude d'ascenseur	90
III.6.Calcul de l'acrotère	97

IV. Etude dynamique

IV-1 Introduction	103
IV-2 Modélisation de la structure par le logiciel SAP 2000	103
IV-3 Méthodes de calculs	103

IV-4 Disposition des voiles	109
IV-5 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique	111
IV-6 Conclusion	117

V. Etude des éléments structuraux

V.1.Introduction	118
V.2.Etude des poteaux	118
V.3.Etude des poutres	131
V.4.Etude des voiles.	142
V.5.conclusion	148

VI. Études de l'infrastructure

VI.1.Introduction	149
VI.2.Choix du type de fondation	149
VI.3.Etude de la fondation niveau 0.00m	149
VI.4.Etude de la fondation niveau 9,18	165
VI.5.Voile périphérique.	178

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Table des Tableaux

Tableau I.1.Etats limites ultimes et états limites de service.	4
Tableau I.2. f_e en fonction du type d'acier	10
Tableau II.1.Evaluation des charges du plancher terrasse accessible	21
Tableau II.2.Evaluation des charges du plancher étage courant.	21
Tableau II.3.Evaluation des charges du plancher RDC	21
Tableau II.4.Évaluation des charges du balcon.....	21
Tableau II.5.Évaluation des charges de l'acrotère.	22
Tableau II.6.Évaluation des charges des cloisons extérieures	22
Tableau II.7.Évaluation des charges de cloisons intérieures	23
Tableau II.8.Évaluation des charges du palier	23
Tableau II.9.Évaluation des charges de la volée d'escalier	23
Tableau II.10.Dimensions des poteaux supposées.....	24
Tableau II.11.Descente de charge de poteau (P1)	26
Tableau II.12.Descente de charge de poteau (P2).....	28
Tableau II.13.Résumé des vérifications a la compression a tous les niveau du poteau (P2)	30
Tableau II.14.Résumé des vérifications au flambement dans tous les niveau du poteau (P2)	32
Tableau III.1.1.Chargements sur les poutrelles	38
Tableau III.1.2.Sollicitations Type 1 à L'ELU.	40
Tableau III.1.3.Sollicitations Type 1 à L'ELS.	41
Tableau III.1.4.Sollicitations Type 2 à L'ELU	41
Tableau III.1.5.Sollicitations Type 2 à L'ELS.	42
Tableau III.1.6.Sollicitations Type 3 à L'ELU	42
Tableau III.1.7.Sollicitations Type 3 à L'ELS.	43
Tableau III.1.8.Sollicitations Type 4 à L'ELU.	43
Tableau III.1.9.Sollicitations Type 4 à L'ELS.	44
Tableau III.1.10.Sollicitations maximales dans les poutrelles.....	45
Tableau III.1.11.Ferraillages retenues.	49
Tableau III.1.12.Résumés des vérifications a L'ELS.	55
Tableau III.1.13.Plancher Etage courant +3 entres sol.	55
Tableau III.1.14.Plancher terrasse accessible	56
Tableau III.1.15.Plancher RDC.	56
Tableau III.2.1.Calcul des charges de l'escalier.	59
Tableau III.2.2.Résultats de ferrailage du 1 ^{er} type d'escalier (étage courant+ ES)	60
Tableau III.2.3. Vérifications des contraintes.	62
Tableau III.2.4.Déférentes charges.	63
Tableau III.2.5.Evaluation de la flèche.	63
Tableau III.2.6.Résultats de ferrailage de console.	64
Tableau III.2.7. Vérifications des contraintes.	65
Tableau III.2.8.Résultat de ferrailage de l'escalier de RDC.	66
Tableau III.2.9.Vérifications des contraintes	68
Tableau III.2.10.Déférentes charges.	68
Tableau III.2.11.Evaluation de la flèche	69
Tableau III.2.12.Ferrailage de la Poutre brisée.....	73
Tableau III.3.1.Ferrailage de la dalle pleine.	78
Tableau III.3.2.moment d'inertie (I)et position de l'axe neutre (Y).	79
Tableau III.3.3.Les vérifications des contraintes dans le béton	80

Tableau III.3.4. Les vérifications des contraintes dans l'acier.	80
Tableau III.3.5. Ferrailage adopté.	83
Tableau III.4.1. Ferrailage des poutres de chaînage.	86
Tableau III.4.2. Vérifications des contraintes.	88
Tableau III.5.1. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.	91
Tableau III.5.2. Ferrailage de la dalle d'ascenseur.	91
Tableau III.5.3. Ferrailage de la dalle de la salle des machines.	94
Tableau III.6.1. Combinaison d'action.	98
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq	104
Tableau IV.2. Valeurs du coefficient de pondération β	105
Tableau IV.3. Période de vibration et taux de participation massique.	113
Tableau IV.4. Vérification de l'interaction sous charges verticales.	113
Tableau IV.5. Vérification de l'interaction sous charges horizontales.	114
Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques.	114
Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit.	115
Tableau IV.8. Vérification des déplacements.	116
Tableau IV.9. Justification vis-à-vis de l'effort $P-\Delta$	117
Tableau V.1. Sections finales des poteaux.	118
Tableau V.2. Armatures longitudinale minimales et maximales dans les poteaux exigé par RPA.	119
Tableau V.3. Sollicitations dans les poteaux.	121
Tableau V.4. Armatures longitudinale dans les poteaux.	123
Tableau V.5. Armatures transversales dans les poteaux.	124
Tableau V.6. Justification de l'effort normal ultime.	125
Tableau V.7. Vérifications les contraintes dans le béton pour les poteaux.	126
Tableau V.8. Vérifications les contraintes tangentielles.	126
Tableau V.9. Sollicitations des poutres principales et secondaires.	133
Tableau V.10. Ferrailage des poutres principales et secondaires.	134
Tableau V.11. principales et secondaires.	136
Tableau V.12. Vérifications des contraintes limite de béton.	137
Tableau V.13. Moment résistant dans les poteaux.	138
Tableau V.14. Vérifications des zones nodales.	139
Tableau V.15. Sollicitation dans les voiles $Vx1$	144
Tableau V.16. Sollicitation dans les voiles $Vy6$	144
Tableau V.17. Résultats du ferrailage du voile $Vx1$	146
Tableau V.18. Résultats du ferrailage du voile $Vy6$	147
Tableau VI.1. Les armatures dans le radier.	155
Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton.	156
Tableau VI.3. Vérification des contraintes dans l'acier.	156
Tableau VI.4. Nouveau ferrailage.	156
Tableau VI.5. Vérification des nouvelles contraintes.	157
Tableau VI.6. Récapitulation des moments dans le sens x-x.	159
Tableau VI.7. Récapitulation des moments dans le sens y-y.	159
Tableau VI.8. Ferrailage de la nervure.	160
Tableau VI.9. Vérification de l'effort tranchant.	161
Tableau VI.10. Les sollicitation maximale a l'ELS.	161
Tableau VI.11. Résumé des résultats (vérification des contraintes).	161
Tableau VI.12. Nouveau ferrailage.	162

Tableau VI.13. Vérification des nouvelles contraintes	162
Tableau VI.14. Les armatures dans le radier	168
Tableau VI.15. Vérification des contraintes dans le béton	169
Tableau VI.16. Vérification des contraintes dans l'acier	169
Tableau VI.17. Nouveau ferrailage	170
Tableau VI.18. Vérification des nouvelles contraintes	170
Tableau VI.19. Récapitulation des moments dans le sens longitudinal.	172
Tableau VI.20. Récapitulation des moments dans le sens y.y.	172
Tableau VI.21. Ferrailage de la nervure	173
Tableau VI.22. Vérification de l'effort tranchant.	173
Tableau VI.23. Les sollicitation maximale a l'ELS	174
Tableau VI.24. Résumé des résultats (vérification des contraintes).	174
Tableau VI.25. Nouveau ferrailage	174
Tableau VI.26. Vérification des nouvelles contraintes	175
Tableau VI.27. Tableau du ferrailage du voile périphérique	181
Tableau VI.28. Vérification des contraintes dans le béton	181
Tableau VI.29. Vérification des contraintes dans l'acier	182
Tableau VI.30. Tableau du nouveau ferrailage	182
Tableau VI.31. Vérification des contraintes dans l'acier	182

Table des figures

Figure I.1.Vue en plan de la structure	2
Figure I.2.Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton.....	7
Figure I.3.Diagramme des contraintes du béton	8
Figure I.4.Diagramme des contraintes limites du béton	9
Figure I.5.Diagramme contrainte-déformation de l'acier	11
Figure I.6.Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots	12
Figure II.1 Plancher à corps creux	13
Figure II.2.Exemple d'un panneau de dalle	14
Figure II.3.Panneau sur 03 appuis.....	15
Figure II.4.Les différents types des panneaux sur 02 appuis	15
Figure II.5.Acrotère.....	17
Figure II.6.Schéma d'escalier	17
Figure II.7.Vue en plans de 1 ^{er} type d'escalier	18
Figure II.8.Vu en plan et en 3D du type I	18
Figure II.9.Schéma statique de la volé d'escalier type I	19
Figure II.10. Schéma statique de l'escalier	19
Figure II.11.Escalier type II	20
Figure II.12.Cloison extérieurs	22
Figure II.13.Cloison intérieurs	22
Figure II.14.Schéma statique de la décente de charge	24
Figure II.15.Surface afférente du poteau de la cage d'escalier	25
Figure II.16. La surface afférente.....	28
Figure III.1.1.Dispostions des poutrelles	33
Figure III.1.2.Schéma d'une Poutre continue	34
Figure III.1.3.Moments sur une poutre à plus de deux travée	35
Figure III.1.4.Moments sur une poutre à deux travées	35
Figure III.1.5.Effort tranchant sur une poutre à deux travées	35
Figure III.1.6.Effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées	36
Figure III.1.7.Paramètres utilisées dans la méthode Caquot.....	36
Figure III.1.8.Schéma d'une poutrelle	37
Figure III.1.9.Schéma du ferrailage de la dalle de compression.....	58
Figure III.2.1.Vu en plan de 1 ^{er} type d'escalier	59
Figure III.2.2.Schéma statique	59
Figure III.2.3.Schémas de la section a ferrailé.....	60
Figure III.2.4.schéma statique de console.....	64
Figure III.2.5.Schéma de la section a ferrailé	64
Figure III.2.6.Vu en plan de 2 ^{eme} type d'escalier	66
Figure III.2.7.Schéma de la volée (I) et (III).....	66
Figure III.2.8. Schéma de ferrailage de la volée (II).....	70
Figure III.2.9.Coupe transversale.....	70
Figure III.2.10.Ferrailage des volées (I),(III) d'escalier type 1	70
Figure III.2.11.Schéma de ferrailage de la volée (I) et (III) d'escalier type 2	71
Figure III.2.12. Vu en plan de 2 ^{eme} type d'escalier	71

Figure III.2.13.Schéma statique de la poutre brisée.....	72
Figure III.2.14.Section creuse équivalente.....	74
Figure III.2.15.ferraillage poutre brisée	76
Figure III.2.16.Coupe transversale.....	76
Figure III.3.1.1 ^{er} type de balcon sur deux appuis	77
Figure III.3.2.Section de la dalle pleine a ferraillé.....	78
Figure III.3.3.Schéma de ferraillage sur trois appuis	82
Figure III.3.4.1 ^{er} type de Balcon sur trois appuis	82
Figure III.3.5.Schéma statique de la dalle.....	82
Figure III.3.6.schéma de ferraillage de la dalle plein.....	84
Figure III.4.1.Schéma statique	85
Figure III.4.2.Schéma de ferraillage de la poutre de chaînage	89
Figure III.5.1.Cage de l'ascenseur	90
Figure III.5.2.Schéma représentant la surface d'impacte.....	92
Figure III.5.3.Schéma de ferraillage	96
Figure III.6.1.Vue en plan de l'acrotère.....	97
Figure III.6.2.Schéma statique de l'acrotère	97
Figure III.6.3.Section à ferrailler	99
Figure III.6.4.Schéma de ferraillage de l'acrotère	102
Figure IV.1 Spectre de repense	108
Figure IV.2 Disposition des voiles.....	109
Figure IV.3 Vu en 3D du modèle de la structure	110
Figure IV.4 Vu en plan du 1 ^{er} mode vibration	111
Figure IV.5 Vue en plan de 2 ^{ème} mode vibration.....	112
Figure IV.6 Vue en plan du 3 ^{ème} mode de vibration.....	112
Figure V.1.Zone nodale.	119
Figure V.2.Section d'un poteau	125
Figure V.3.coupe longitudinale.....	127
Figure V.4.Schéma de ferraillage. Des poteaux d'E.S.1, E.S.2.....	128
Figure V.5.Schéma de ferraillage des poteaux d'E.S.3, RDC.....	128
Figure V.6.Schéma de ferraillage des poteaux de 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage.....	128
Figure V.7.Schéma de ferraillage des poteaux de 3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage.....	129
Figure V.8.Schéma de ferraillage des poteaux de 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage.....	129
Figure V.9.Schéma de ferraillage des poteaux de 7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage.....	129
Figure V.10.Schéma de ferraillage des poteaux de 9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage.....	130
Figure V.11.Schéma de ferraillage des poteaux de Buanderie.	130
Figure V.12.la zone nodale.	138
Figure V.13.Schéma de ferraillage de la poutre principale.....	140
Figure V.14.Schéma de ferraillage de la poutre secondaire du 1 ^{er} étage.....	141
Figure V.15.Schéma d'un voile plein.	143
Figure V.16.Schéma de ferraillage du voile RDC.	148
Figure VI.1.Schéma d'une semelle isolée.....	150
Figure VI.2. Schéma d'une semelle filante.....	150
Figure VI. 3.Schéma de ferraillage du radier.....	157
Figure VI.4.Charges transmises aux nervures sens x-x	159
Figure VI.5.Charges transmises aux nervures sens y-y	159

Figure VI.6. Section à ferrailer	160
Figure VI.7. Sheema de ferrailage de la nervure sens x-x	163
Figure VI.8. Schéma de ferrailage de la nervure sens y-y	163
Figure VI.9. Coupes transversale des nervures	164
Figure VI.10. Schéma de ferrailage de radier	170
Figure VI.11. Charges transmises aux nervures sens x-x	171
Figure VI.12. Charges transmises aux nervures sens y-y	172
Figure VI.13. Section à ferrailer	172
Figure VI.14. Sheema de ferrailage de la nervure niveau (9,18m) sens x-x	176
Figure VI.15. Sheema de ferrailage de la nervure niveau (9,18m) sens y-y	176
Figure VI.16. Coupes transversale des nervures	177
Figure VI.17. Schéma du voile périphérique	178
Figure VI.18. Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELU	179
Figure VI.19. Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELS	179
Figure V20. Le panneau le plus sollicite	179
Figure VI.21. Schéma de ferrailage du voile Périphérique	183

liste des symboles

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b_0 : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

f_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j=28j.

g : Densité des charges permanentes.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

D : profondeur d'encastrement de la fondation.

q_u : Contrainte de rupture.

q_a : Contrainte admissible du sol.

Q_{pu} : charge limite de pointe.

Q_{Su} : Charge limite de frottement latérale.

C : *cohesion du sol.*

γ: poids volumique

. N_C, N_γ, N_q sont des paramètre sans dimension dépendant de γ ,ils sont donnes par le tableau de l'article 3.31(DTR-BC2.331).

Introduction générale

La sismicité historique de l'Algérie montre que 70% du nord du pays, est située dans une zone exposée à des secousses sismique de forte intensité qui peuvent engendrer des dommages dans les constructions.

Un tel constat doit nous inciter à agir de façon résolue. Il est possible d'engager des actions efficaces avant que le séisme n'ait lieu.

Pour se mettre face à cet épineux problème, les ingénieurs en génie civil doivent investir tout leurs savoir faire dans la conception et l'étude des projets d'ouvrage, tout en augmentant la sécurité (protection des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques), en minimisant le coût (l'économie) et assurant une bonne esthétique, ces dispositions visent à réduire significativement et à bas prix la vulnérabilité au séisme des structures.

Une étude fiable d'une structure est liée directement au choix judicieux d'un système de contreventement qui nous permet d'avoir un bon comportement dynamique et d'éviter tout risque qui mène à la ruine de la structure. Pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règles parasismiques et règlement en vigueur.

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation (R + 10 +3 entres sol) contreventé par un système mixte (voiles + portiques).

Notre travail est organisé comme suit :

le premier chapitre expose les caractéristiques de la structure ainsi que celle des matériaux utilisés. Le deuxième chapitre concerne le pré dimensionnement des éléments composant notre structure. Le chapitre trois donne le calcul des éléments secondaires. Dans le quatrième chapitre, nous avons effectué une étude dynamique de notre structure, nous l'avons donc modélisé et adopté une disposition optimale des voiles de contreventement tout en respectant les règlements en vigueur. Le cinquième chapitre est consacré en une étude des éléments structuraux, le dernier chapitre portera sur une étude d'un type de fondation adéquat pour notre structure afin d'assurer une bonne transmission de charge de la superstructure vers le bas.

Tous les calculs ont été mené en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment *CBA93*, *BAEL91*, *RPA99 version 2003* et les différents *DTR*.

I.1.Introduction:

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention: structures, géotechnique, hydraulique, transport, et environnement.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le Bâtiment. Il comprend notamment :

- Le gros œuvre en général, quel que soit le type de construction ou de bâtiment, comme les gratte-ciel.
- Les constructions industrielles : usines, entrepôts, réservoirs, etc.
- Les infrastructures de transport : routes, voies ferrées, ouvrages d'art, ports, tunnel, etc.
- Les constructions hydrauliques : barrages, digues, jetées, etc.

I.2.Présentation du projet :

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude d'un bâtiment (R+10+3 entre sol) à usage d'habitation avec commerce intégrés au RDC, classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification du *RPA 99 version 2003 (Article 3.2)*.

Il s'inscrit dans le cadre de réalisation de 201 logements collectifs, Le site d'implantation est situé dans la ville Takleat (Bejaia) qui est classé comme zone de moyenne sismicité ; Zone IIa (*RPA 99 version 2003*).

I.3.Caractéristiques de la structure :

I.3.1.Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques de la structure sont :

- ✓ Largeur en plan20,70m
- ✓ Longueur en plan23,34m
- ✓ Hauteur d'étage de RDC4,08m
- ✓ Hauteur étage courant3,06m
- ✓ Hauteur des entre sol.....3,06m
- ✓ Hauteur total de bâtiment46,92m

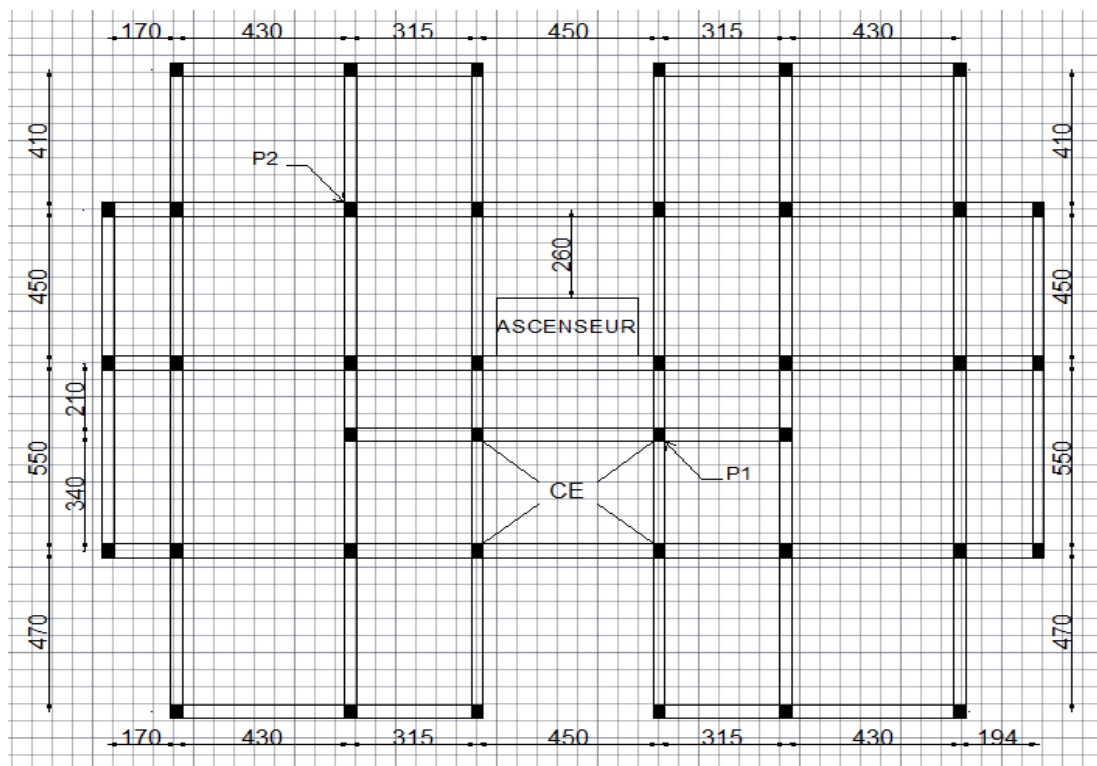


Figure I.1.Vue en plan de la structure

I.3.2.Données du site :

- ❖ Le bâtiment est implanté au niveau de la wilaya de Bejaia, une zone classée par le RPA99 version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 ayant une importance moyenne .
- ❖ Le site est considéré comme meuble S3
- ❖ La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1,80 \text{ bar}$
- ❖ L'ancrage minimal des fondations : $D = 4,2 \text{ m}$

I.3.3.Choix du contreventement :

La conception du système de contreventement de l'ouvrage est faite en application du RPA 99 (version 2003). Répondant aux conditions de l'article 4-b du RPA99/version 2003 et dépassant 14,00m, le contreventement sera assuré par un système mixte avec justification d'interaction portiques-voiles. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

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

I.4.Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés dans la conception et le calcul de cet ouvrage sont :

- ✓ RPA 99 /version 2003
- ✓ BAEL 91
- ✓ CBA 93
- ✓ DTR B.C.22
- ✓ Autres normes en vigueur en Algérie.

I.5.Etats limites :

I.5.1.Définition :

Dans le domaine des constructions, un état limite est celui qui satisfait strictement aux conditions prévues sous l'effet des actions (forces, moments ou couples) qui agissent sur la structure ou l'un de ses éléments.

Les conditions sont : la stabilité, la résistance, la durabilité, les déformations (flèches) non nuisibles pour satisfaire les fonctions techniques d'utilisation des structures et leur confort.

I.5.2.Etats limites ultimes et états limites de service :

Il est nécessaire de bien différencier ces deux états qui sont à considérer dans tous les calculs de béton armé, soit directement, soit implicitement pour l'un des états.

Tableau I.1. Etats limites ultimes et états limites de service

Etats limites ultimes (E.L.U.)	Etats limites de services (E.L.S.)
<p>On distingue :</p> <p>→ -Etat limite d'équilibre statique Stabilité des constructions (non glissement, non renversement).</p> <p>→ -Etat limite ultime de résistance Capacité portante qui dépend des matériaux constitutifs (non rupture par écrasement ou par allongement excessif).</p> <p>-Etat limite de stabilité de forme Pas d'instabilité</p> <p>Exemple : Pour un poteau en béton armé non risqué de flambement.</p> <p>NB : Ils concernent la capacité portante et la limitation des risques de ruine de tout ordre.</p>	<p>On distingue :</p> <p>→ -Etat limite de compression du béton Contrainte de compression bornée par le règlement C.B.A 93</p> <p>→ -Etat limite de déformation Limitation des désordres Exemple : Flèche des planchers limitée pour réduire les désordres de fissuration des cloisons ou des revêtements scellés.</p> <p>→ -Etat limite d'ouverture de fissures Durabilité des ouvrages Exemple : non-corrosion des aciers.</p> <p>NB : Ils concernent les conditions d'utilisation des ouvrages et la durabilité</p>

I.6. Actions et sollicitations :

I.6.1 les actions :

I.6.1.1 Définitions :

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatiques, etc...), ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, déplacement d'appuis, etc...).

I.6.1.2 Valeurs caractéristiques des actions :

➤ Les actions permanentes (G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ◇ Le poids propre de la structure.
- ◇ Le poids propre des cloisons, revêtements et équipements indissociables
- ◇ L'action active des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ◇ Les déformations imposées à la structure.

➤ Les actions variables (Q) :

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- ◇ Les charges d'exploitation.
- ◇ Les charges climatiques (neige et vent).
- ◇ Les effets thermiques.

➤ Les actions accidentelles (FA) :

Ce sont celles provenant des phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ◇ Les chocs.
- ◇ Les séismes.
- ◇ Les explosions.
- ◇ Les feux.

I.6.1.3. Valeurs de calcul des actions :

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

a. Combinaisons d'action à l'ELU :➤ **Situations durables ou transitoires :**

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

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3 \psi_{0i} Q_i \quad [1]$$

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles :**

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1) \quad [1]$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

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

$$\psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b. Combinaisons d'actions à l'ELS :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c. combinaisons de calcul :

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

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations- accidentelles} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \\ G + Q \pm E. \\ 0,8G \pm E. \end{array} \right. \quad [3]$$

I.6.2. Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) qui agissent sur les éléments de structure et qui sont issus d'une combinaison d'action quelconque.

I.7. Caractéristiques des matériaux :**I.7.1. Le béton :****I.7.1.1. Définition:**

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

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

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

Par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

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

I.7.1.2 Composition du béton:

Un béton courant est composé pour un mètre cube de :

350 Kg de ciment CPG (CM_2).

600 Kg Sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$).

1200 Kg de $\left\{ \begin{array}{l} \text{Gravier } (5 < D_g < 15\text{mm}). \\ \text{Gravier } (15 < D_g < 25\text{mm}). \end{array} \right. \quad [1]$

175 Kg d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2400 Kg/m^3 .

I.7.1.3 Résistance caractéristique du béton :

a. Résistance caractéristique en compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

✓ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa. [3]

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad [1]$$

✓ Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases}$$

Pour 1m^3 de béton courant doser à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} est comprise entre 22 et 27 MPa.

On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

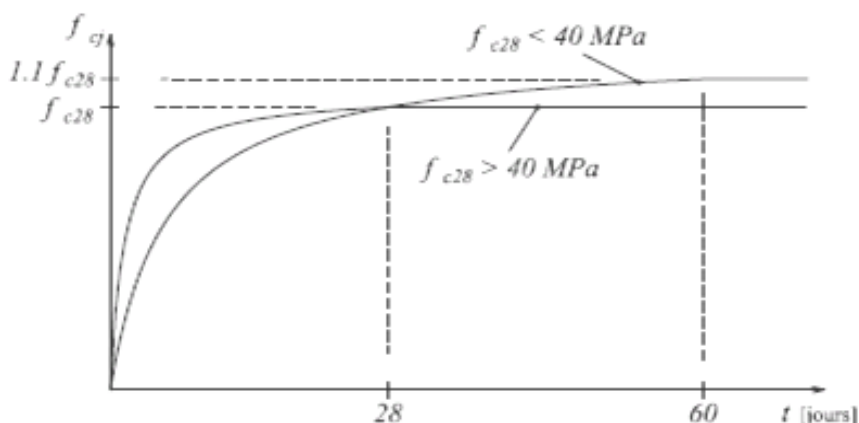


Figure I.2. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton.

b. Résistance à la traction f_{tj} :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{tj} = 0,275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{cases} \quad [2]$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on aura $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

C. Contraintes limites :

C.1. Etats limites ultimes :

➤ **Contrainte ultime de compression :**

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \quad [1]$$

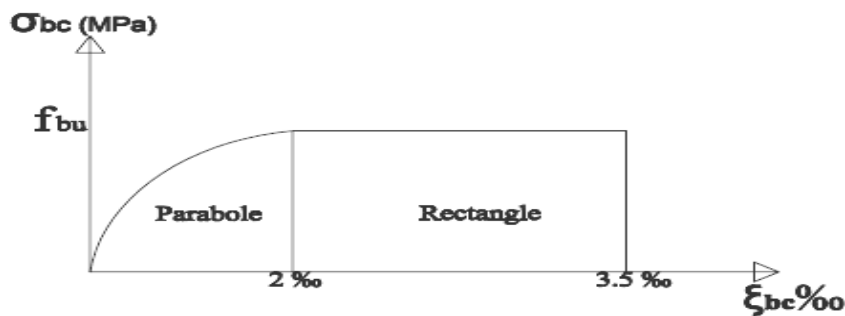


Figure I.3. Diagramme des contraintes du béton.

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.
 γ_b : Coefficient de sécurité. $\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.
 $\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.
 $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$ pour : $\gamma_b = 1,5$; $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$ pour : $\gamma_b = 1,15$

➤ **Contrainte ultime de cisaillement :**

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

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

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

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ donc :

$$\tau_{Adm} = 3,33 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{Adm} = 2,5 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

C.2 Etat limite de service :

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, il est défini par son module d'élasticité.



Figure I.4 Diagramme des contraintes limites du béton.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$ $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

d. Déformation longitudinale du béton:

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

➤ **Le module de déformation longitudinale instantané:**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ , } (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa.}$$

➤ **Le module de déformation longitudinale différé:**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation longitudinale différé, qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton), est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij}.$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}$$

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

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

$$E_{v28} = 10721 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164 \text{ MPa}$$

➤ **Module déformation transversale :**

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \text{ (Module de glissement).}$$

Avec : **E** : module de Young

ν : Coefficient de poisson (**ν=0,2**)

$$G_{ELS} = 13401,66 \text{ MPa}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec:

ξ_t : déformation limite transversale.

ξ_L : déformation limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELS), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

I.7.2 L'acier :

a. Définition:

Le matériau acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage. L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression. Sa bonne adhérence au béton en fait un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à : $E_s=210\ 000$ MPa.

b. Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Principales armatures utilisés :

Tableau I.2 : f_e en fonction du type d'acier

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de F_eE400.

a. Contraintes limites :

- Etats limites ultimes :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

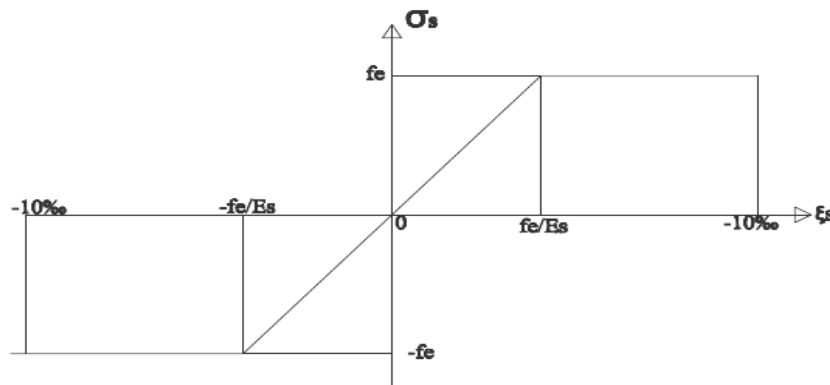


Figure I.5. Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad ; \quad \epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} .$$

Avec : $E_s = 210\,000$ MPa.

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.} \quad \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{cas de situations durables ou transitoires.} \end{cases}$$

➤ **Etats limites de service :**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e , 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e , 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL)

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

I.8. Hypothèses de calcul :

I.8.1 Calcul aux états limites de service :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction du béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et du béton est pris égal à

$$15 \left(\eta = \frac{E_s}{E_b} \right), \eta : \text{est appelé coefficient d'équivalence.}$$

I.8.2. Calcul aux états limites ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \quad \text{en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \text{en compression centrée}$$

- La règle des trois pivots consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme de déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

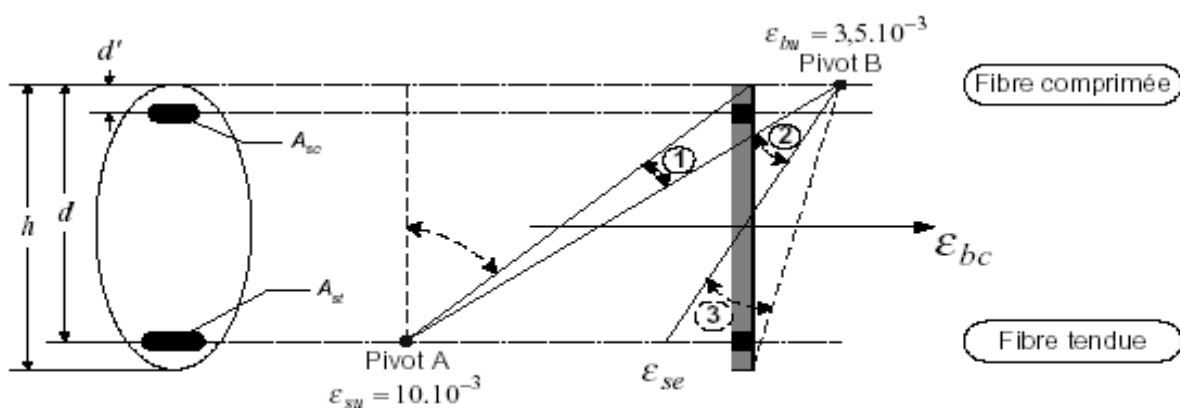


Figure I.6. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

Les trois pivots A, B et C correspondent aux déformations limites fixées pour les matériaux acier et béton. Ils permettent de définir trois domaines dans lesquels peut se trouver la droite des déformations d'une section :

-domaine 1: flexion simple ou composée ; allongement maximal de l'acier sans épuisement de la résistance du béton.

-domaine 2: flexion simple ou composée ; épuisement de la résistance du béton sur la fibre la plus comprimée.

-domaine 3: section entièrement comprimée.

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2,1$ MPa.
- ✓ $E_{vj} = 10820$ MPa.
- ✓ $E_{ij} = 32164$ MPa.
- ✓ $f_e = 400$ MPa.

II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments. Ces dimensions sont choisies selon les prescriptions techniques du RPA99/version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après les vérifications dans la phase du dimensionnement, notamment vis-à-vis du séisme.

II.2.Les planchers :**II.2.1. Introduction :**

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, ils reposent sur 2,3 ou 4 appuis, déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la distribution des efforts horizontaux, comme étant des diaphragmes.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

II.2.2.Planchers à corps creux :

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

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad [2]$$

Avec :

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

ht : hauteur totale du plancher.

$$ht \geq \frac{450-30}{22,5} \Rightarrow ht \geq 18.66cm$$

$$\Rightarrow ht = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de ht =20 cm :

{	16cm: l'épaisseur du corps creux
	4 cm: dalle de compression

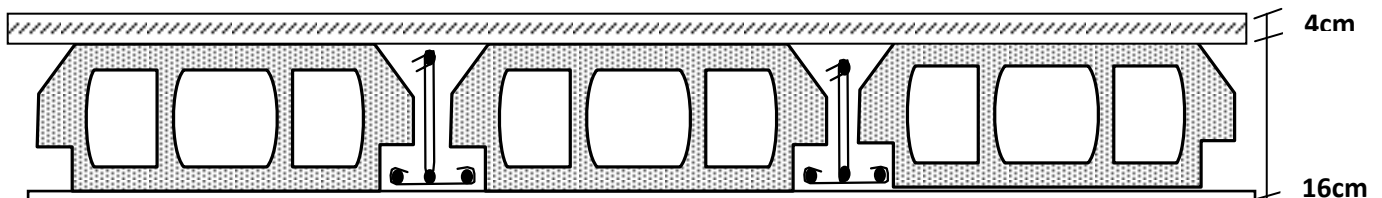


Figure II.1 Plancher à corps creux.

II.2.3. Les poutrelles :

Le dimensionnement des poutrelles se fait comme suit :

$$ht = 20 \text{ cm.}$$

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

On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm.}$

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

Avec :

l_x : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm}$).

l_y : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($l_y = 450 \text{ cm}$).

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{55}{2}, \frac{450}{10} \right)$$

On adopte : $b_1 = 27,5 \text{ cm.} \Rightarrow 27 \text{ cm}$

$$b = 2.b_1 + b_0.$$

$$b = 2.27 + 10 = 64 \text{ cm}$$

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

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

II.2.4. Dalles pleines :

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

a. Résistance au feu :

- $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe feu.
 - $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe feu.
 - $e \geq 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe feu. [1]
- On choisit une épaisseur $e = 14 \text{ cm}$.

b. Isolation phonique :

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

L'épaisseur choisie ($e = 14 \text{ cm}$) répond au critère.

c. Critère de résistance :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

Pour une dalle sur deux appuis.

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

Pour une dalle sur un seul appui.

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.

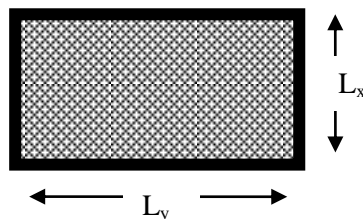


Figure II.2. Exemple d'un panneau de dalle

II.2.5. DALLES PLEINES DU PLANCHER :

- **Panneau sur 03 appuis :**

On voit bien que les dimensions sont très petites donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable

On prend : $e = 14 \text{ cm}$

- **Panneaux sur 02 appuis :**

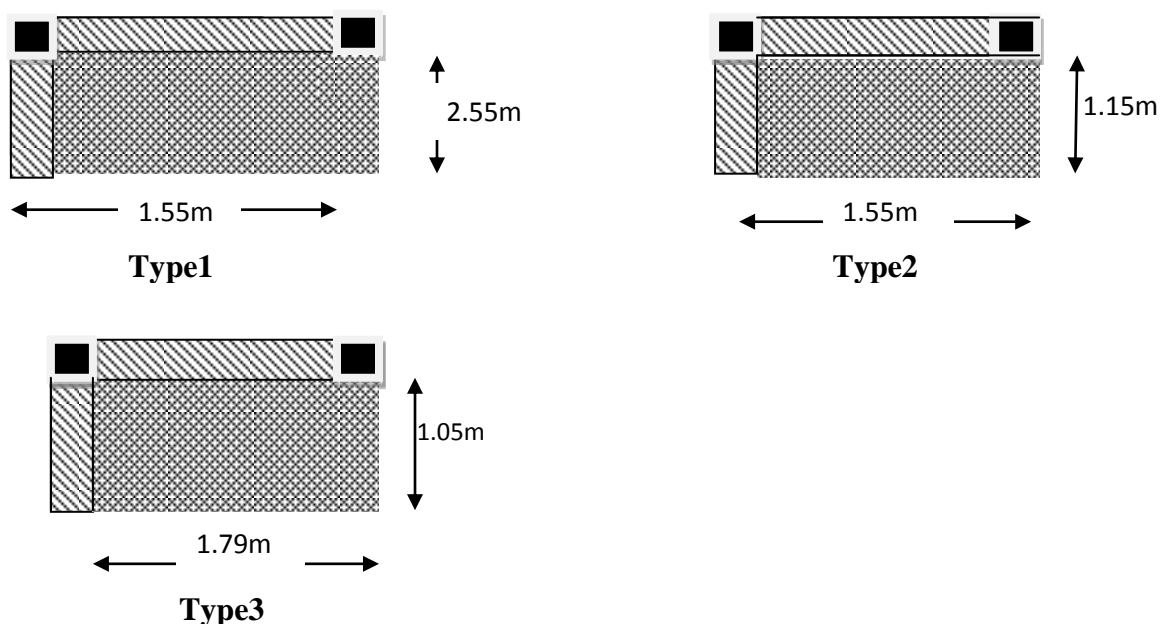


Figure II.4. les différents types des panneaux sur 02 appuis.

Toutes les dalles pleines ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coupe feu est la plus défavorable.

On prend : $e = 14 \text{ cm}$.

II.3. Les poutres : Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

II.3.1. Les poutres principales :

Le pré dimensionnement des poutres de section rectangulaire courantes se fait en respectant la condition du CBA 93 suivante : $\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$

Avec : h_t : hauteur de la poutre; L : distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 5,50 \text{ m}$)

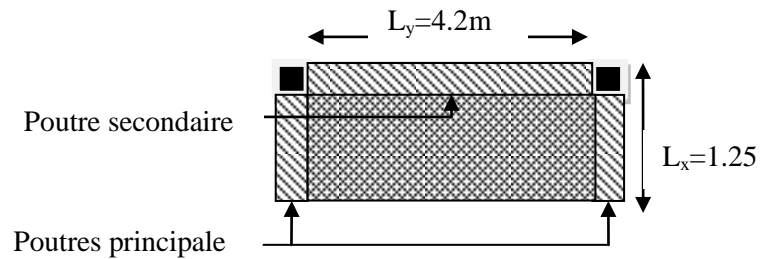


Figure II.3. panneau sur 03 appuis

D'où : $\frac{550}{15} \leq ht \leq \frac{550}{10}$

Donc : $36,66 \leq h_t \leq 55$ soit $h_t = 45$ cm et $b = 30$ cm

➤ **Vérification :**

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du (RPA/version 2003) qui sont les suivantes :

- ✓ $b \geq 20$ cm..... vérifié.
- ✓ $h_t \geq 30$ cm..... vérifié. [3]
- ✓ $(\frac{h_t}{b}) = (\frac{45}{30}) = 1,5 \leq 4$ vérifié.

Ces conditions étant vérifiées, on opte pour l'ensemble des poutres principales pour les dimensions suivantes :

- ❖ **h = 45 cm**
- ❖ **b = 30 cm**

II.3.2. Les poutres secondaires :

$$\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$$

D'où: $\frac{450}{15} \leq ht \leq \frac{450}{10}$

Donc $30 \leq h_t \leq 45$

Soit : $h_t = 40$ cm et $b = 30$ cm

➤ **Vérification :**

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du (RPA/ version 2003) qui sont les suivantes :

- ✓ $b \geq 20$ cm vérifié.
- ✓ $h_t \geq 30$ cm..... vérifié. [3]
- ✓ $(\frac{h_t}{b}) = (\frac{40}{30}) = 1,33 \leq 4$ vérifié.

Ces conditions étant vérifiées, on opte pour l'ensemble des poutres secondaires pour les dimensions suivantes :

- ❖ **h = 40 cm**
- ❖ **b = 30 cm**

II.4. Les voiles de contreventement :

Selon le RPA 99/version 2003 le pré dimensionnement des voiles est :

L'épaisseur minimale du voile (e_{min}) est de 15cm.

$$e = \frac{he}{20} \quad [3]$$

$$h_e = 3,06 \text{ m}$$

$$e \geq \max \left(e_{\min} ; \frac{h_e}{20} \right)$$

$e \geq 15 \text{ cm}$ On opte pour $e = 20 \text{ cm}$

Le choix de cette épaisseur est motivé par le risque de ségrégation du béton durant le bétonnage des voiles minces ($e \leq 16 \text{ cm}$), notamment quand le coffrage est du type traditionnel.

➤ Vérification :

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement, sa largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4 e \quad \text{d'où} \quad L_{\min} \geq 80 \text{ cm} \quad [3]$$

On optera pour une largeur minimale de 100 cm.

II.5.L'acrotère:

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

$$H = 60 \text{ cm}$$

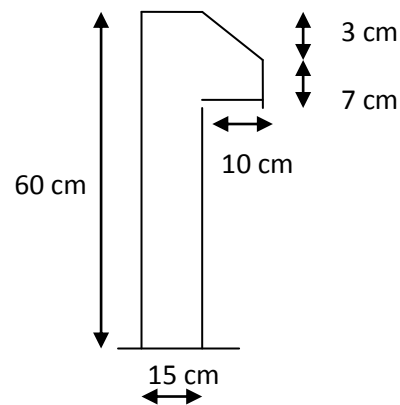


Figure II.5.Acrotère.

II.6.Les escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

e : (Epaisseur d'escalier)

L_0 : (Longueur projetée de la paillasse)

g : (Giron)

h : (Hauteur de la contre marche)

α : (Inclinaison de la paillasse)

E : (Emmarchement)

L' : longueur projetée de la volée

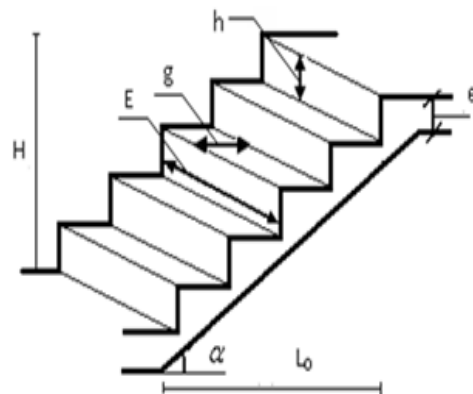


Figure II.6.schéma d'escalier

II.6.1. Différents types d'escaliers :

On distingue dans notre projet deux types d'escalier :

- escalier à trois volées à double palier de repos pour les entres sol et les étages courants.
- Escaliers à trois volées droites à double quartier tournant pour le RDC.

II.6.2. Dimensionnement :

Condition d'accès d'un étage à l'autre tant dans le sens montant que descendant pratiquement :

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

La formule très empirique de **BLONDEL** qui les lie est :

$$2h + g = m \quad \text{avec} \quad 59 \leq m \leq 65 \text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen.

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \left\{ \begin{array}{l} n : \text{Nombre de contre marches.} \\ n-1 : \text{Nombre de marches.} \end{array} \right.$$

$$h = \frac{H_0}{n}$$

Type I : escalier a trois volées à double palier de repos.

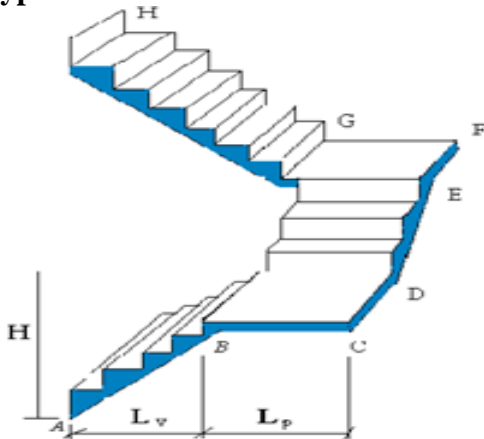


Figure II.8. Vue en plan et en 3D du type I

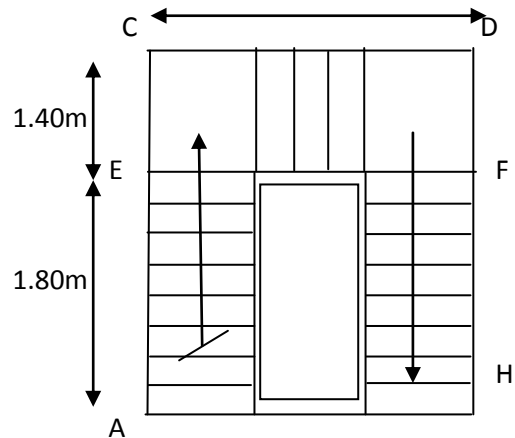


Figure II.7. vue en plan de 1^{er} type d'escalier

➤ **Type 1 :** pour pouvoir étudier ce type d'escalier on le partage en 2 volées :

- La volée (A-C) et (D-B)

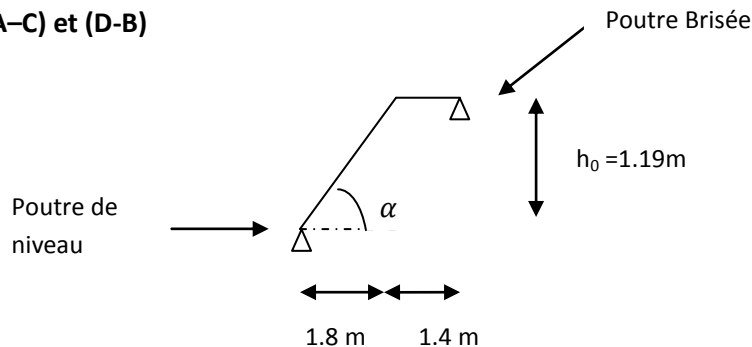


Figure II.9. Schéma statique de la volée d'escalier type1.

- **Epaisseur de la paillasse :**

La longueur développée est : $l = l_v + l_p$

Avec : l_v : longueur de la volée

L_p : longueur des paliers

$$l = \sqrt{1.8^2 + 1.19^2} + 1.4 = 3.55m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{355}{30} \leq e \leq \frac{355}{20} \Rightarrow 11.83cm \leq e \leq 17.75cm \\ e \geq 11cm \quad \text{pour deux heures de coupe feu.} \end{array} \right.$$

On prend : $e = 17$ cm.

- **Calcul de h et g :** On a $\left\{ \begin{array}{l} l_0 = 1.8m \\ h_0 = 1.19 m \end{array} \right.$

En résolvant l'équation : $64 n^2 - (64+2H_0+L_0) n + 2H_0 = 0$.

$$64 n^2 - 543 n + 238 = 0$$

On trouve : $n = 7$ c.-à-d. : $\left\{ \begin{array}{l} 7 \text{ contres marches.} \\ 6 \text{ marches.} \end{array} \right.$

$$g = \frac{l_0}{6} \Rightarrow g = \frac{180}{6} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{h_0}{7} \Rightarrow h = \frac{119}{7} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

- **La volée (C-D)**

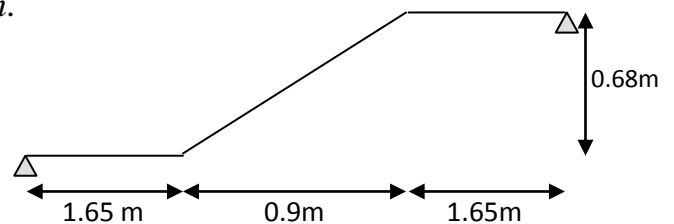


Figure. II .10.Schéma statique de l'escalier

- **épaisseur de la paillasse :**

$$l = 1.65 + \sqrt{0.90^2 + 0.68^2} + 1.65 = 4.57m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{355}{30} \leq e \leq \frac{355}{20} \Rightarrow 11.83cm \leq e \leq 17.75cm \\ e \geq 11cm \quad \text{pour deux heures de coupe feu.} \end{array} \right.$$

On prend : $e = 17$ cm

- **Calcul de h et g :** On a :
$$\begin{cases} l_0 = 0.90\text{m} \\ h_0 = 0.68\text{ m} \end{cases}$$

En résolvant l'équation : $64 n^2 - (64+2H_0+L_0) n+2H_0 = 0.$
 $64 n^2 - 290 n+136 = 0$

On trouve : $n = 4$ c.-à-d. : $\begin{cases} 4 \text{ contres marches.} \\ 3 \text{ marches.} \end{cases}$

$$g = \frac{l_0}{3} \Rightarrow g = \frac{90}{3} = 30 \Rightarrow g = 30\text{cm.}$$

$$h = \frac{h_0}{4} \Rightarrow h = \frac{68}{4} = 17 \Rightarrow h = 17\text{cm.}$$

L'inclinaison (α) = $\tan^{-1} \left(\frac{H}{L} \right) = 29.53^\circ.$

La condition de conformité :

$$59 \leq 2 h + G \leq 66 \dots\dots\dots\text{Relation de Blandel}$$

➔ $59 \leq 2 * 17 + 30 \leq 66$

➔ $59 \leq 64 \leq 66 \dots\dots\dots\text{vérifié}$

➤ **Type II : Escaliers à trois volées droites à double quartier tournant**

$g = 30\text{cm, et } h = 17\text{cm.}$

Pour la volée (I) et (II) et (III) on a :

$H=408\text{cm}$

$$n - 1 = \frac{L_0}{g} \quad \text{et} \quad n = \frac{H}{h}$$

$$n = \frac{408}{17} = 24$$

On trouve : $n = 24$ c.-à-d. : $\begin{cases} 24 \text{ contres marches.} \\ 23 \text{ marches.} \end{cases}$

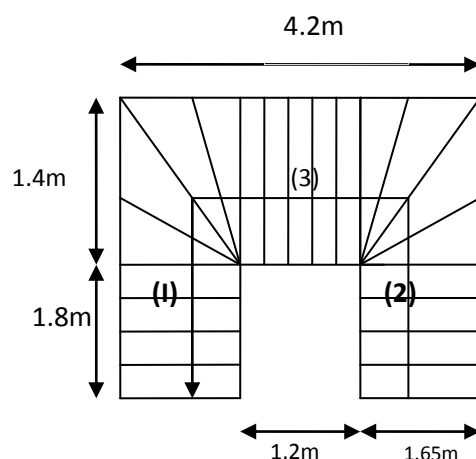


Figure III.11.Escalier type II

II.7. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau II.1 .évaluation des charges du Plancher terrasse accessible.

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Forme de pente (1%)	0.065	1.50
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique	0.040	0.01
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit en plâtre	0.015	0.15
Charge permanente totale G		5.47
Surcharge d'exploitation Q		1.5

Tableau II.2.évaluation des charges du plancher étage courant.

	Désignation des	épaisseur (cm)	Densité(KN /m ³) (5(kN/m ³))	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	18	0,36
3	Lit de sable	3	18	0,54
4	Enduit en ciment	2	18	0,36
	Dalle en corps	(16+4)	14,25	2,85
	Cloisons légères	/	/	1,00
Charge permanente totale				G = 5,51
Surcharge d'exploitation				Q = 1,50

Tableau II.3.évaluation des charges du plancher RDC (usage commerciale)

	Désignation des	épaisseur	Densité(KN /m ³) (5(kN/m ³))	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	18	0,36
3	Lit de sable	3	18	0,54
4	Enduit en ciment	2	18	0,36
	Dalle en corps	(16+4)	14,25	2,85
	Cloisons légères	/	/	1,00
Charge permanente totale				G = 5,51
Surcharge d'exploitation				Q = 5.00

Tableau II.4 .évaluation des charges du balcon

	Désignation des éléments	épaisseur	Densité(KN /m ³)	Poids
1	Revêtement carrelage	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	18	0,36
3	Lit de sable	3	18	0,54
4	Enduit en ciment	2	18	0,36
	Dalle pleine	15	25	3,75
	Cloisons légères réparties	/	/	1,00
Charge permanente totale				G = 6,36
Surcharge d'exploitation				Q = 3,50

Tableau II.5 .évaluation des charges de l'acrotère.

Type	Hauteur (cm)	Épaisseur (cm)	Enduit en ciment (e = 2 cm)	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m ²)	G (KN/ml)
1	40	10	0.024	1	1.00	1.024

○ Cloisons extérieures :

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment, Ils sont caractérisés par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudié

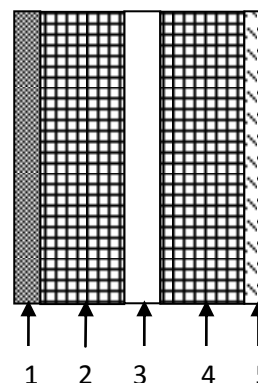


Figure III.12.cloison extérieure

Tableau II.6 : évaluation des charges des cloisons extérieures

	Désignation des éléments	Épaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Enduit extérieur en ciment	2	18	0.36
02	Brique creuse	15	9	1.30
03	Brique creuse	10	9	0.9
04	Enduit intérieur en plâtre	1.5	18	0.27
Charge permanente totale				G = 2.83

○ Cloisons intérieurs

C'est tous les murs ou maçonnerie de Séparation entre chambres ou autre.

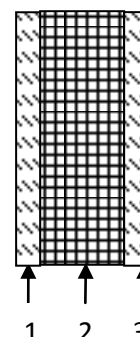


Figure III.13.Cloison intérieure

Tableau II.7. Evaluation des charges des cloisons intérieures

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Enduit extérieur en ciment	2	18	0.36
02	Brique creuse	10	9	0.9
03	Enduit intérieur en plâtre	1.5	18	0.27
Charge permanente totale				G = 1.53

○ Les escaliers :

➤ Palier :

Tableau II.8 .Evaluation des charges du palier.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0,40
Mortier de pose	2	18	0,36
Lit de sable	3	18	0,54
Dalle en BA	17	25	4,25
Enduit ciment	2	18	0,36
Charge permanente totale			G = 5,24
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

➤ Volée :

Tableau II.9. Évaluation des charges de la volée d'escalier.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,40
Mortier de pose	2	18	0,36
Lit de sable	3	18	0,54
Paillasse	17/(cos α)	25	5,20
Garde corps	//	//	0,6
Marches	17(1/2)	22	1,87
Charge permanente totale			G = 8,52
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

II.8. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU et des exigences du RPA99. Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone sismique (IIa):

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b , h)} \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min (b , h)} \geq h_e / 20 \text{ cm.} \\ 0,25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci dessus.

Tableau II.10. dimensions des poteaux supposées

Etage	Entre sol 1 Entre sol 2	Entre sol 3 RDC	1 ^{ere} Etage 2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} Etage 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} Etage 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} Etage 8 ^{eme} Etage	9 ^{eme} Etage 10 ^{eme} Etage
S (cm ²)	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35

➤ **La descente des charges :**

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

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

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

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usage d'habitation.

• **Surcharges des différents niveaux sont égales selon la loi de dégression : [4]**

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

➤ Sous toit ou terrasse :

$$Q_0$$

➤ Sous dernier étage :

$$Q_0 + Q_1$$

➤ Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :

$$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

➤ Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :

$$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

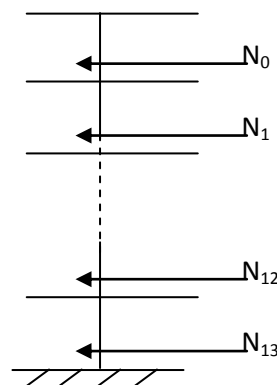


Figure II.14. Schéma statique de la descente de charge.

➤ Sous étage n quelconque :

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

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

II.8.1 Poteau P1

a) Surfaces afférentes :

$$S = (2.1 \cdot 0.85) + (1.425 \cdot 0.85) + (1.425 \cdot 1.5)$$

$$S = 5.13 \text{ m}^2$$

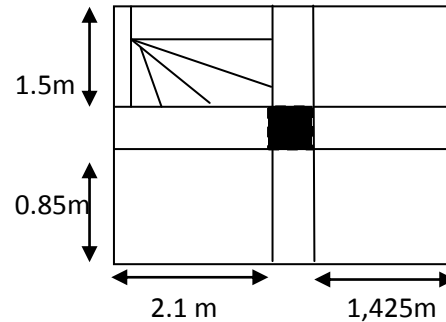


Figure II.15. Surface afférente du poteau de la cage d'escalier.

➤ Poids des éléments porteurs

a) poteau :

Etage	Entre sol 1 Entre sol 2	Entre sol 3 RDC	1 ^{ere} Etage 2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} Etage 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} Etage 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} Etage 8 ^{eme} Etage	9 ^{eme} Etage 10 ^{eme} Etage
S (cm ²)	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
G (KN)	32.32	E.S=27.54 RDC=36.72	23.14	19.12	15.15	12.24	9.37

b) poutres :

$$G_{pp} = [(1.425+2.1) \cdot 0.45 \cdot 0.30] \cdot 25 = 11.875 \text{ KN (poutre principale)}$$

$$G_{ps} = [(0.85+1.50) \cdot 0.30 \cdot 0.40] \cdot 25 = 7.05 \text{ KN (poutre secondaire)}$$

$$G_p = 11.875 + 7.05 = 18.92 \text{ KN}$$

Tableau II.11 de descente de charge de poteau (P1)

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse accessible	16.35	7.12
	Poutres+ Poteaux	18.92+9.37	
	Cloison	25.33	
	Escalier	23.21	6.05
	Total	93.18	13.17
N1	Venant de N0	93.18	13.17
	Plancher terrasse accessible	28.06	10.35
	Poutres+ Poteaux	18.92+9.37	
	Cloison	25.33	
	Escalier	23.21	6.05
Total	198.07	29.57	
N2	Venant de N1	198.07	29.57
	Plancher terrasse accessible	28.06	10.35
	Poutres+ Poteaux	18.92+12.24	
	Cloison	25.33	
	Escalier	23.21	6.05
Total	305.83	44.33	
N3	Venant de N2	305.83	44.33
	Plancher dalle (16+4)	28.26	10.35
	Poutres+ Poteaux	18.92+12.24	
	Cloison	25.33	
	Escalier	23.21	6.05
Total	413.79	57.45	
N4	Venant de N3	413.79	57.45
	Plancher dalle (16+4)	28.26	10.35
	Poutres+ Poteaux	18.92+15.5	
	Cloison	25.33	
	Escalier	23.21	6.05
Total	525.01	68.93	
N5	Venant de N4	525.01	68.93
	Plancher dalle (16+4)	28.26	10.35
	Poutres+ Poteaux	18.92+15.5	
	Cloison	25.33	
	Escalier	23.21	6.05
Total	636.23	78.77	
N6	Venant de N5	636.23	78.77
	Plancher dalle (16+4)	28.26	10.35
	Poutres+ Poteaux	18.92+19.125	
	Cloison	25.33	
	Escalier	23.21	6.05
Total	751.07	86.97	

N7	Venant de N6	751.07	86.97
	Plancher dalle (16+4)	28.26	10.35
	Poutres+ Poteaux	18.92+19.125	
	Cloison	25.33	
	Escalier	23.21	6.05
	Total	865.92	93.53
N8	Venant de N7	865.92	93.53
	Plancher dalle (16+4)	28.26	10.35
	Poutres+ Poteaux	18.92+23.14	
	Cloison	25.33	
	Escalier	23.21	6.05
	Total	984.78	98.45
N9	Venant de N8	984.78	98.45
	Plancher dalle (16+4)	28.26	10.35
	Poutres+ Poteaux	18.92+23.14	
	Cloison	25.33	
	Escalier	23.21	6.05
	Total	1103.64	101.73
N10	Venant de N9	1103.64	101.73
	Plancher dalle (16+4)	28.26	10.35
	Poutres+ Poteaux	18.92+36.72	
	Cloison	17.32	
	Escalier	25.08	6.20
	Total	1229.94	103.37
N11	Venant de N10	1229.94	103.37
	Plancher dalle (16+4)	28.26	34.50
	Poutres+ Poteaux	18.92+27.54	
	Cloison	25.33	
	Escalier	23.21	6.05
	Total	1353.20	109.47
N12	Venant de N11	1353.20	109.47
	Plancher dalle (16+4)	28.26	10.35
	Poutres+ Poteaux	18.92+32.32	
	Cloison	25.33	
	Escalier	23.21	6.05
	Total	1481.24	
N13	Venant de N12	1481.24	117.67
	Plancher dalle (16+4)	28.26	10.35
	Poutres+ Poteaux	18.92+32.32	
	Cloison	25.33	
	Escalier	23.21	6.05
	Total	1609.28	125.87

$$N_u = 1.35 * 1609.28 + 1.50 * 125.87 = 2361.33 \text{ KN}$$

II.8.2 Poteau P2

a) Surfaces afférentes :

$S = 3.7+2.64+2.92+4.1$

$S = 13.36 \text{ m}^2$

➤ **Poids des éléments porteurs :**

a) poteau : même dimension des poteaux (Tableau 1)

b) poutres :

$G_{pp} = 13.16 \text{ KN}$ (poutre principale)

$G_{ps} = 10.42 \text{ KN}$ (poutre secondaire)

$G_p = G_{pp} + G_{ps} = 13.16 + 10.42 = \text{KN}$

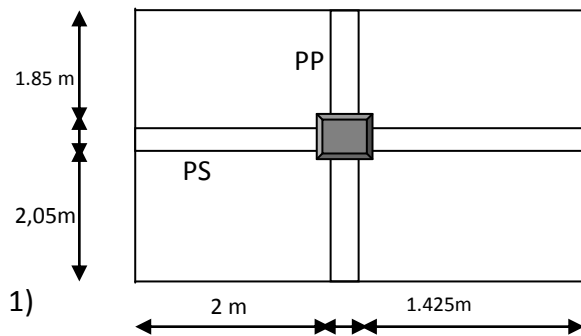


Figure II.16. La surface afférente

Tableau II.12. Descente de charge de poteau (P2)

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse accessible	73.07	23.34
	Poutres+ Poteaux Cloison	23.58+9.37 32.65	
	Total	138.67	23.34
N1	Venant de N0	138.67	23.34
	Plancher terrasse accessible Poutres+ Poteaux Cloison	73.07 23.58+9.37 40.00	23.34
	Total	284.70	46.68
N2	Venant de N1	284.70	46.68
	Plancher terrasse accessible Poutres+ Poteaux Cloison	73.07 23.58+12.24 32.65	23.34
	Total	426.24	67.68
N3	Venant de N2	426.24	67.68
	Plancher dalle (16+4) Poutres+ Poteaux Cloison	73.61 23.58+12.24 32.65	23.34
	Total	568.32	86.35
N4	Venant de N3	568.32	86.35
	Plancher dalle (16+4) Poutres+ Poteaux Cloison	73.61 23.58+15.50 32.65	23.34
	Total	713.66	102.69
N5	Venant de N4	713.66	102.69
	Plancher dalle (16+4) Poutres+ Poteaux Cloison	73.61 23.58+15.50 32.65	23.34
	Total	859.00	116.70

N6	Venant de N5 Plancher dalle (16+4)	859.00 73.61	116.70 23.34
	Poutres+ Poteaux Cloison	23.58+15.50 32.65	
	Total	1004.34	128.37
N7	Venant de N6 Plancher dalle (16+4)	1004.34 73.61	128.37 23.34
	Poutres+ Poteaux Cloison	23.58+19.12 32.65	
	Total	1153.30	137.70
N8	Venant de N7 Plancher dalle (16+4)	1153.30 73.61	137.70 23.34
	Poutres+ Poteaux Cloison	23.58+23.14 32.65	
	Total	1306.28	144.70
N9	Venant de N8 Plancher dalle (16+4)	1306.28 73.61	144.70 23.34
	Poutres+ Poteaux Cloison	23.58+23.14 32.65	
	Total	1459.26	149.37
N10	Venant de N9 Plancher dalle (16+4)	1459.26 73.61	149.37 23.34
	Poutres+ Poteaux Cloison	23.58+36.72 43.54	
	Total	1636.71	151.71
N11	Venant de N10 Plancher dalle (16+4)	1636.71 73.61	151.71 77.80
	Poutres+ Poteaux Cloison	23.58+27.54 32.65	
	Total	1794.09	178.94
N12	Venant de N11 Plancher dalle (16+4)	1794.09 73.61	178.94 23.34
	Poutres+ Poteaux Cloison	23.58+27.54 32.65	
	Total	1951.47	190.61
N13	Venant de N12 Plancher dalle (16+4)	1951.47 73.61	190.61 23.34
	Poutres+ Poteaux Cloison	23.58+32.32 32.65	
	Total	2113.63	202.28

$$Nu=1.35*2113.63+1.50*202.28=3156.82KN$$

➤ Le poteau (P2) qui est le plus défavorable avec :

$$Nu=1.35*2113.63+1.50*202.28=3156.82KN$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10% tel que : $Nu = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

$$\text{Donc } Nu = 1.1(1.35 \times 2113.63 + 1.50 \times 202.28) = 3472.502 \text{ KN}$$

Une fois l'effort normal ultime revenant au poteau le plus sollicité est déterminé, on doit vérifier ce dernier à la compression simple et au flambement.

Vérification à la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{3472,502}{14,2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.244 \text{ m}^2$$

A la base $B = 0.65 \times 0.65 = 0.422 \text{ m}^2 \rightarrow$ c'est vérifiée.

Tableau .II.13 résumé des vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau (P2)

Niveau	Nu	Section	Condition		Observation
			$B > B_{calculé}$		
			B (m ²)	B _{calculé} (m ²)	
N0	244,436	35×35	0.122	0.017	Vérifier
N1	546.775	35×35	0.122	0.038	Vérifier
N2	744.640	40×40	0.160	0.052	Vérifier
N3	955.627	40×40	0.160	0.067	Vérifier
N4	1229,224	45×45	0.202	0.086	Vérifier
N5	1468.17	45×45	0.202	0.103	Vérifier
N6	1703.255	50×50	0.250	0.119	Vérifier
N7	1939.855	50×50	0.250	0.136	Vérifier
N8	2178,580	55×55	0.302	0.153	Vérifier
N9	2413,461	55×55	0.302	0.170	Vérifier
N10	2680,836	60×60	0.360	0.189	Vérifier
N11	2959.474	60×60	0.360	0.208	Vérifier
N12	3212.439	65×65	0.422	0.226	Vérifier
N13	3472.502	65×65	0.422	0.244	Vérifier

✓ Vérification au flambement :

On doit vérifier que :

$$N_{ul} \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \quad [2]$$

B_r : section réduite de poteau $\Rightarrow B_r = (b - 2) \cdot (h - 2)$

A_s : section des armatures calculées

α : coefficient en fonction de l'élanement λ tel que :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{\left[1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} & \dots\dots\dots 0 < \lambda \leq 50 \\ 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right) & \dots\dots\dots 50 < \lambda \leq 70 \end{cases} \quad [2]$$

l_f : longueur de flambement : $l_f = (0,7 * l_0)$ [2]

i : rayon de giration défini par: $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

λ est définie comme suite: $\lambda = \frac{l_f}{i}$

I : moment d'inertie: $I = h \cdot b^3 / 12$.

L_0 ; longueur du poteau.

$$L_f = 0,7 \cdot 3,06 = 2,142 \text{ m.}$$

$$B = 0.65 \times 0.65 = 0.4225 \text{ m}^2.$$

$$I = \frac{65^4}{12} = 1487552.083 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{1487552.083}{4225}} = 18.76 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{214,2}{18.76} = 11.41 < 50. \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{11,41}{35}\right)^2} = 0,832$$

D'après le BAEL 91/modifié 99 : pour diminuer B_r on admet que $\frac{A_s}{B} = 1\%$

On doit vérifier que :

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_{r \min} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_{r \min} \geq \frac{3472,502 \times 10^{-3}}{0.832 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.189 \text{ m}^2$$

$$B_r \min = 0,189 \text{ m}^2$$

Or: $B_r = (0,65 - 0,02) \cdot (0,65 - 0,02) = 0,396m^2 > 0,189 m^2$.

Donc, le poteau ne risque pas de flamber.

Tableau II.14.résumé Vérifications au flambement dans tous les niveaux du poteau(P2)

Niveau	Nu(KN)	Section (m ²)	Condition $B_r > B_{r\min}$		Observation
			B_r (m ²)	$B_{r\min}$ (m ²)	
N0	244,436	35×35	0.108	0,013	Vérifier
N1	546.775	35×35	0.108	0,029	Vérifier
N2	744.640	40×40	0.144	0,040	Vérifier
N3	955.627	40×40	0.144	0,052	Vérifier
N4	1229,224	45×45	0.184	0,067	Vérifier
N5	1468.17	45×45	0.184	0,080	Vérifier
N6	1703.255	50×50	0.230	0,093	Vérifier
N7	1939.855	50×50	0.230	0,106	Vérifier
N8	2178,580	55×55	0.280	0,112	Vérifier
N9	2413,461	55×55	0.280	0,132	Vérifier
N10	2680,836	60×60	0.336	0,146	Vérifier
N11	2959.474	60×60	0.336	0.161	Vérifier
N12	3212.439	65×65	0.396	0.175	Vérifier
N13	3472.502	65×65	0.396	0.189	Vérifier

✓ Condition de RPA 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifié.} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots\text{vérifié.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \dots\dots\dots\text{vérifié.} \end{array} \right.$$

Les trois conditions étant vérifiées, on adopte les sections suivantes de pré dimensionnement :

- ❖ E.S 1 , E.S 2 poteaux (65,65) cm².
- ❖ E.S 1 , R.D.C, poteaux (60,60) cm².
- ❖ 1^{er}, 2^{ème} étage poteaux (55,55) cm².
- ❖ 3^{ème}, 4^{ème} étage poteaux (50, 50) cm².
- ❖ 5^{ème}, 6^{ème} étages poteaux (45, 45) cm².
- ❖ 7^{ème}, 8^{ème} , étage poteaux (40,40) cm²
- ❖ 9^{ème} , 10^{ème} étage poteaux (35,35) cm²

III.1. Planchers :

III.1.1.introduction :

Le plancher est une aire plane qui sert à séparer les différents niveaux et à transmettre les charges qui lui sont appliquées aux poutres, on assurant l'isolation phonique et thermique, et il doit supporter les charges qui lui sont appliquées (le poids propre+la charge d'exploitation) Dans notre cas on a opté pour un plancher à corps creux avec une bonne isolation thermique et phonique et des dalles pleines pour les balcons. Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

III.1.2. Etude des poutrelles :

➤ Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- **Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
 - **Critère de continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.
- Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon les deux critères

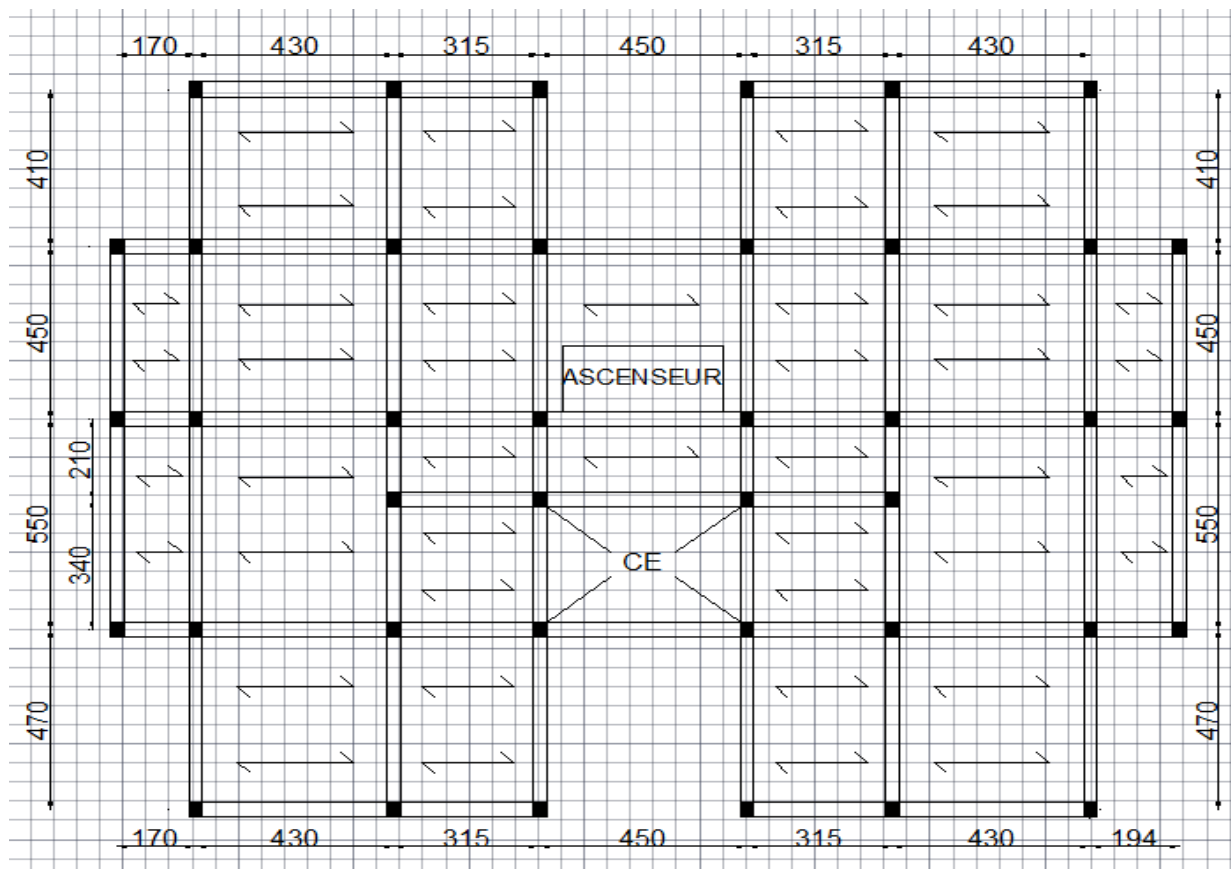


Figure III.1.1. Disposition des poutrelles

III .1.3. Méthode de calcul des sollicitations :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple

III .1.3.1. Méthode forfaitaire : [1]

III .1. 3.1.1. domaine d’application :

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

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

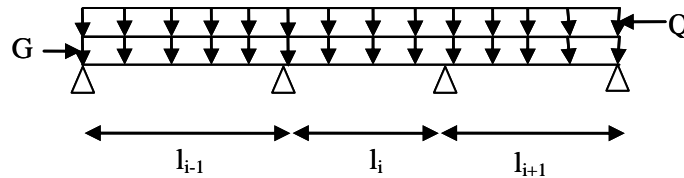


Figure III.1.2.Schéma d’une Poutre continue

III.1.3.1.2. Exposée de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q (Fig.III.1.2), et soit $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ Avec : α = coefficient traduisant l’importance de $\frac{Q}{Q+G}$

a) Evaluation des moments :

Le moment en travée M_t et en appui que se soit a droite (M_d) ou a gauche (M_g) doivent satisfaire :

a. $M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max (1.05(M_0), (1 + 0.3\alpha)M_0)$

b. $\begin{cases} M_t \geq (1+0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \text{ dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq (1.2+0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \text{ dans une travée intermédiaire.} \end{cases}$

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

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

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

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$-0.15M_0$. tel que $M_0 = \max (M^1_0, \dots, M^n_0)$, avec n=nombre de travées d'une poutre.

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

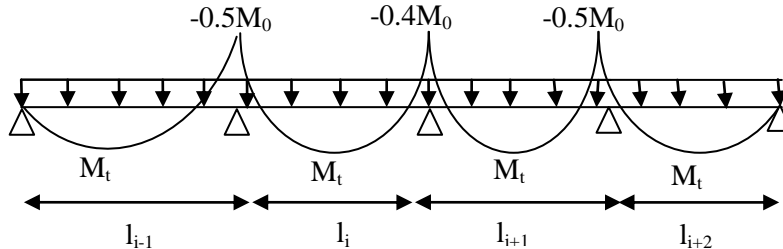


Figure III.1.3. Moments sur une poutre à plus de deux travées

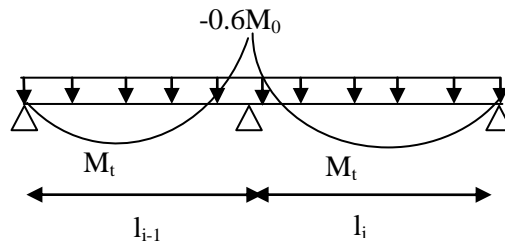


Figure III.1.4. Moments sur une poutre à deux travées

b) Evaluation des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont évalués :

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

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de:

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

- Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0} \text{ (isostatique) } + (M_d - M_g) / l_i$

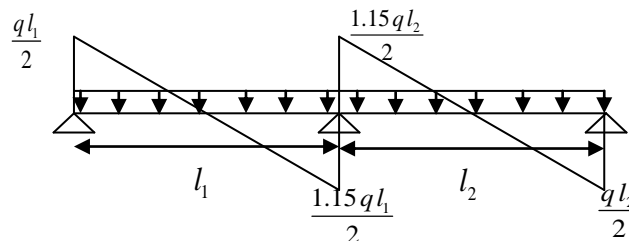


Figure III.1.5. Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

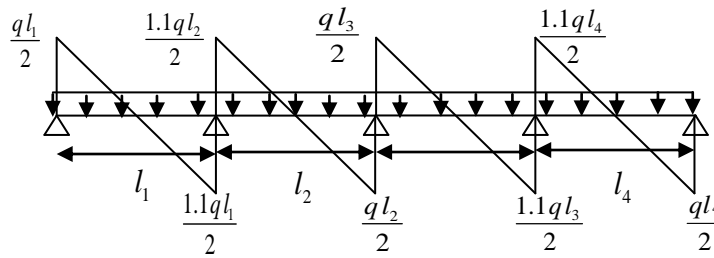


Figure III.1.6.Effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

III.1.4. Méthode de Caquot: [1]

III .1.4.1 domaine d'application :

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

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

III.1.4.2. Exposé de la méthode :

a. Evaluation des moments :

a.1. Moment sur appuis (M_i) :

$$M_i = - \frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

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

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

a.2. Moment en travée (M_t) :

$$M_t(X) = M_0(X) + M_g * \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d * \left(\frac{X}{l}\right) = \frac{q \cdot X}{2} * (L - X) * M_g \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d * \left(\frac{X}{l}\right)$$

$$\frac{dM_t(x)}{dX} = 0 \Rightarrow -q * X + q * \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q * l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}}{q}$$

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

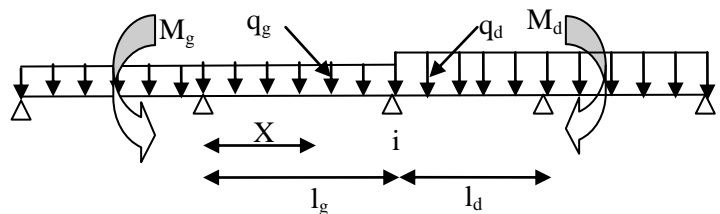


Figure II.1.7.Paramètres utilisés dans la méthode de Caquot

a.3. Effort tranchant :

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

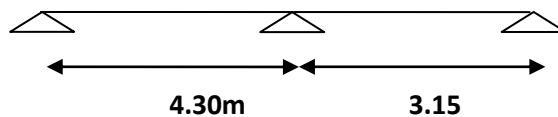
Avec : M d: Moment en appui de droite de la travée considérée.

M g: Moment en appui de gauche de la travée considérée.

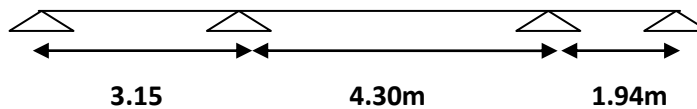
l : portée de la travée.

III.1.5. Les différents types des poutrelles :

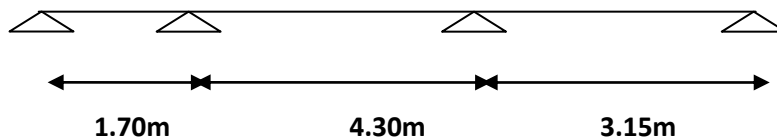
Type 1 :



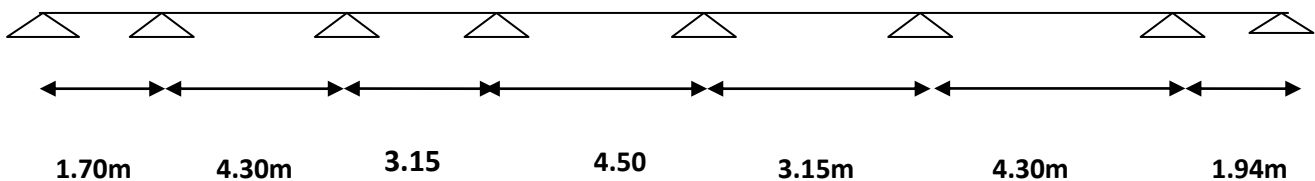
Type 2:



Type 3 :



Type 4:



III.1.6. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

III.1.6.1. Dimensions de la poutrelle:

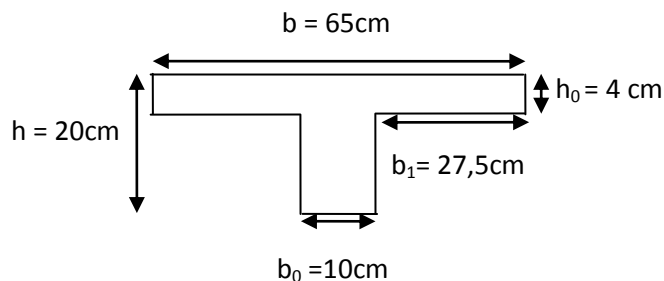


Figure III.1.8. Schéma d'une poutrelle.

III.1.6.2.Charges d’une poutrelle.

Tableau.III.1.1.Chargement sur les poutrelles

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	q _u =(1.35G+1.5Q)b (KN/m)	q _s =(G+Q) b (KN/m)	q' _u =(1.35G'+1.5Q) b (KN/m)	q' _s =(G+Q)b (KN/m)
Terrasse accessible	5.47	1.50	0.65	6.26	4.53	4.66	3.34
Etage courant	5.51	1.50	0.65	6.29	4.55	4.68	3.36
RDC	6.09	5.00	0.65	10.21	7.20	8.09	5.63

Avec : $G' = \frac{2}{3}G$

b : largeur de la table des poutrelles (Figure.III.1.8)

III.1.7.Exemple illustratif d’étude du plancher étage courant :

On prend le type 1 comme exemple pour illustrer la méthode.

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- 1) Fissuration peu préjudiciable.....vérifié
- 2) Poutres à inertie transversale constante vérifié
- 3) Charge d’exploitation modérée : $Q \leq \min(2G; 5 \text{ KN} / \text{m}^2)$

➤ Plancher étage courant : $\begin{cases} Q = 1.5 \text{ KN/m}^2; G = 5.51 \text{ KN/m}^2 \\ (1.5 < 5) \text{ KN/m}^2 \end{cases} \rightarrow \text{vérifiée}$

➤ Plancher terrasse : $\begin{cases} Q = 1.5 \text{ KN/m}^2; G = 5.47 \text{ KN/m}^2 \\ (1.5 < 5) \text{ KN/m}^2 \end{cases} \rightarrow \text{vérifiée}$

➤ Plancher RDC : $\begin{cases} Q = 5 \text{ KN/m}^2; G = 5.47 \text{ KN/m}^2 \\ (5 \leq 5) \text{ KN/m}^2 \end{cases} \rightarrow \text{vérifiée}$

4) Les portées successives des travées ne sont pas comprises entre le rapport :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = 4.30 / 3.15 = 1.36 \leq 1.25$$

N’est pas vérifier

La méthode forfaitaire n’est pas applicable, on applique la méthode Caquot minoré c.à.d.

On minore G par un coefficient de $(\frac{2}{3})$ pour le calcul uniquement les moments aux appuis et on revient à G pour calculer les moments en travées.

$$G = 5.51 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 ; G' = 3.37 \text{ KN/m}^2$$

$$q'_u = (1,35 G' + 1,5 Q) \times b = (1,35 \times 3,37 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 4,68 \text{ KN/m}$$

$$q'_s = (G' + Q) \times b = (3,37 + 1,5) \times 0,65 = 3,36 \text{ KN/m}$$

➤ **Moments aux appuis :**

- Appuis de rive :

$$M_A = M_C = 0$$

Mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment : $M = -0.15M_0$

$$M_0^u = \text{Max} \left(\frac{q'_u \times l_1^2}{8}, \frac{q'_u \times l_2^2}{8} \right) = 10.81 \text{ KN/m}$$

$$M_0^s = \text{Max} \left(\frac{q'_s \times l_1^2}{8}, \frac{q'_s \times l_2^2}{8} \right) = 7.76 \text{ KN/m}$$

$$M_A^u = M_C^u = -1.62 \text{ KN/m}$$

$$M_A^s = M_C^s = -1.16 \text{ KN/m}$$

- Appuis intermédiaires : $l'_g = l_g = 4.30 \text{ m}$ $q'_g = q'_d = q'_u = 4.68 \text{ KN/m}$
 $l'_d = l_d = 3.15 \text{ m}$ $q'_g = q'_d = q'_s = 3.36 \text{ KN/m}$

$$M_B^u = -\frac{4.68(4.3^3 + 3.15^3)}{8.5(4.3 + 3.15)} = -8.18 \text{ KN.m}$$

$$M_B^s = -\frac{3.36(4.3^3 + 3.15^3)}{8.5(4.3 + 3.15)} = -5.87 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travées :**

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

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

❖ **à l'ELU :**

Travée A-B : $X = 1.84 \text{ m}$ $M_t = 10.95 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $X = 1.98 \text{ m}$ $M_t = 4.20 \text{ KN.m}$

❖ **à l'ELS :**

Travée A-B : $X = 1.78 \text{ m}$ $M_t = 7.94 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $X = 1.27 \text{ m}$ $M_t = 3.06 \text{ KN.m}$

➤ **Efforts tranchants :**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

- l'ELU :

- l'ELS

Travée A-B : $\begin{cases} V_g = 11.63KN \\ V_d = -15.44KN \end{cases}$

$\begin{cases} V_g = 8.43KN \\ V_d = -11.14KN \end{cases}$

Travée B-C : $\begin{cases} V_g = 12.49KN \\ V_d = -7.29KN \end{cases}$

$\begin{cases} V_g = 9.01KN \\ V_d = -5.27KN \end{cases}$

Tous les types seront calculés par la méthode Caquot minoré.

III.1.8. Résultats des sollicitations de tous les types de poutrelles dans tous les plancher :

Après la vérification des 4 conditions on constate que Tous les types seront calculés par la méthode Caquot minoré.

❖ **Type 1**

Tableau III.1.2. Sollicitations Type 1 à L'ELU

Plancher	Travées	L (m)	q'_u (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	v_d (KN)
Terrasse Accessible	AB	4.30	4.66	10.77	0	-8.14	10.88	11.57	-15.36
	BC	3.15	4.66	5.74	-8.14	0	4.18	12.42	-7.24
Plancher Ec+3Es	AB	4.30	4.68	10.81	0	-8.18	10.95	11.63	-15.44
	BC	3.15	4.68	5.76	-8.18	0	2.20	12.49	-7.28
Plancher RDC	AB	4.30	8.09	18.65	0	-14.10	15.86	17.52	-24.08
	BC	3.15	8.09	9.94	-14.10	0	5.91	19.68	-10.69

Tableau III.1.3 Sollicitations Type 1 à L'ELS

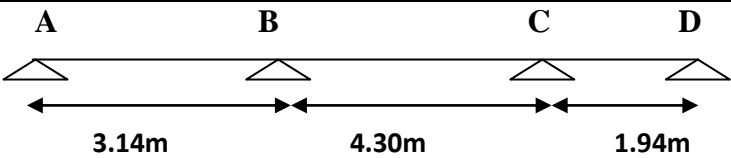
Plancher	Travées	L(m)	q'_s (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	v_d (KN)
Terrasse Accessible	AB	4.30	3.34	7.73	0	-5.84	7.89	8.35	-11.05
	BC	3.15	3.34	4.12	-5.84	0	3.04	8.92	-5.18
Plancher Ec+3Es	AB	4.30	3.36	7.76	0	-5.87	7.94	8.43	-11.14
	BC	3.15	3.36	4.14	-5.87	0	3.06	9.01	-5.27
Plancher RDC	AB	4.30	5.63	12.98	0	-9.81	11.20	14.11	-16.84
	BC	3.15	5.63	6.92	-9.81	0	4.19	9.43	-13.16

❖ Type 2

Tableau III.1.4 Sollicitations Type 2 à L'ELU

Plancher	Travées	L(m)	q'_u (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (kn)	v_d (kn)
Terrasse Accessible	AB	3.15	4.66	5.74	0	-5.97	5.02	7.93	-11.73
	BC	4.30	4.66	10.77	-5.97	-4.89	9.04	13.71	-13.21
	CD	1.94	4.66	2.19	-4.89	0	1.00	8.60	-3.55
Plancher Ec+3Es	AB	3.15	4.68	5.76	0	-6.00	5.05	7.97	-11.80
	BC	4.30	4.68	10.81	-6.00	-4.92	9.09	13.79	-13.28
	CD	1.94	4.68	2.20	-4.92	0	1.01	8.64	-3.57
Plancher RDC	AB	3.15	8.09	9.97	0	-10.34	7.31	11.89	-18.49
	BC	4.30	8.09	18.69	-10.34	-8.47	12.95	21.23	-20.36
	CD	1.94	8.09	3.80	-8.47	0	1.30	13.75	-5.05

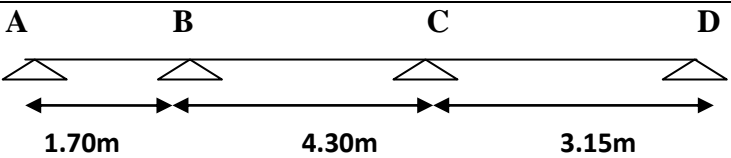
Tableau III.1.5. Sollicitations Type 2 à L'ELS



	Travées	L(m)	q'_s (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN)	V_g (m)	v_d (KN)
Plancher Terrasse Accessible	AB	3.15	3.34	4.11	0	-4.28	3.64	5.74	-8.47
	BC	4.30	3.34	7.71	-4.28	-3.51	6.57	9.91	-9.73
	CD	1.94	3.34	1.57	-3.51	0	1.00	6.20	-2.48
Plancher Ec+3Es	AB	3.15	3.36	4.14	0	-4.30	3.66	5.78	-8.54
	BC	4.30	3.36	7.76	-4.30	-3.53	6.61	9.98	-9.81
	CD	1.94	3.36	1.58	-3.53	0	0.74	6.27	-2.55
Plancher RDC	AB	3.15	5.63	6.93	0	-7.20	5.17	9.01	-13.60
	BC	4.30	5.63	13.01	-7.20	-5.90	9.18	15.78	-15.17
	CD	1.94	5.63	2.64	-5.90	0	0.93	10.02	-3.94

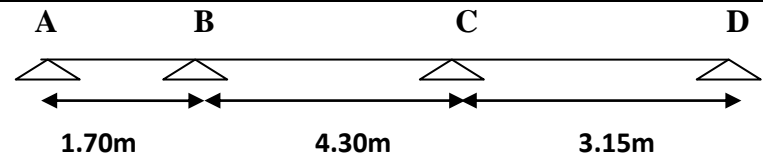
❖ Type 3

Tableau III.1.6. Sollicitations Type 3 à L'ELU



	Travées	L(m)	q'_u (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	v_d (Kn)
Plancher Terrasse Accessible	AB	1.70	4.66	1.68	0	-4.86	0.48	2.46	-8.18
	BC	4.30	4.66	10.77	-4.86	-5.99	9.05	13.20	-13.72
	CD	3.15	4.66	5.77	-5.99	0	5.06	11.76	-7.96
Plancher Ec+3Es	AB	1.70	4.68	1.69	0	-4.89	0.48	2.47	-8.23
	BC	4.30	4.68	10.81	-4.89	-6.02	9.10	13.27	-13.80
	CD	3.15	4.68	5.80	-6.02	0	5.09	11.83	-8.00
Plancher RDC	AB	1.70	8.09	2.92	0	-8.43	0.55	3.26	-13.18
	BC	4.30	8.09	18.69	-8.43	-8.47	13.90	20.79	-20.18
	CD	3.15	8.09	10.03	-8.47	0	1.30	13.75	-5.01

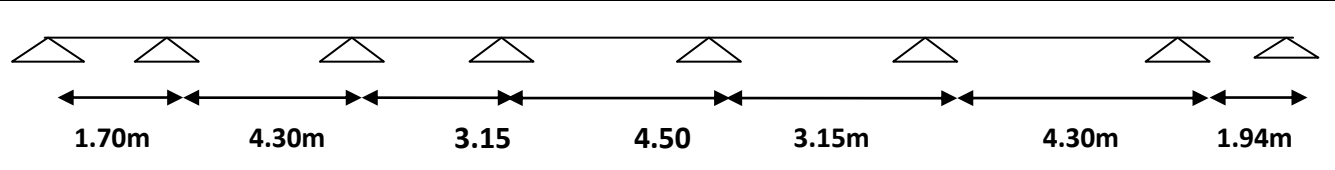
Tableau III.1.7. Sollicitations Type 3 à L'ELS



Plancher	Travées	L (m)	q'_s (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (Kn)	V_d (KN)
Terrasse Accessible	AB	1.70	3.34	1.20	0	-3.50	0.35	1.79	-5.90
	BC	4.30	3.34	7.71	-3.50	-4.30	6.58	9.55	-9.92
	CD	3.15	3.34	4.14	-4.30	0	3.67	8.49	-5.76
Plancher Ec+3Es	AB	1.70	3.36	1.21	0	-3.51	0.36	1.85	-5.96
	BC	4.30	3.36	7.76	-3.51	-4.32	6.62	9.61	-6.02
	CD	3.15	3.36	4.16	-4.32	0	3.70	8.56	-5.83
Plancher RDC	AB	1.70	5.63	2.03	0	-5.86	0.4	2.67	-9.56
	BC	4.30	5.63	13.01	-5.86	-5.90	9.19	15.5	-15.42
	CD	3.15	5.63	6.98	-5.90	0	5.21	13.2	-9.46

❖ Type 4

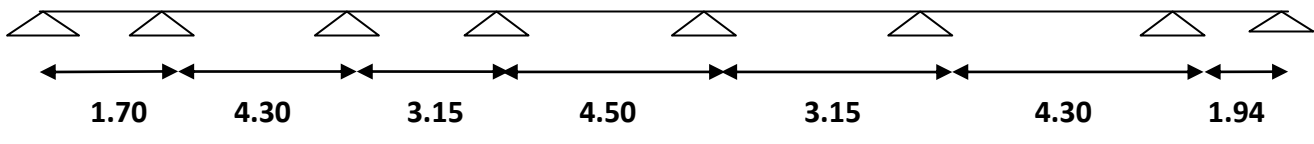
Tableau III.1.8. Sollicitations Type 4 à L'ELU



Plancher	Travées	L(m)	q'_u (KN.M)	M_0 (KN.M)	M_g (KN.M)	M_d (KN.M)	M_t (KN.M)	V_g (KN)	V_d (KN)
Terrasse Accessible	AB	1.70	4.66	1.68	0	-4.86	0.48	2.46	-8.18
	BC	4.30	4.66	10.77	-4.86	-5.22	9.43	13.38	-13.54
	CD	3.15	4.66	5.77	-5.22	-5.61	2.35	9.73	-9.98
	DE	4.50	4.66	11.79	-5.61	-5.61	10.23	14.09	-14.09
	EF	3.15	4.66	5.77	-5.61	-5.20	2.35	9.98	-9.73
	FG	4.30	4.66	10.77	-5.20	-4.90	9.41	13.54	-13.38
	GH	1.94	4.66	2.19	-4.90	0	1.00	8.60	-3.55
Plancher Ec+3Es	AB	1.70	4.68	1.69	0	-4.89	0.48	2.47	-8.32
	BC	4.30	4.68	10.81	-4.89	-5.24	9.48	13.46	-13.62
	CD	3.15	4.68	5.80	-5.24	-5.64	2.36	9.80	-10.04
	DE	4.50	4.68	11.84	-5.64	-5.64	10.30	14.17	-14.17
	EF	3.15	4.68	5.80	-5.64	-5.24	2.36	10.04	-9.80
	FG	4.30	4.68	10.81	-5.24	-4.92	9.47	13.61	-13.46

	GH	1.94	4.68	2.20	-4.92	0	1.01	8.64	-3.57
Plancher RDC	AB	1.70	8.09	2.92	0	-8.45	0.55	3.27	-13.22
	BC	4.30	8.09	18.69	-8.45	-9.06	13.68	20.73	-21.01
	CD	3.15	8.09	10.03	-9.06	-9.75	2.63	15.07	-15.51
	DE	4.50	8.09	20.47	-9.75	-9.75	14.82	21.84	-21.84
	EF	3.15	8.09	10.03	-9.75	-9.06	2.63	15.51	-15.07
	FG	4.30	8.09	18.69	-9.06	-8.50	13.66	21.00	-20.74
	GH	1.94	8.09	3.80	-8.50	0	1.306	13.80	-5.03

Tableau III.1.9. Sollicitations Type 4 à L'ELS



	Travées	L(m)	q'_s (KN.M)	M_0 (KN.M)	M_g (KN.M)	M_d (KN.M)	M_t (KN.M)	V_g (KN)	v_d (KN)
Plancher Terrasse Accessible	AB	1.70	3.34	1.20	0	-3.49	0.35	1.79	-5.90
	BC	4.30	3.34	7.71	-3.49	-3.74	6.85	9.68	-9.79
	CD	3.15	3.34	4.14	-3.74	-4.02	1.73	7.04	-7.22
	DE	4.50	3.34	8.45	-4.02	-4.02	7.44	10.19	-10.19
	EF	3.15	3.34	4.14	-4.02	-3.74	1.73	7.22	-7.04
	FG	4.30	3.34	7.71	-3.74	-3.51	6.84	9.79	-9.68
	GH	1.94	3.34	1.57	-3.51	0	0.73	8.79	-5.17
	Plancher Ec+3Es	AB	1.70	3.36	1.21	0	-3.51	0.35	1.86
BC		4.30	3.36	7.76	-3.51	-3.76	6.89	9.75	-9.86
CD		3.15	3.36	4.16	-3.76	-4.05	1.74	7.11	-7.30
DE		4.50	3.36	8.50	-4.05	-4.05	7.48	10.26	-10.26
EF		3.15	3.36	4.16	-4.05	-3.76	1.74	7.30	-7.11
FG		4.30	3.36	7.76	-3.76	-3.53	6.88	9.86	-9.75
GH		1.94	3.36	1.58	-3.53	0	0.74	8.86	-5.25
Plancher RDC	AB	1.70	5.63	2.03	0	-5.88	0.40	2.66	-9.57
	BC	4.30	5.63	13.01	-5.88	-6.31	9.69	15.38	-15.58
	CD	3.15	5.63	6.89	-6.31	-6.79	1.92	11.18	-11.49
	DE	4.50	5.63	14.25	-6.79	-6.79	10.50	16.20	-16.20
	EF	3.15	5.63	6.89	-6.79	-6.31	1.92	11.49	-11.18
	FG	4.30	5.63	13.01	-6.31	-5.91	9.67	15.57	-15.38
	GH	1.94	5.63	2.64	-5.91	0	0.93	10.03	-6.98

- Sollicitation maximales

Tableau.III.1.10.Sollicitations maximales dans les poutrelles

Poutrelles	ELU	ELS
Plancher terrasse accessible	$M_t^{max}=10.88 \text{ KN.m}$ $M_{int}^a = -8.14 \text{ KN.m}$ $M_{rive}^a = -1.61 \text{ KN.m}$ $V_u=15.36 \text{ KN}$	$M_t^{max}=7.89 \text{ KN.m}$ $M_{int}^a = -5.84 \text{ KN.m}$ $M_{rive}^a = -1.15 \text{ KN.m}$
Plancher Etages courant + 3 entres sols	$M_t^{max}=10.95 \text{ KN.m}$ $M_{int}^a = -8.18 \text{ KN.m}$ $M_{rive}^a = -1.62 \text{ KN.m}$ $V_u=15.44 \text{ KN}$	$M_t^{max}=7.94 \text{ KN.m}$ $M_{int}^a = -5.87 \text{ KN.m}$ $M_{rive}^a = -1.16 \text{ KN.m}$
Plancher RDC	$M_t^{max}=15.86 \text{ KN.m}$ $M_{int}^a = -14.10 \text{ KN.m}$ $M_{rive}^a = -2.79 \text{ KN.m}$ $V_u=24.08 \text{ KN}$	$M_t^{max}=11.20 \text{ KN.m}$ $M_{int}^a = -9.81 \text{ KN.m}$ $M_{rive}^a = -1.95 \text{ KN.m}$

III.1.9.Ferrailages des poutrelles

- On procède un exemple de calcul .soit l'exemple de calcul des poutrelles Plancher Etages courant et 3 entres sols .on prend les sollicitations max pour ce calcul.

III.1.9.1. Calcul à l'ELU

Le calcul se fera pour une section en T.

a)En travée

$$M_t^{max}=10.95 \text{ KN.m} \quad ; \quad V_u=15.44 \text{ KN}$$

$$M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 * 10^3 * 0.65 * 0.04 * \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ D'où l'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire $(b*h) = (65*20) \text{ cm}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.95 * 10^{-3}}{0.65 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.0367 \quad \rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A » et les}$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.0367$$

armatures comprimées sont pas nécessaires ($A'_s = 0$) et $\varepsilon_s = 10\%$; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0367}}{0.8} = 0.0468$$

$$A_{cal} \geq \frac{M_{\max}^t}{z * f_{st}} = \frac{M_{\max}^t}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{10.95 * 10^{-3}}{0.18(1 - 0.4 * 0.0468) * 348}$$

$$\Rightarrow A_{cal} = 1.78 \text{cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6 = 1.5 + 0.6 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = \frac{b * d * 0.23 * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.65 * 0.18 * 2.1}{400} = 1.726 \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.41 \text{cm}^2$$

On remarque que : $A_{\min} \leq A_{cal} = 1.78 \text{cm}^2$ Condition vérifiée.

$$A_{cal} = 1.78 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 2HA10 + 1HA8 = 2.07 \text{cm}^2$$

a) En appui :

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions b_0 et h ($0.1 * 0.20$) m².

b) Ferrailage de l'appui intermédiaire :

$$M_{\max}^a = -8.18 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{8.18 * 10^{-3}}{0.1 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.178 \text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.178 \text{MPa} < 0.392 \text{MPa} \Rightarrow \text{Pivot A et } A' = 0.$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.178}}{0.8} = 0.247$$

$$\Rightarrow A_{cal} = \frac{M_{\max}^a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{8.18 * 10^{-3}}{0.18(1 - 0.4 * 0.247) * 348} = 1.449 \text{cm}^2$$

$$A_{cal} = 1.449 \text{cm}^2$$

On adopte : $1T10 + 1T12 = 1.92cm^2$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.1 * 0.18 * 2.1}{400} = 0.217cm^2$$

$$A_t = 1.92cm^2 > A_{\min} = 0.217cm^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Ferrailage de l'appui de rive :

$$M_{rive}^a = -1.62KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.62 * 10^{-3}}{0.1 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.0353MPa$$

$$\mu_{bu} = 0.0353MPa < 0.392MPa \Rightarrow \alpha = 0.045$$

$$A_{rive}^a = \frac{M_{rive}^a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{1.62 * 10^{-3}}{0.18 * (1 - 0.4 * 0.045) * 348} = 0.263cm^2$$

On prend $1T8 = 0.5 cm^2$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.1 * 0.18 * 2.1}{400} = 0.217cm^2$$

$$A_t = 0.5cm^2 > A_{\min} = 0.217 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification a l'ELU**

- **Cisaillement**

$$V_u = 15.44 KN.$$

$$\bar{\tau} = \min [0.13 f_{c28} ; 4 MPa] = 3.25 MPa \quad \tau_U$$

$$\tau_U = \frac{V}{d * b_0} = \frac{15.44 * 10^{-3}}{0.18 * 0.1} = 0.857 MPa$$

$$\tau_U = 0.857 MPa < \bar{\tau} = 3.25 MPa \quad \text{Condition vérifier}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_t^{\min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t = 6mm.$$

$$\text{Soit : } A_t = 2\phi_6 = 0.57cm^2.$$

• **Calcul de l'espacement :**

$$St = \min \begin{cases} (0.9d, 40cm) = 16.2cm \\ \frac{At \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57cm \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = 80cm \end{cases}$$

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

On adopte : $St = 15 \text{ cm}$.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \cdot f_{c28}; 4\text{Mpa}) = 3.25\text{Mpa}.$$

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 27.50 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times b \times d \times h_0} = \frac{15.4410^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04} = 1.008 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.1.10. Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

Au niveau de l'appui de rive $M_0=0$

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_L \geq \frac{1.15}{400} \times 15.44 \times 10^{-3} = 0.44 \text{ cm}^2$$

$$A_L \geq 0.44 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2 > 0.44 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Appui intermédiaire :

$$A_L \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$$

$$A_L \geq \frac{1.15}{400} \times [15.44 - \frac{10.95}{0.9 \times 0.18}] \times 10^{-3} = -1.49 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_L \geq -1.49 \text{ cm}^2 \text{ Pas de vérification à faire}$$

- **Vérification des armatures transversales**

$$\frac{A_t}{S_t \times b_0} = 0.0038 \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k}{0.8 \times f_e} = 0.0007 \text{ vérifiée}$$

- **Vérification de la bielle dans le béton**

La condition à vérifier est :

$$V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} A = 0.9d = 0.162\text{m} ; V_u \leq 108.13 \text{ KN} \text{ Vérifiée.}$$

III.1.11.les sections d'aciers retenues pour ferrailer les poutrelles des différents étages

Tableau III.1.11. Ferrailages retenues

Plancher		Terrasse accessible	Etage courant	RDC
Travée (Type 1,2,3,4)	M_t^{max}	$M_t^{max}=10.88\text{KN.m}$	$M_t^{max}=10.95\text{KN.m}$	$M_t^{max}=15.86\text{KN.m}$
	μ_{bu}	0.0368	0.0368	0.0532
	α	0.0464	0.0468	0.0683
	Z (m)	0.1767	0.1766	0.1751
	$A_{cal}(\text{Cm}^2)$	1.77	1.78	2.61
	$A_{min}(\text{Cm}^2)$	1.41	1.41	1.41
	$A_l(\text{Cm}^2)$	3HA10=2.36	3HA10=2.36	2HA10+1HA12=2.7
	$A_t(\text{Cm}^2)$	$2\emptyset 6=0.57\text{cm}^2$	$2\emptyset 6=0.57\text{cm}^2$	$2\emptyset 6=0.57\text{cm}^2$
	S_t (Cm)	15	15	15
Appui intermédiaire (Type 1,2,3,4)	M_{int}^a	$M_{int}^a=-8.14\text{ KN.m}$	$M_{int}^a=-8.18\text{ KN.m}$	$M_{int}^a=-14.10\text{ KN.m}$
	μ_{bu}	0.1773	0.1782	0.3542
	α	0.2459	0.2472	0.5751
	Z (m)	0.1623	0.1622	0.1386
	$A_{cal}(\text{Cm}^2)$	1.4419	1.4499	2.65
	$A_{min}(\text{Cm}^2)$	0.217	0.217	0.217
	$A_t(\text{Cm}^2)$	1HA10+1HA12=1.92	1HA10+1HA12=1.92	1HA14+1HA12=2.7
	$A_t(\text{Cm}^2)$	$2\emptyset 6=0.57$	$2\emptyset 6=0.57$	$2\emptyset 6=0.57$
	S_t (Cm)	15	15	15
Appui de rive (Type 1,2,3,4)	M_{rive}^a	$M_{int}^a=-1.61\text{ KN.m}$	$M_{int}^a=-1.62\text{ KN.m}$	$M_{int}^a=-2.79\text{ KN.m}$
	μ_{bu}	0.0351	0.0353	0.0608
	α	0.0446	0.0449	0.0784
	Z (m)	0.1768	0.1768	0.1744
	$A_{cal}(\text{Cm}^2)$	0.2618	0.2635	0.4601
	$A_{min}(\text{Cm}^2)$	0.217	0.217	0.217
	$A_l(\text{Cm}^2)$	1HA10=0.79	1HA10=0.79	1HA12=1.54
	$A_t(\text{Cm}^2)$	$2\emptyset 6=0.57$	$2\emptyset 6=0.57$	$2\emptyset 6=0.57$
	S_t (Cm)	15	15	15

III.1.12. Vérification des poutrelles à l'ELS :

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

➤ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

• **Pour étages courant :**

a)- **En travée :**

$$M_t^{max} = 7.94 \text{ KN.m} \quad A = 2.36 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Position de l'axe neutre : } H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$H > 0$: L'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul de section en $(b \times h)$

$H < 0$: L'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul de section en T

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 2.44 \times 10^{-5} > 0$$

L'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul de section rectangulaire $b \times h$

$$\text{Calcul de } y : b_0 \times y^2 + 30 \times A \times y - 30 \times d \times A = 0$$

$$65y^2 + 62.1y - 1117.8 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 2.82 \text{ cm}$

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

$$I = 8643.19 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7.94 \times 10^{-3}}{8643.19} \times 0.0282 = 2.60 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ C'est vérifié.

b)-En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = 5.87 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\text{Position de l'axe neutre} \quad \begin{cases} H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A \times (d - h_0) \\ H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.92 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 1.168 \times 10^{-4} \text{ m} \end{cases}$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression. \Rightarrow Section rectangulaire $b \times h$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

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

$$\frac{0.65}{2} y^2 + 15 \times 1.92 \times 10^{-4} y - 15 \times 1.92 \times 10^{-4} \times 0.18 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.026 \rightarrow y_2 = 0.035 \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 0.217 \times (0.035)^3 + 15 \times 1.92 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.035)^2$$

$$I = 6.98 \times 10^{-5} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.87 \times 10^{-3}}{6.98 \times 10^{-5}} 0.035 = 2.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :** [1]

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

➤ **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.

III.1.13. Evaluation de la flèche [1], [2]

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

$$\begin{aligned} \diamond \quad & \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \diamond \quad & \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \diamond \quad & \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{450} = 0.044 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0.90cm$$

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

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

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

Evaluation des moments en travée :

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

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

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

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \quad M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \quad M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre : $y = 2.82cm$

Moment d'inertie : $I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 = 45600cm^4$; $I = 8643.19cm^4$

$$A_s = 2.36cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \rightarrow \quad E_i = 32164.2Mpa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} \quad \rightarrow \quad E_v = 10721.4Mpa$$

$$\text{Déformation instantanée. } \lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{0.10}{0.65}) 0.013} \rightarrow \lambda_i = 3.27$$

$$\text{Déformation différée. } \lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.4 \times 3.87 \rightarrow \lambda_v = 1.30$$

Contraintes (σ_s) :

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} ; \sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} ; \sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})}$$

Inerties fictives (I_f) :

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

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

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.852 \text{ KN / m}$$

q_{jser} : La charge permanente qui revient a la poutrelle sans la charge de revêtement

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.51 = 3.58 \text{ KN / m}$$

q_{gser} : La charge permanente qui revient a la poutrelle.

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.51 + 1.5) = 4.55 \text{ KN / m}$$

q_{pser} : La charge permanente et la charge d'exploitation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{1.852 \times 4.50^2}{8} = 4.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{3.58 \times 4.50^2}{8} = 9.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{4.55 \times 4.50^2}{8} = 11.51 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{4.68 \times 10^{-3}}{2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - \frac{0.0282}{2})} = 119.52 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{9.06 \times 10^{-3}}{2.36 \times 10^{-4} (0.18 - \frac{0.0282}{2})} = 231.22 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{11.51 \times 10^{-3}}{2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - \frac{0.0282}{2})} = 293.89 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{gv} = \frac{9.06 \times 10^{-3}}{2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - \frac{0.0282}{2})} = 231.22 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 119.52 + 2.1} = 0.558$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 231.22 + 2.1} = 0.739$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 293.39 + 2.1} = 0.788$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 45600}{1 + 3.27 \times 0.558} = 17757.88 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 45600}{1 + 3.27 \times 0.739} = 14681.56 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 45600}{1 + 3.27 \times 0.788} = 14023.86 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 45600}{1 + 1.30 \times 0.739} = 25582.70 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{4.68 \times 10^{-3} \times 4.50^2}{10 \times 32164.2 \times 17757.88 \times 10^{-8}} = 0.0016m$$

$$f_{gi} = \frac{9.06 \times 10^{-3} \times 4.50^2}{10 \times 32164.2 \times 14681.56 \times 10^{-8}} = 0.0038m$$

$$f_{pi} = \frac{11.51 \times 10^{-3} \times 4.50^2}{10 \times 32164.2 \times 14023.86 \times 10^{-8}} = 0.0051m$$

$$f_{vg} = \frac{9.06 \times 10^{-3} \times 4.50^2}{10 \times 10721.4 \times 25582.70 \times 10^{-8}} = 0.0066m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0066 - 0.0016 + 0.0051 - 0.0038 = 0.0063m \quad \text{Vérifier}$$

III.1.14. Résumé des vérifications à l'ELS pour tous les planchers :

➤ **Etat limite de compression de béton :**

Tableau.III.1.12. Résumé des vérifications à l'ELS.

Etages	Contraintes en travées	Contraintes Appuis intermédiaires
Courant+3 Entres sol	$\sigma_{bc} = 2.60 \text{Mpa} < 15 \text{MPa}$	$\sigma_{bc} = 3.98 \text{Mpa} < 15 \text{MPa}$
RDC	$\sigma_{bc} = 4.88 \text{Mpa} < 15 \text{MPa}$	$\sigma_{bc} = 13.62 \text{Mpa} < 15 \text{MPa}$
Terrasse accessible	$\sigma_{bc} = 2.58 \text{Mpa} < 15 \text{MPa}$	$\sigma_{bc} = 3.96 \text{Mpa} < 15 \text{MPa}$

III.1.15. Evaluation des flèches :

Tableau III.1.13. Plancher Etage courant + 3 entres sol

$M_{jser}(\text{KN}/\text{m}^2)$	$I f_j \times 10^{-4} \text{m}^4$	σ_j (MPa)	μ_j	$f_{ji}(\text{m}) 10^{-3}$
4.68	1.775	119.52	0.558	1.6
$M_{gser}(\text{KN}/\text{m}^2)$	$I f_g \times 10^{-4} \text{m}^4$	σ_g (MPa)	μ_g	$f_{gi}(\text{m})$
9.06	1.468	231.22	0.739	3.8
$M_{pser}(\text{KN}/\text{m}^2)$	$I f_p \times 10^{-4} \text{m}^4$	σ_p (MPa)	μ_p	$f_{pi}(\text{m})$
11.51	1.023	293.89	0.788	5.1
$M_{gser}(\text{KN}/\text{m}^2)$	$I f_{gv} \times 10^{-4} \text{m}^4$	σ_{gv} (MPa)	μ_g	$f_{gv}(\text{m})$
9.06	2.558	231.22	0.739	6.6
$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0066 - 0.0016 + 0.0051 - 0.0038 = 0.0063m$				
$\Delta f = 0.63 \text{cm} \leq f_{adm} = 0.90 \text{cm} \quad \text{vérifier}$				

Tableau III.1.14. Plancher terrasse accessible

$M_{jser}(\text{KN}/\text{m}^2)$	$I f_j \times 10^{-4} \text{m}^4$	σ_j (MPa)	μ_j	$f_{ji}(\text{m}) 10^{-3}$
4.68	1.768	119.52	0.551	1.58
$M_{gser}(\text{KN}/\text{m}^2)$	$I f_g \times 10^{-4} \text{m}^4$	σ_g (MPa)	μ_g	$f_{gi}(\text{m})$
8.98	1.453	229.21	0.732	3.76
$M_{pser}(\text{KN}/\text{m}^2)$	$I f_p \times 10^{-4} \text{m}^4$	σ_p (MPa)	μ_p	$f_{pi}(\text{m})$
11.46	1.012	292.58	0.781	5.00
$M_{gser}(\text{KN}/\text{m}^2)$	$I f_{gv} \times 10^{-4} \text{m}^4$	σ_{gv} (MPa)	μ_g	$f_{gv}(\text{m})$
8.98	2.540	229.21	0732	6.43

$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00643 - 0.00158 + 0.00500 - 0.00376 = 0.00609\text{m}$
 $\Delta f = 0.609\text{cm} \leq f_{adm} = 0.90\text{cm}$ vérifier

Tableau III.1.15. Plancher RDC

$M_{jser}(\text{KN}/\text{m}^2)$	$I f_j \times 10^{-4} \text{m}^4$	σ_j (MPa)	μ_j	$f_{ji}(\text{m}) 10^{-3}$
4.68	1.775	119.52	0.558	1.6
$M_{gser}(\text{KN}/\text{m}^2)$	$I f_g \times 10^{-4} \text{m}^4$	σ_g (MPa)	μ_g	$f_{gi}(\text{m}) 10^{-3}$
9.06	1.468	231.22	0.739	3.8
$M_{pser}(\text{KN}/\text{m}^2)$	$I f_p \times 10^{-4} \text{m}^4$	σ_p (MPa)	μ_p	$f_{pi}(\text{m}) 10^{-3}$
17.28	1.32	441.47	0.853	7.60
$M_{gser}(\text{KN}/\text{m}^2)$	$I f_{gv} \times 10^{-4} \text{m}^4$	σ_{gv} (MPa)	μ_g	$f_{gv}(\text{m}) 10^{-3}$
9.06	2.558	231.22	0.739	6.6

$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0066 - 0.0016 + 0.0076 - 0.0038 = 0.0088\text{m}$
 $\Delta f = 0.88\text{cm} \leq f_{adm} = 0.90\text{cm}$ vérifier

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

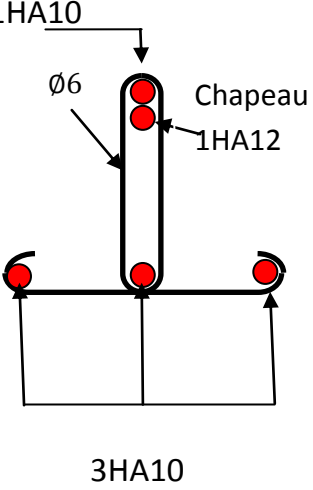
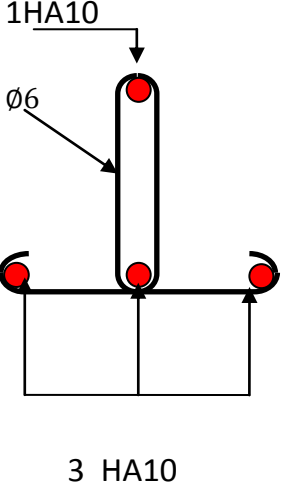
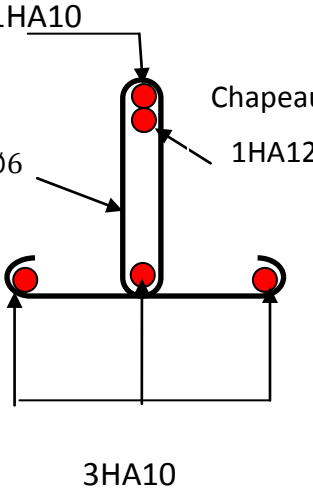
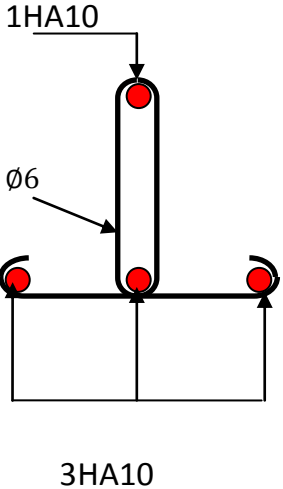
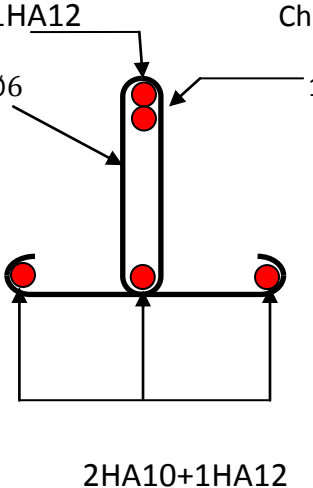
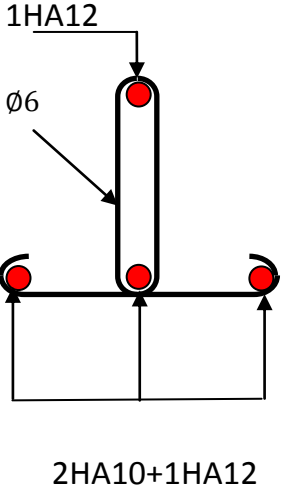
[1]

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

➤ **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.

III.1.16. Plan de ferrillages des poutrelles :

Plancher	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse accessible	 <p>1HA10</p> <p>Ø6</p> <p>Chapeau</p> <p>1HA12</p> <p>3HA10</p>	 <p>1HA10</p> <p>Ø6</p> <p>3 HA10</p>
Type	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage courant	 <p>1HA10</p> <p>Ø6</p> <p>Chapeau</p> <p>1HA12</p> <p>3HA10</p>	 <p>1HA10</p> <p>Ø6</p> <p>3HA10</p>
RDC	 <p>1HA12</p> <p>Ø6</p> <p>Chapeau</p> <p>1HA14</p> <p>2HA10+1HA12</p>	 <p>1HA12</p> <p>Ø6</p> <p>2HA10+1HA12</p>

III.1.17. Etude de la dalle de compression :**Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

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

Armatures parallèles aux poutrelles

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

On choisit :

5 HA 6/ml = 1.41 cm² \perp aux poutrelles $\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ vérifiée

3 HA 6/ml = 0.85 cm² // aux poutrelles $\Rightarrow S_t = 33.33 \text{ cm} < 44 \text{ cm}$ vérifiée

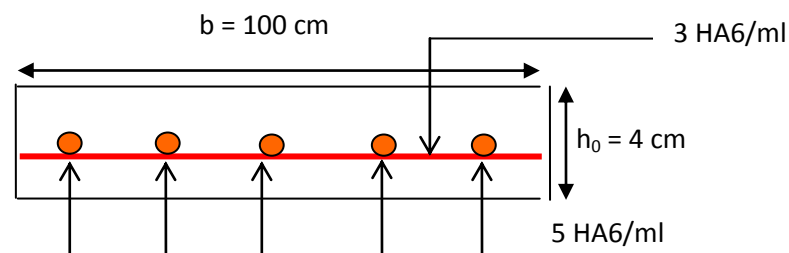
III.1.18. Schéma de ferrailage de la dalle de compression :

Figure III.1.9: Schéma du ferrailage de la dalle de compression

III.2. Escaliers :

Les escaliers ont pour rôle d'assurer la liaison entre les différents niveaux.

Notre ouvrage comprend deux types

- Escalier à trois volées avec deux paliers intermédiaires
- Escalier à trois volées sans paliers de repos

III.2.1. Etude du 1^{er} type Escalier (entre sol et étage courant):

- Un escalier à trois volées avec deux paliers intermédiaires

Sens (A – C) et (D - B)

$$G_v = 8,52 \text{ KN/m}^2$$

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

$$G_p = 5,24 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU : } q = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$$

$$\text{ELS : } q = G + Q$$

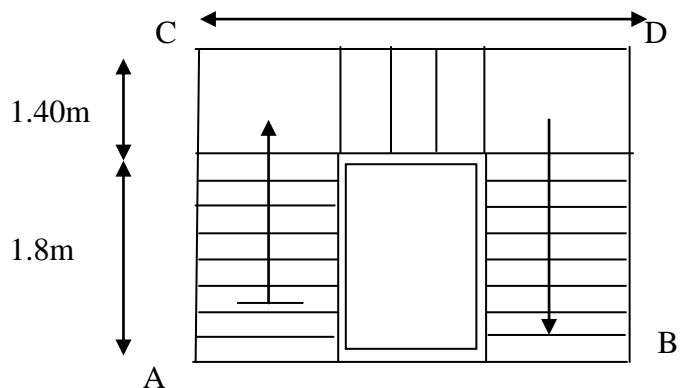


Figure III.2.1 vue en plan de 1^{er} type d'escalier

Tableau III.2.1. Calcul des charges de l'escalier

	$q_{\text{volée}} \text{ (KN/ml)}$	$q_{\text{palier}} \text{ (KN/ml)}$
l'ELU	15,25	10,82
l'ELS	11,02	7,74

À l'ELU :

$$\sum M / C = 0$$

$$R_A = 23,043 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0$$

$$\Rightarrow R_C = 19,554 \text{ KN}$$

$$M_0^{\text{max}} = 17,41 \text{ KN.m}$$

$$V^{\text{max}} = 23.043 \text{ KN}$$

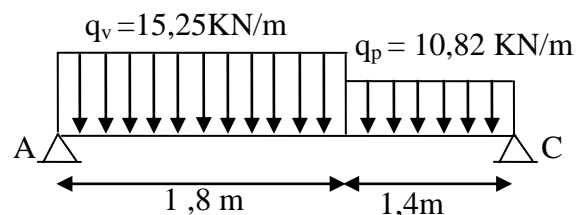


Figure.III.2.2 Schéma statique

Moment en travée : $M_t = 0.75 \cdot M_0 = \mathbf{13.057 \text{ KN.m}}$

Moment sur appui : $M_a = -0.50 \cdot M_0 = \mathbf{-8,705 \text{ KN.m}}$

À L'ELS :

$R_A = 16,627 \text{ KN}$

$R_C = 14,044 \text{ KN}$

$M_0^{\max} = 12,543 \text{ KN.m}$

$V^{\max} = 16.627 \text{ KN}$

Moment en travée : $M_t = 0.75.M_0 = \mathbf{9,407 \text{ KN.m}}$

Moment sur appui : $M_a = -0.50.M_0 = \mathbf{-6,271 \text{ KN.m}}$

III.2.2. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire $(b \cdot e) = (100 \cdot 17) \text{ cm}^2$.

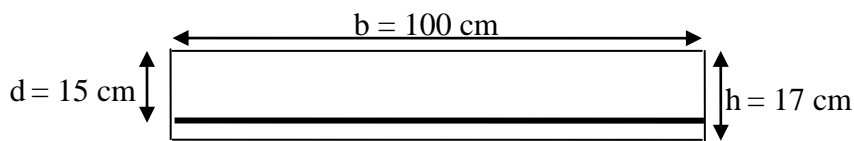


Figure III.2.3: Schéma de la section à ferrailer.

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.2.2. Résultat de ferrailage du 1^{er} type l'escalier (étage courant +ES)

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée	13,057	0,0408	0,052	0,146	2,57	4T10 =3,14
En appui	8,705	0,027	0,034	0,148	1,69	4 T8 =2,01

III.2.3. Vérifications à ELU et à ELS :

III.2.3.1. Vérification à l'ELU :

❖ vérification de l'effort tranchant :

$FPN : \tau_u \leq \min (0.13f_{c28}/\gamma_0, 4\text{Mpa}) = 3.25 \text{ MPa}$

$\tau_u = V/bd = (23,043 \cdot 10^{-3} / 1 \cdot 0.15) = 0.153 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa}$ vérifie

❖ condition non fragilité :

$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \cdot 1 \cdot 0.15 \cdot 2.1 / 400 = 1.81 \text{ cm}^2$

En travée $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ vérifie

En appui $A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ vérifie

❖ Les armatures de répartition :

$A_r = A_s / 4$

En travée $A_{rt} = 3,14 / 4 = 0,785 \text{ cm}^2$

En appuis $A_{ra} = 2,01 / 4 = 0.502 \text{ cm}^2$

$A_{rt} = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec : $St = 25 \text{ cm}$

$A_{ra} = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec : $St = 25 \text{ cm}$

❖ Vérification de l'espacement des armatures :

- Armatures principales: $S_t \leq \min(3.e, 33cm) = 33cm > 25cm$ vérifiée.
- Armatures secondaires: $S_t \leq \min(4.e, 45cm) = 45cm > 25cm$ vérifiée.

III.2.3.2. Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \psi = 1.5 \rightarrow \text{pour les(HA)}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{st}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$: étant la somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\sum U_i = 5 \cdot 3.14 \cdot 1 = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{22.15 \cdot 10^{-3}}{0.9 \cdot 0.15 \cdot 15.7 \cdot 10^{-2}}$$

$$\tau_{ser} = 0.98 \text{MPa}$$

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte de compression du béton**

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

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

• **En appui :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{MPa}$$

$$A' = 0$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

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

$$\text{Calcul de } y : \quad 0.5 Y^2 + 3.015 \cdot 10^{-2} Y - 4.52 \cdot 10^{-4} = 0.$$

$$y = 0.013 \text{ m.}$$

Calcul de I :

$$I = 5746.86 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 1.42 \text{ MPA condition vérifié.}$$

- **En travée**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$A' = 0$$

$$\frac{b}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

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

Calcul de y : $0.5 Y^2 + 47.1 * 10^{-4} Y - 7.065 * 10^{-4} = 0$

$$y = 0.038 \text{ m}$$

Calcul de I : $I = 7889.89 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 4.53 \text{ MPA condition vérifié}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.2.3.Vérification des contraintes

Type		Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
1	Appuis	6.27	5746.86	1.3	1.42	15
	Travées	9.407	7889.89	3.8	4.53	15

On constate que toutes les conditions sont vérifiées.

❖ **Etat limite de déformation :**

- **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{320} = 0.053 \leq 0.062 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow 0.053 \geq 0.037 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 15} = 0.0020 \leq 0.01 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

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

[1]

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{320}{500} = 0.64$

Tableau III.2.4. Déférentes charges

	J (charge permanente sans revêtements)	g (charge Permanente avec revêtements)	P (charges combinées)
Volée	5,2	8,52	11,02
Palier	4,25	5,24	7,74
$M_{ser}(KNm)$	5,9	8,59	9,40

$I = 7889,89 \text{ cm}^4$

$E_i = 32164,2 \text{ MPa}$

$Y = 3.8 \text{ cm}$

$E_v = 10721,4 \text{ MPa}$

$L = 3,2 \text{ m}$

$A_s = 3,14 \text{ cm}^2$

Calcul des coefficients :

$\rho = A_s / (b d) = 0,0021$

$\lambda_i = (0,05 f_{t28}) / (5 \rho) = 10$

$\lambda_v = 0,4 \lambda_i = 4$

Calcul de I_0 :

$I_0 = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_s \cdot (V_2 + c)^2$ tel que $c=2\text{cm}$.

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

$V_2 = h - V_1$

$I_0 = 46016.78 \text{ cm}^2$

Le tableau III.2.5. illustre les résultats de calcul de la différente flèche

Tableau.III.2.5. Evaluation de la flèche

Calcul de f_{gi}:	$\sigma_s = 182,90 \text{ Mpa}$	$\mu_i = -0.10 < 0$	$I_{fi} = 0.000506$	$f_{gi} = 0.00054 \text{ m}$.
Calcul de f_{ji}:	$\sigma_s = 125.62 \text{ Mpa}$	$\mu_i = -0.16 < 0$	$I_{fi} = 0.0005061$	$f_{ji} = 0.00037 \text{ m}$.
Calcul de f_{pi}:	$\sigma_s = 200.15 \text{ Mpa}$	$\mu_i = 0.0281$	$I_{fi} = 0.000395$	$f_{pi} = 0.000757 \text{ m}$
Calcul de f_{gv}:	$\mu_i < 0$	$I_{fv} = 0.000506$	$f_{gv} = 0.00162 \text{ m}$.	
<p>Donc ;</p> <p>$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0,1467 \text{ cm} < 0,64 \text{ cm}$ c'est vérifié.</p>				

III.2.4. Etude de la volée encastree a la poutre brisee :

L'étude de cette partie se fera en considerant la volée (Sens (C-D)) comme une console encastree dans la poutre brisee comme indique la figure ci-dessous:

❖ **Calcul les sollicitations:**

- $G_v = 8,52 \text{ KN/ml}$
- $Q = 2,5 \text{ KN/ml.}$
- $P = 0,6 \text{ KN/ml. (charge de garde corps)}$

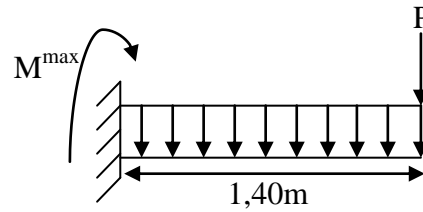


Fig. III.2.4: Schéma statique de console.

➤ **E.L.U**

$$M^{\max} = \frac{(1,35G_v + 1,5Q)l^2}{2} + 1,35Pl$$

$$\Rightarrow M^{\max} = \frac{(1,35 \cdot 8,52 + 1,5 \cdot 2,5)1,4^2}{2} + 1,35 \cdot 0,6 \cdot 1,40 = 16,05 \text{ KNm.}$$

$$V_u = (1,35G_v + 1,5Q)l + P = 21,95 \text{ KN.}$$

➤ **E.L.S**

$$M^{\max} = \frac{(G_v + Q)l^2}{2} + P.l = 11,64 \text{ kn}$$

$$V_u = (G_v + Q)l + P = 16,028 \text{ kn}$$

III.2.5. Ferrailage :

La section à ferrailer est $(b \times e) = (1 \times 0,17)$

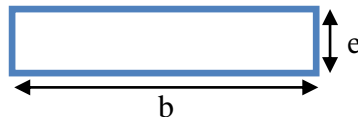


Figure III.2.5 : Schéma de la section à ferrailer.

- **Armatures longitudinales :**

Tableau.III.2.6. Résultat de ferrailage de la console

	M^{\max} (KNm)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
En appui	16,05	0,005	0,064	0,146	3,139	4HA10=3,14

III.2.6. Vérifications à ELU et à ELS :

III.2.6.1. Vérification à l'ELU :

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

$$F_{PN} : \tau_u \leq \min (0,13f_{c28} / \gamma_0 , 4 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = V/bd = (21,95 \cdot 10^{-3} / 1 \cdot 0,15) = 0,146 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

❖ **condition non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \cdot 1 \cdot 0.15 \cdot 2.1 / 400 = 1.81 \text{ cm}^2$$

En appui $A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{min}$ vérifie

❖ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4$$

$$A_{ra} = 3,14 / 4 = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$A_{ra} = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } St = 25 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de l'espace des armatures :**

$$St \leq \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

III.2.6.2. Vérification à l'ELS :

❖ **Vérification de la contrainte de compression du béton :**

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2.7. Vérification des contraintes

Localisation	M_{ser} (KNm)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	11,64	7889,89	3,8	5.60	15

On constate que les conditions sont vérifiées

❖ **Etat limite de déformation :**

• **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{140} = 0.12 \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

$M^t = M_o \Rightarrow$ la 2^{ème} condition est vérifiée.

La 3^{ème} condition est vérifiée.

Les 3 conditions sont toutes vérifiées donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

III.2.7. Etude du 2^{ème} type d'escalier (cas de RDC).

La volée (II) elle sera ferrillée de la même manière que c'elles de l'escalier type (1) donc on calcul que la volée (I) et. (III)

❖ Pour la volée (I) et (III) :

❖ Les charges :

$$G = 8,2 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

$$\text{ELU} : q_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q$$

$$q_u = 15,25 \text{ kn/ml.}$$

$$q_s = 11,02 \text{ kn/ml}$$

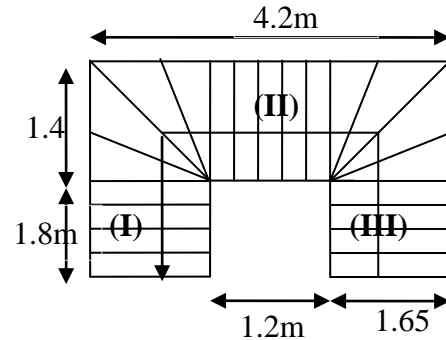


Fig.III.2.6. vue en plan de l'escalier type II

❖ Les sollicitations :

➤ L'ELU

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = 19.52 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0.75M_0 = 14.64 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.5M_0 = -9.76 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = 24.4 \text{ KN}$$

➤ L'ELS

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = 14.10 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0.75M_0 = 10.57 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.5M_0 = -7.05 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_s \times L}{2} = 17.76 \text{ KN}$$

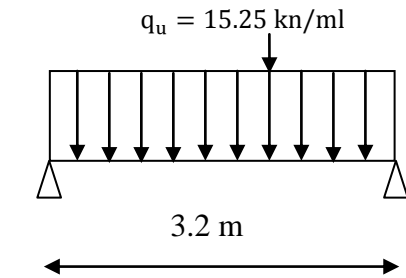


Fig.III.2.7. Schéma de la volée (I) et (III)

III.2.8. Ferrailage.

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.2.8. Résultat de ferrailage de l'escalier de RDC

Localisation	M (KNm)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée	14.64	0,046	0,047	0.147	2.86	4T10 =3,14
En appui	-9.76	0,030	0,030	0,148	1.89	4 T8 =2,01

III.2.9. Vérifications à l'ELU et à l'ELS :**III.2.9.1. Vérification à l'ELU :**❖ **vérification de l'effort tranchant :**

$$F_{PN} : \tau_u \leq \min (0.13f_{c28} / \gamma_0 , 4\text{MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = V/bd = (24.4 \cdot 10^{-3} / 1 \cdot 0.15) = 0.162 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa} \text{ vérifié}$$

❖ **condition non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \cdot 1 \cdot 0.15 \cdot 2.1 / 400 = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée } A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} \text{vérifié}$$

$$\text{En appui } A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} \text{vérifié}$$

❖ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4$$

$$\text{En travée } A_{rt} = 3,14 / 4 = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis } A_{ra} = 2,01 / 4 = 0.502 \text{ cm}^2$$

$$A_{rt} = 4\text{HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_{ra} = 4\text{HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de l'espacement des armatures :**

$$- \text{ Armatures principales: } S_t \leq \min(3.e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 25\text{cm} \quad \text{vérifiée.}$$

$$- \text{ Armatures secondaires: } S_t \leq \min(4.e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 25\text{cm} \quad \text{vérifiée.}$$

III.2.9.2. Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \psi = 1.5 \rightarrow \text{pour les (HA)}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{st}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$: étant la somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\sum U_i = 5 \cdot 3.14 \cdot 1 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{24.4 \cdot 10^{-3}}{0.9 \cdot 0.15 \cdot 12.56 \cdot 10^{-2}}$$

$$\tau_{ser} = 1.439 \text{ MPA}$$

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte de compression du béton**

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2.9. Vérification des contraintes

Type		Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
1	Appuis	7.05	5746.86	1.3	1.59	15
	Travées	10.57	7889.89	3.8	4.016	15

On constate que toutes les conditions sont vérifiées.

❖ **Etat limite de déformation :**

• **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{320} = 0.053 \leq 0.062 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow 0.053 \geq 0.0374 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 15} = 0.0020 \leq 0.01 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

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

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{320}{500} = 0.64 \text{ cm}$

Tableau III.2.10. différentes charges

	J (charge permanente sans revêtements)	g (charge Permanente avec revêtements)	P (charges combinées)
Volée	5,2	8,52	11,02
M _{ser} (KNm)	7.07	9,76	10.57

$I = 7889,89 \text{ cm}^4$; $Y = 3.8 \text{ cm}$
 $E_i = 32164,2 \text{ MPa}$; $E_v = 10721,4 \text{ MPa}$
 $L = 3,2 \text{ m}$; $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$

Calcul des coefficients :

$$\rho = A_s / (b d) = 0,0021$$

$$\lambda_i = (0,05 f_{t28}) / (5 \rho) = 10$$

$$\lambda_v = 0,4 \lambda_i = 4$$

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_s \cdot (V_2 + c)^2 \text{ tel que } c=2\text{cm.}$$

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

$$V_2 = h - V_1$$

$$I_0 = 46016.78 \text{ cm}^4$$

Le tableau III.2.11 illustre le résultats de calcul de la différente flèche

Tableau III.2.11. Evaluation de la flèche

Calcul de f_{gi}:	$\sigma_s = 207.82 \text{ Mpa}$	$\mu_i = 0.44$	$I_{fi} = 0.000093$	$f_{gi} = 0.0033\text{m.}$
Calcul de f_{ji}:	$\sigma_s = 150.54 \text{ Mpa}$	$\mu_i = -0.09 < 0$	$I_{fi} = 0.0005061$	$f_{ji} = 0.00044\text{m.}$
Calcul de f_{pi}:	$\sigma_s = 225.06 \text{ Mpa}$	$\mu_i = 0.079$	$I_{fi} = 0.00028$	$f_{pi} = 0.0012 \text{ m.}$
Calcul de f_{gv}:	$\mu_i < 0$	$I_{fv} = 0.00018$	$f_{gv} = 0.00517\text{m.}$	
<p>Donc ;</p> $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.263 \text{ cm} < 0.64 \text{ cm} \text{ c'est vérifié.}$				

III.2.10. Schémas de ferrailage

- Schéma de ferrailage de la volée encastrée à la poutre brisée.

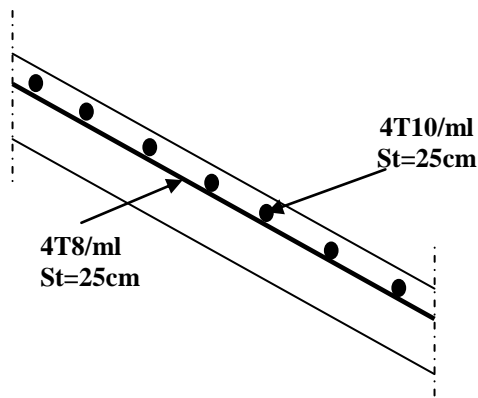


Fig.III.2.8. schéma de ferrailage de la volée (II)

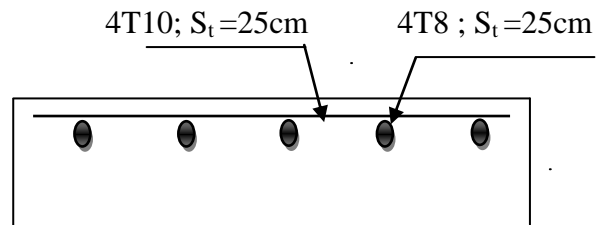


Figure III.2.9. Coupe transversale

❖ Schéma de ferrailage de l'escalier type1

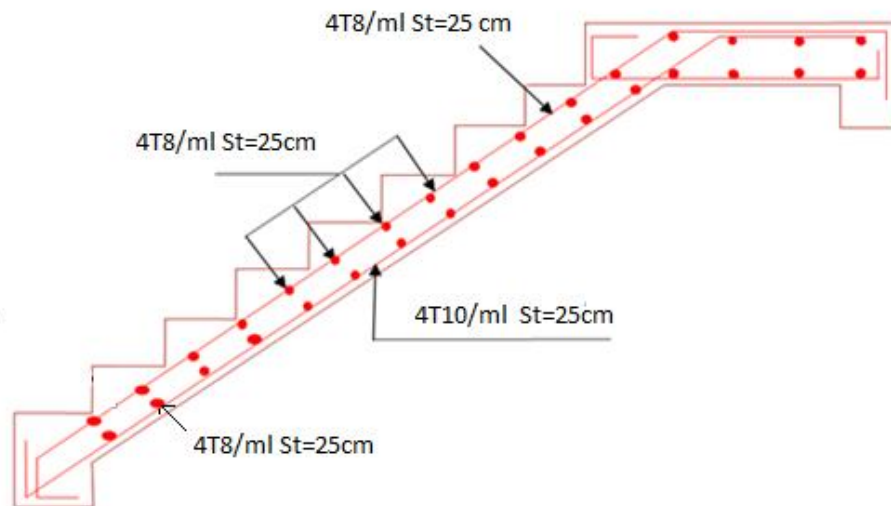


Figure.III.2.10. Ferrailage des volées(I),(III) d'escalier type 1

• Schéma de ferrailage de l'escalier type2 :

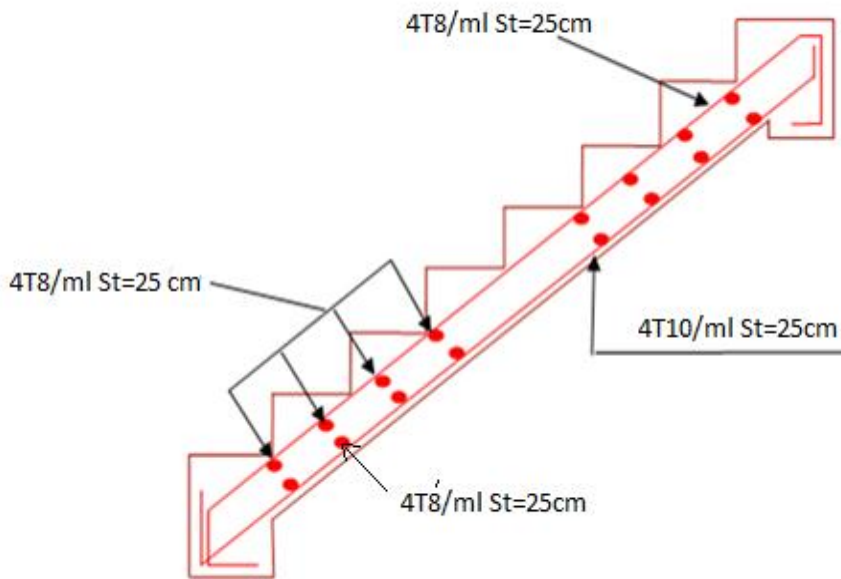


Fig.III.2.11. schéma de ferrailage des volées (I) et (III) d'escalier Type 2

III.2.11. Etude de la poutre brisée : (pour escalier type II)

On la poutre brisée des entres sols et d'étages courants et RDC sont presque identiques, alors on se contente d'étudier le plus défavorable.

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA93 et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

Selon le CBA 93 :

[2]

La hauteur « h » de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm}$$

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10}$$

$$28 \leq h \leq 42$$

On prend : **h = 35cm**

b = 30cm

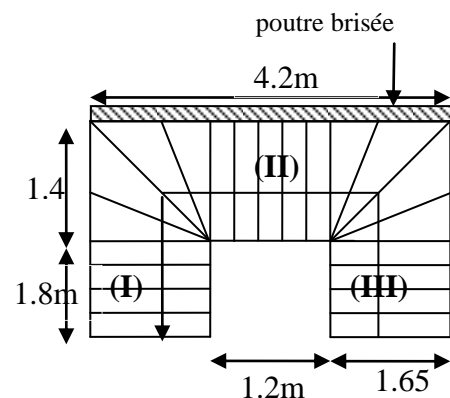


Fig.III.2.12. vue en plan de l'escalier type II

Selon le RPA99/ version 2003 :

[3]

- $h \geq 30$: vérifier, $h = 35 \text{ cm}$

- $b \geq 20$: vérifier $b = 30 \text{ cm}$

$$- h/b = 35/30 = 1,16 < 4, \text{ condition vérifier}$$

Donc on choisit une section de la poutre palière $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

La poutre brisée est soumise à la flexion simple, en outre elle est soumise à la torsion.

➤ Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise :

$$g_0 = 1.53 \cdot 2.83 / \cos.29,53^\circ = 4.97 \text{ KN/ml}$$

$$g_1 = 25 \cdot 0.35 \cdot 0.3 / \cos.29,53^\circ = 3.017 \text{ KN/ml}$$

g_0 : étant le poids propre de double cloison.

g_1 : étant le poids propre de la partie inclinée.

En plus de son poids propre elle est soumise aux charges transmises par l'escalier .

$$R_E = 24,4 \text{ KN/ml (E.L.U)}$$

$$R_{ES} = 17,76 \text{ kn (E.L.S)}$$

$$R_p = 21,95 \text{ KN/ml (E.L.U)}$$

$$R_{PS} = 16,028 \text{ kn (E.L.S)}$$

- R_E : charge transmise par l'escalier : C'est la réaction d'appuis au point C
- R_p : charge ramenée par la volée (2) : c'est la réaction de la console

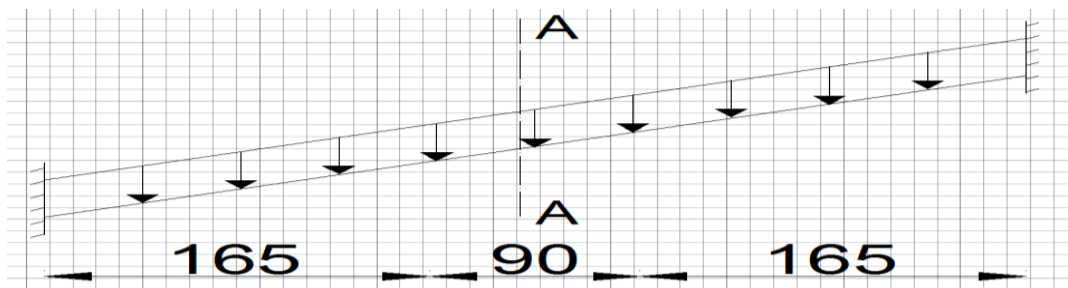


Figure III.2.13. Schémas statique de la poutre brisée

$$R_{EQU} = 23.875 \text{ kn (E.L.U)}$$

$$R_{EQS} = 17.388 \text{ kn (E.L.S)}$$

➤ Sollicitation

- E.L.U

$$P_U = 1.35(g_1 + g_0) + R_{EQU} = 1.35 \cdot (4,97 + 3,017) + 23,875 = 34,657 \text{ kn}$$

- E.L.S

$$P_S = (g_1 + g_0) + R_{EQS} = (4,97 + 3,017) + 17,388 = 25,375 \text{ kn}$$

A, L.E.U

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 76,42 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0.85M_0 = 64,95 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.5M_0 = -38,21 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 72,78 \text{ KN}$$

A, L.E.S

$$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = 55,95 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0.85M_0 = 47,56 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.5M_0 = -27,97 \text{ KN.m}$$

$$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 53,28 \text{ KN}$$

III.2.12. Ferrailage de la poutre brisée

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.2.12. Ferrailage de la Poutre brisée

Section	b(cm)	d(cm)	M _u (KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A _{s,min}	A _s (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Travée	30	33	64,95	0.140	0.189	0.304	1.195	6,12	6 T12=6,79
Appui	30	33	38,21	0.082	0.108	0.315	1.195	3,48	2T14+1T12=4.21

III.2.13. Vérifications à L'ELU**Condition de non fragilité**

$$A_t = 3.39 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.33 \times \frac{2.1}{400} = 1.195 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

$$A_t = 6,79 > A_{\min} = 1.195 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4,21 > A_{\min} = 1.195 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.73 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.73 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

Calcul des armatures d'âmes :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{MPa}\right) = 0.36 \text{MPa}$$

$$\text{et : } S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{cm}) = 28.8 \text{cm}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.36 \frac{b \cdot S_t}{f_e} = 0.36 \frac{30 \times 28.8}{400} = 0.77 \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow \mathbf{A_t = 0.77 \text{cm}^2}$$

Donc on adopte : **2T8 = 1,01cm²** (un cadre et un étrier $\phi 8$).

Avec $s_t = 25 \text{cm}$.

III.2.14: Calcul à la Torsion

Le moments de torsion est engendré par les charge ramené les paliers et la volée il est égale au moment à l'appuis $M_{tu} = 16,05 \text{KN.m}$.

Avec:

$$V_u = 21,95 \text{KN}.$$

➤ Armatures longitudinales en torsion

Le moment de torsion $M_T = 16,05 \text{KN.m}$

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (35 - 5)] = 110 \text{cm}$$

$$A_t = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$A_t = \frac{16.05 \times 10^{-3} \times 1.10}{2 \times 0.075 \times 348} = 3,38 \text{cm}^2$$

➤ Armature transversale :

$$\frac{A_{t1}}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{16,05 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 750 \cdot 348 \cdot 10^{-4}} = 3,074 \text{cm}^2$$

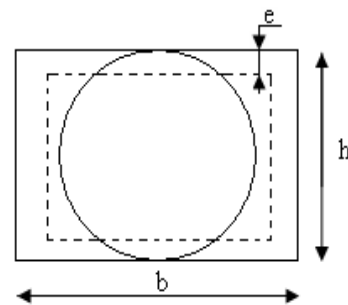


Figure III.2.14. Section creuse équivalente

[1]

➤ **Armature transversale du à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.73 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{b(\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28} \cdot K)}{0.9 \cdot f_e}$$

On à le cas d'une flexion simple $K=0$ pas de prise de bétonnage

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{0.3(0.73)}{0.9 \cdot 400} = 6.083 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

• **En appui :**

$$A_a = 4.21 + \frac{3.38}{2} = 5.9 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}12 + 2\text{HA}14 = 6.47 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

$$A_t = 6.79 + \frac{3.38}{2} = 8.48 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}14 + 2\text{HA}16 = 8.64 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales :**

$$A^T = \frac{A_a}{4} = 1.50 \text{ cm}^2$$

On choisit (1 cadres + 1étrier) de $\Phi 8$ soit : $A^T = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0.4 \cdot e \cdot U / f_e = 0.4 \times 5 \times 120 / 400 = 0.6 \text{ cm}^2 < A^T = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement du a l'effort tranchant. [1]

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{21.95 \times 10^{-3}}{0.27 \times 0.3} = 0.27 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{16.05 \times 10^{-3}}{0.075 \times 2 \times 0.05} = 2.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2} = \tau_u = \sqrt{0.27^2 + 2.14^2} = 2.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{vérifiée}$

III.2.15. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

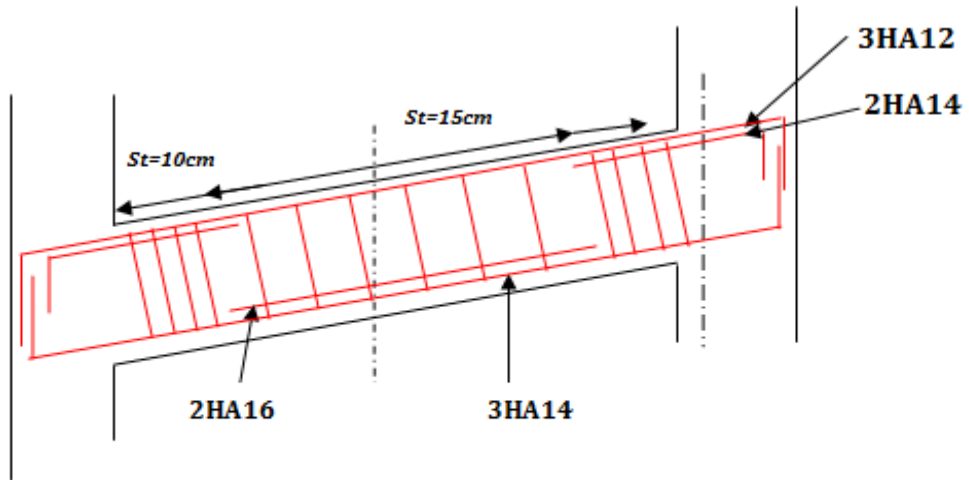


Figure.III.2.15. ferrailage poutre brisée

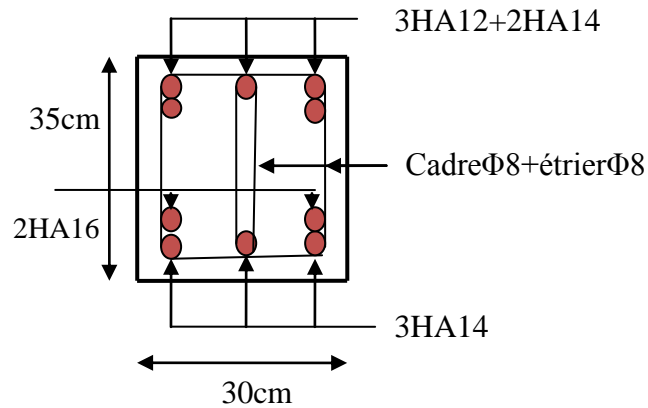


Figure.III.2.16 coupe transversale

III-3 Etude des dalles pleines :

III.3.1. Définition :

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

III.3.2. Etude des balcons

Dans le cas de notre ouvrage on a deux types de dalles :

1. Dalle sur deux appuis.
2. Dalle sur trois appuis.

➤ On se contentera d'étudier la dalle qui est la plus défavorable et ça sera le même ferrailage pour les autres types.

III.3.2.1. Dalle pleine sur deux appuis :

Epaisseur : $e=14\text{cm}$

Charge permanente : $G = 6,36 \text{ KN/m}^2$.

Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 6.36 + 1.5 \times 3.5 = 13,83 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 6,36 + 3,5 = 9,86 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$L_x = 1,55\text{m}$$

$$L_y = 2,55\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.60 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travail selon deux sens } l_x \text{ et } l_y$$

$$\nu = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.60$$

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

$$\text{à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0822 \\ \mu_y = 0.2948 \end{cases} \quad \text{à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0870 \\ \mu_y = 0.4672 \end{cases}$$

➤ Calcul de M_{x0} et M_{y0}

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0822 \times 13,83 \times 1,55^2 = 2,73 \text{ KN.m/ml} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0870 \times 9,86 \times 1,55^2 = 2,06 \text{ KN.m/ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.4672 \times 2,06 = 0,96 \text{ KN.m/ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.2948 \times 2,73 = 0,80 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

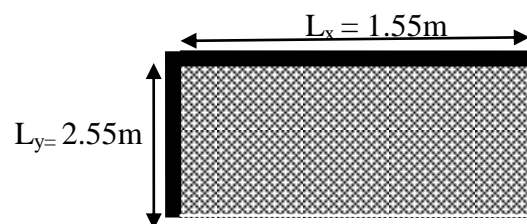


Figure III.3.1 1^{er} type de Balcon sur deux appuis

➤ Calcul des moments compte tenu de l'encastrement : (panneaux de rive)

En travée :

$$\begin{cases} M^x_u = 0.85M^x_{0u} = 2,32KN.m \\ M^y_u = 0.85M^y_{0u} = 0,68KN.m \\ M^x_{ser} = 0.85M^x_{0ser} = 1,751KN.m \\ M^y_{ser} = 0.85M^y_{0ser} = 0,816KN.m \end{cases}$$

En appuis :

$$\begin{cases} M^x_u = M^y_u = -0.3M^x_{0u} = -0.819KN.m \\ M^x_{ser} = M^y_{ser} = -0.3M^x_{0ser} = -0.618.KN.m \end{cases}$$

➤ Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

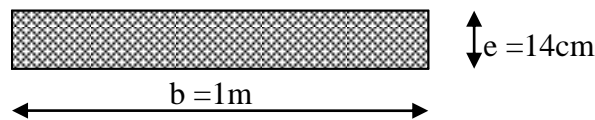


Figure.III.3.2.Section de la dalle pleine a ferrailé

Les résultats de ferrailage son résumée dans ce tableaux

Tableau III.3.1.Ferrailage de la dalle plein

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
En travée	Selon x	2,32	0,0114	0,014	0,119	0,559	1,449	4T8=2,01
	Selon y	0,68	0,0033	0,0042	0,119	0,163	1,449	4T8=2,01
En appui	Sens x, sens y	0.819	0,0040	0,0050	0,119	0,196	1,449	4T8=2.01

➤ Calcul de l'espacement des armatures :

// à Ly : $S_t \leq \min(4e; 45cm)$. Donc $S_t \leq 45cm$; On opte : $S_t=25cm$

// à Lx : $S_t \leq \min(3e; 33cm)$. Donc : $S_t \leq 33cm$; On opte: $S_t= 25cm$

➤ **Vérification l'E.L.U :**

- **L'effort tranchant :**

Selon X :

$$V_{\max} = \frac{q_U \times L_x}{3} = 7,145 \text{KN}$$

Selon y :

$$V_{\max} = \frac{q_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 13,56 \text{KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} = 0,113 \text{MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \quad \text{Vérifier}$$

- **La condition de non fragilité :**

D'après le **RPA99**, le pourcentage minimum d'armatures est 0.8% de la section du béton.

En travée :

$$A_x^t = 2,01 \text{cm}^2 / \text{ml} > 1.449 \text{cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

$$A_y^t = 2,01 \text{cm}^2 / \text{ml} > 1.449 \text{cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

En appuis :

$$A_x^a = 2,01 \text{cm}^2 / \text{ml} > 1.449 \text{cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

- **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{MPa}$$

$$A' = 0$$

$$\frac{b}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

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

Tableau.III.3.2. moment d'inertie (I) et position de l'axe neutre (Y)

Selon :	En travées		En appuis	
L_x	Y = 3,008 cm	I = 3345,03cm ⁴	Y = 3,008cm	I = 3345,03 cm ⁴
L_y	Y = 3,008cm	I = 3345,03cm ⁴	Y = 3,008cm	I = 3345,03cm ⁴

Vérifications des contraintes sont résume dans le tableau suivant

Tableau.III.3.3.les vérifications des contraintes dans le béton.

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	x-x	1,751	3.008	3345,03	1,57	15	Vérifiée
	y-y	0,816	3.008	3345,03	0,73	15	Vérifiée
Appui	x-x	0.618	3.008	3345,03	0,556	15	Vérifiée
	y-y						

- **La contrainte dans l'acier :**

Fissuration nuisible → $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201,63 \text{ MPa}$.

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \quad \sigma < \bar{\sigma}_s$$

Vérifications des contraintes sont résume dans le tableau suivant :

Tableau.III.3.4.les vérifications des contraintes dans L'acier.

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	x-x	1,751	3345,03	70,60	Vérifiée
	y-y	0,816	3345,03	32,90	Vérifiée
Appui	x-x	0,618	3345,03	24,91	Vérifiée
	y-y				

- **la flèche :**

Selon X :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,14}{1,55} = 0,090 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,1}{f_e} \Rightarrow 0,00167 < 0,00525 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0,090 > 0,084 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche

Selon Y :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,14}{2,55} = 0,054 < \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,1}{f_e} \Rightarrow 0,00167 < 0,00525 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0,090 > 0,085 \rightarrow \text{vérifiée}$$

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

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

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

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

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

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

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

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{255}{500} = 0,51 \text{ cm}$$

Propriété de la section de la dalle:

$$y = 3,008 \text{ cm}$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$I = 3345,03 \text{ cm}^4$$

$$E_t = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721,4 \text{ Mpa}$$

➤ Evaluation des moments en travée

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 3,75 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{gser} = 6,36 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{pser} = (6,36 + 3,5) = 9,86 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} M_{ox}^j = 0,691 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^g = 1,256 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^p = 1,947 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{jser} = 0,85 \times M_{ox}^j \Rightarrow M_{jser} = 0,85 \times 0,691 = 0,587 \text{ KN.m}$$

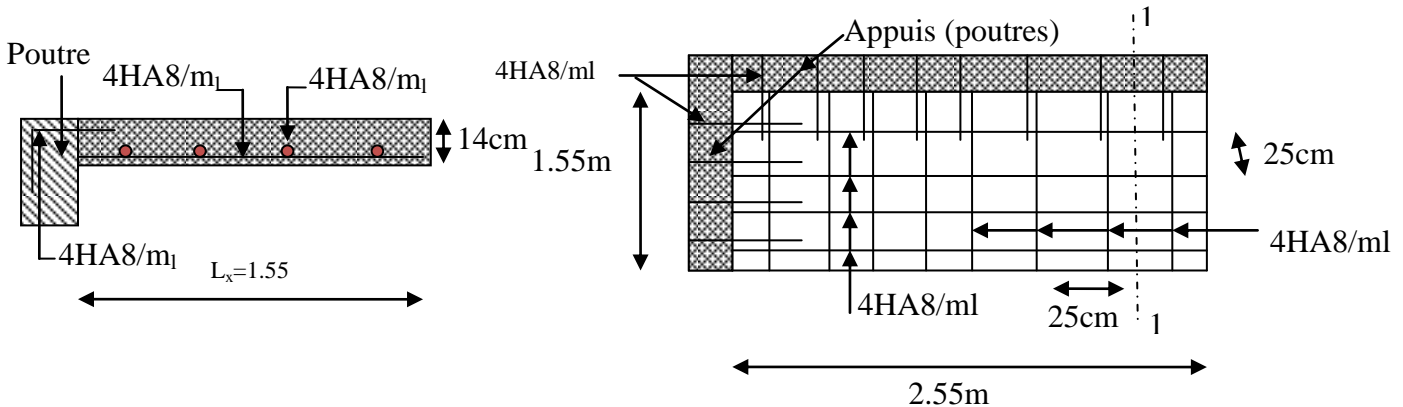
$$M_{gser} = 0.85 \times M_{ox}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 1.256 = 1.067 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{ox}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 1.947 = 1.655 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la flèche est :

$$\text{La flèche totale } \Delta f_i = 0.049 \text{ cm} < f_{adm} = 0.51 \text{ cm} \text{ vérifiée}$$

➤ schéma de ferrailage



Coupe1-1

Figure.III.3.3.schéma de ferrailage des dalles des balcons

III.3.2.2. dalle pleine sur 3 appuis :

$$L_x = 1.25 \text{ m}$$

$$L_y = 4.20 \text{ m}$$

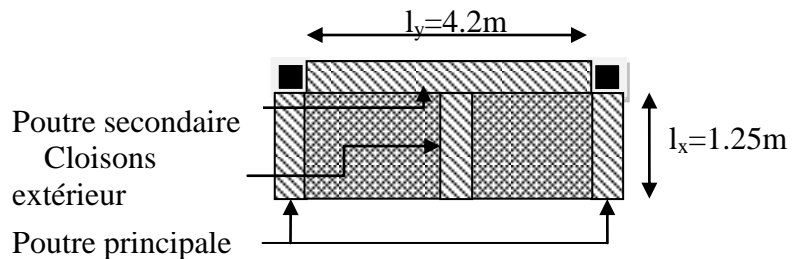


Figure III.3.4 1^{er} type de Balcon sur trois appuis

Epaisseur : e=14cm

$$\rho = \frac{1.25}{4.20} = 0,29 < 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille sur un seul sens (sens x) comme console.}$$

➤ Evaluation des charges :

$$G_1 = 6.36 \text{ KN/m} \quad ; \quad Q_1 = 3,5 \text{ KN/m}^2. \quad (\text{Dalle plein})$$

$$G_2 = 8.09 \text{ KN/m} \quad (\text{double cloison})$$

$$P' = 1 \text{ KN} \quad (\text{la charge de garde corps})$$

$$P_u = 1.35(G_1 + G_2) + 1.5Q_1 = 1.35(6.36 + 8.09) + 1.5(3.5) = 24.75 \text{ KN/m}$$

$$P_s = (G_1 + G_2) + Q_1 = (6.36 + 8.09) + 3.5 = 17.95 \text{ KN/m.}$$

➤ Les sollicitations :

$$M_u = -\frac{P_u \times l^2}{2} - P' \times l$$

$$V_u = P_u \times l + P'$$

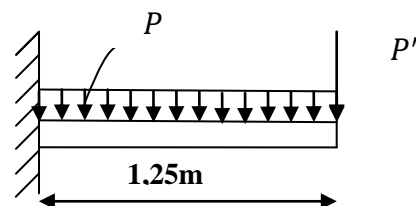


Figure.III.3.5. Schéma statique de la dalle

$$M_s = -\frac{P_s \times l^2}{2} - P' \times l$$

$$M_u = -\frac{24.75 \times 1,25^2}{2} - 1.35 \times 1 \times 1.25 = -21.02 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = 24.75 \times 1.25 + 1.35 \times 1 = 32.28 \text{ KN}$$

$$M_s = -\frac{17.95 \times 1,25^2}{2} - 1 \times 1.25 = -15.27 \text{ KN.m.}$$

$$V_s = 17.95 \times 1.25 + 1 = 23.43 \text{ KN}$$

III.3.2.2.1. Ferrailage :

- **Armatures principales :**

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm}, \quad h = 14 \text{ cm}, \quad d = 12 \text{ cm}, \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

Tableau III.3.5. Ferrailage adopté

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
21.02	0,0103	0,0129	0,1194	5.062	6HA12=6.79	15

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

- **armatures secondaires :**

$$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{On opte pour : } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

- **l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que : Tel que : $\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{32.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0.269 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa. condition vérifiée.}$$

- **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,12 \times \frac{2.1}{400} = 1.44 \text{ cm}^2.$$

$$1,44 < 5.65 \text{ cm}^2. \quad c' \text{ est vérifié.}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

- **la contrainte dans le béton :**

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

$$M_{ser} = -15.27 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 6.79 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 6.69 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.23 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 1.009 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 221.78 \text{ MPa.}$$

$$\sigma < \bar{\sigma}_s \quad \text{C'est vérifié.}$$

- **la flèche :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0,12}{1,15} = 0,104 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,004 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.104 > 0.1$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

III.3.2.2.2. Schémas de ferrailage

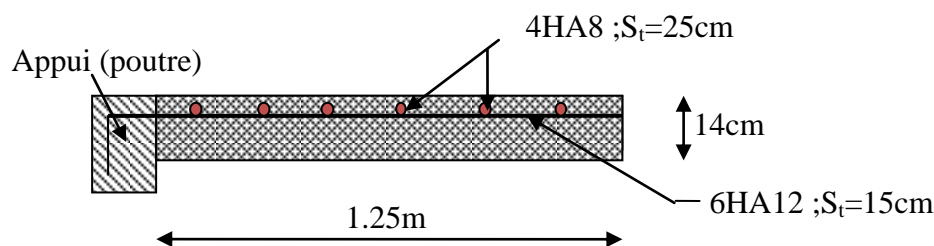


Figure.III.3.6. schéma de ferrailage de la dalle pleine

III.4. Etude de la poutre de chaînage :

III.4.1. Définition :

Cette poutre de chaînage est conçue pour reprendre le poids des murs. Elle est considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

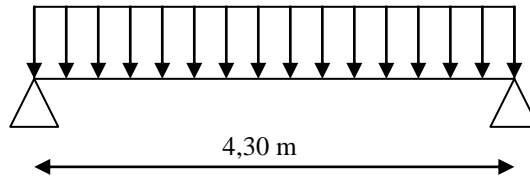


Figure.III.4.1.Schémas statique

III.4.2. Dimensionnement :

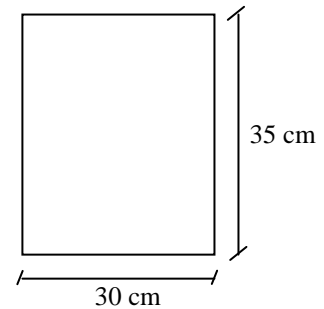
- > La hauteur de la poutre de chaînage est supérieur ou égale à **20 cm**, sans qu'elle puisse être inférieur à la hauteur du plancher ;
- > La largeur est égale à l'épaisseur totale du mur ;
- > La longueur est égale à **4,30m**.

$$\frac{L_{max}}{16} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{430}{16} \leq h_t \leq \frac{430}{10}$$

$$\Rightarrow 26,87 \leq h_t \leq 43$$

✓ Le **RPA** exige : $\begin{cases} h_t \geq 15cm \\ b > \frac{2h}{3} cm \end{cases}$

✓ On adopte : $\begin{cases} h_t = 35cm \\ b = 30cm \end{cases}$



III.4.3. Calcul des sollicitations :

- poids propre de la poutre :
 $G = 25 * 0,35 * 0,3 = 2,625KN / ml$
- poids des murs :
On a : $G = 2,83KN / m^2$ (Double murette)
 $P_{mur} = 2,83 * 2,71 = 7,67KN / ml$

On aura donc :

$$Q_U = 1,35(7,67 + 2,625) = 13,89kn/ml$$

$$Q_{ser} = (7,67 + 2,625) = 10,29kn/ml$$

➤ Calcul à l'ELU :

$$M_u = \frac{q_U * l^2}{8} = \frac{13.89(4.3)^2}{8} = 32,10KN.m$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} * l^2}{8} = \frac{10,29(4,3)^2}{8} = 23,78KN.m$$

Travée :

$$M^t_u = 0.85M_{0u} = 27,28kn.m$$

$$M^t_{ser} = 0.85M_{0ser} = 20,21kn.m$$

Appuis

$$M^a_u = -0.5M_{0u} = -16.05kn.m$$

$$M^a_{ser} = -0.5M_{0ser} = -11,89kn.m$$

III.4.4. Ferrailage :

✓ Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.4.1.Ferrailage des poutres de chaînage.

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée	27,28	0,0589	0,076	0,320	2,45	3T12 =3,39
En appui	16.05	0,034	0,044	0,324	1,42	3T10 =2,36

III.4.5. Vérification à l'ELU

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23*0,3*0,33*2.1/400 = 1,195cm^2$$

En travée $A_t = 3,39 cm^2 > A_{min}$ vérifie

En appui $A_a = 2,36 cm^2 > A_{min}$ vérifie

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

$$V_U = \frac{q_U * l}{2} = \frac{13,89 * 4,3}{2} = 29,86 \text{KN.}$$

$$\text{On a : } \tau_U = \frac{V_U}{b * d} = \frac{29,86 * 10^{-3}}{0,3 * 0,33} = 0,301 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0,13 * f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \min(3,25 ; 4) \text{ MPa.} = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,301 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 8,57 \text{mm} \text{ on adopte } \phi = 8 \text{mm}$$

$$\text{On adopte 4HA8 } \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier } \phi 8 \text{).}$$

Les espacements :

$$> S_t \leq \frac{0,8 * A_t * f_e}{b_0 * (\tau_U - 0,3 f_{t28})} \rightarrow S_t < 0 \text{ (Car : } \tau_U = 0,301 \text{MPa)}$$

$$> S_t \leq \min(0,9 * d, 40 \text{cm}) \rightarrow S_t \leq 29,7 \text{cm}$$

$$> S_t \leq \frac{A_t f_e}{b * 0,4} \rightarrow S_t \leq 33,66 \text{cm.}$$

$$\text{soit : } S_t = 20 \text{cm.}$$

III.4.6. Vérification à l'ELS

- **Etat limite de compression du béton :**

• **En appui :**

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \cdot y^2}{2} + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$y = 7,723 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2$$

$$I = 27224,37 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 3,37 \text{ MPA condition vérifié}$$

• **En travée**

Calcul de y :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$\Rightarrow y = 9,017 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = 36579.51 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 4,98 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau (Tab3.43) suivant :

Tableau.III.4.2.Vérification des contraintes

Type		Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
1	Appuis	11.89	27224,37	7.72	3,37	15
	Travées	20.21	36579.51	9.017	4,98	15

Vérification de la contrainte dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Avec : $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} * f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})$

$\eta = 1.6$ Pour les barres de haute adhérence.

• **Appuis**

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} * 15}{I} * (d - y) = \frac{11,89 * 10^{-3} * 15}{27224,37 * 10^{-8}} (0.33 - 7,72 * 10^{-2})$$

Travée

$$\sigma_s = 165,61 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} * 15}{I} * (d - y) = \frac{20,21 * 10^{-3} * 15}{36579,51 * 10^{-8}} (0.33 - 9,017 * 10^{-2})$$

$$\sigma_s = 198,75 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.7. Vérification à la flèche :

Les conditions à vérifier sont :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{430} = 0.0814 \geq 0.062 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow 0.0814 \geq 0.0425 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{30 \times 33} = 0.0034 \leq 0.01 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

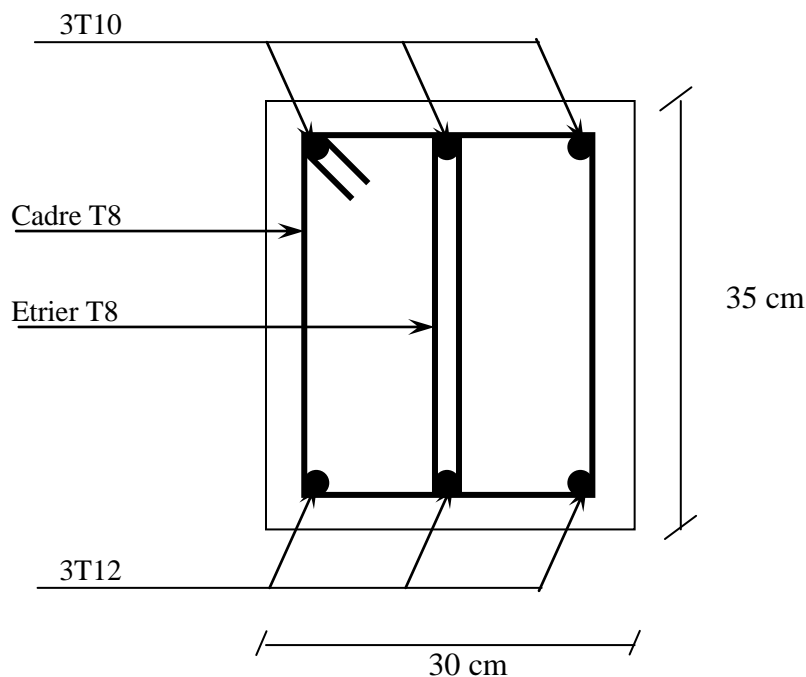
III.4.8. Schéma de ferrailage :

Figure III.4.2. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.5. Etude d'ascenseur

III.5.1. Définition :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction. Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine. L'ascenseur qu'on étudie est destiné à recevoir une capacité 08 personnes.

III.5.2. Evaluation des charges et surcharges

$G_1 = 25 \times 0.20 = 5 \text{KN/m}^2$ Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 22 \times 0.04 = 0.88 \text{KN/m}^2$ Poids du revêtement en béton (e=4cm).

$G' = G_1 + G_2 = 5.88 \text{KN/m}^2$.

$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{3.60} = 40.27 \text{KN/m}^2$. Poids de la machine.

$G_{totale} = G' + G'' = 46.15 \text{KN/m}^2$.

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

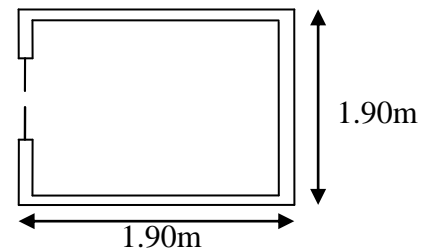


Figure .III.5.1.Cage de l'ascenseur

III.5.3. Cas d'une charge répartie

- Calcul des sollicitations

A l'ELU

$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 46.15 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 63.81 \text{KN/m}^2$.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.90}{1.90} = 1 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$\rho = 1.00 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$ **Annexe I**

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0368 \times 63.81 \times 1.9^2 \Rightarrow M_0^x = 8.47 \text{KNm}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 8.47 \text{KN.m}$

- Calcul des moments réels

En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.20 \text{KNm}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 7.20 \text{KNm}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2.54 \text{KNm}$

III.5.4. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18cm$ et $d_y = 18cm$.

Tableau.III.5.1. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
travée	x-x	7.20	0.0157	0.0198	0.1786	1.16	2.17	4T10=3.14
	y-y							
appui	y-y	2.54	0.0055	0.0069	0.1795	0.4068	2.17	4T10=3.14
	x-x							

III.5.5. Vérification à l'E.L.U

a) Condition de non fragilité

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $e = 20cm$; $b = 100cm$; $\rho = 1.00$

$$\left. \begin{matrix} e > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.68cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml \end{cases}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

b) Calcul des espacements

Sens x-x' : $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Sens y-y' : $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Tableau.III.5.2. ferrailage de la dalle d'ascenseur.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ² /ml)	A_t^{min} (cm ² /ml)	A_a^{cal} (cm ² /ml)	A_a^{min} (cm ² /ml)	A_t^{adp} (cm ² /ml)	A_a^{adp} (cm ² /ml)
Sens x-x'	7.20	2.54	1.16	2.17	0.4068	2.17	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y'	7.20	2.54	1.16	2.17	0.4068	2.17	4T10=3.14	4T10=3.14

c) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$\rho = 1 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

Sens x - x : $V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 40.41KN$

Sens y - y : $V_y = q_u \times \frac{l_x}{3} = 40.41KN \Rightarrow \tau_u = \frac{40.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18}$

$\Rightarrow \tau_u = 0.224MPa < 1.25MPa$ Vérifié

III.5.6. Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$

$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 46.16 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 47.15KN / m^2$

$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.50KNm \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.50KNm \end{cases}$

• **Les moments en travées :**

Sens x-x' : $M_{iser}^x = 0.85 \times M_0^x = 6.37KNm$

Sens y-y' : $M_{iser}^y = 0.85 \times M_0^y = 6.37KNm$

• **Les moments en appuis :**

$M_{iser}^y = 0.30 \times M_0^x = 1.91KNm$

• **Vérification des contraintes :**

• **Etat limite de compression de béton :** $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

En travée : $A_x = 3.14cm^2$, $b = 100\text{ cm}$, $d = 18\text{ cm}$; $y = 3.673cm$; $I = 11319.623cm^4$

$\sigma_{bc} = 2.06MPa \leq \overline{\sigma} = 15MPa$ c'est vérifier.

En appui : $A_y = 3.14cm^4$; $b = 100cm$; $d = 18cm$; $y = 3.673cm$; $I = 11319.623cm^4$

$\sigma_{bc} = 0.62 \leq 15MPa$ c'est vérifier.

III.5.7. Cas d'une charge concentrée

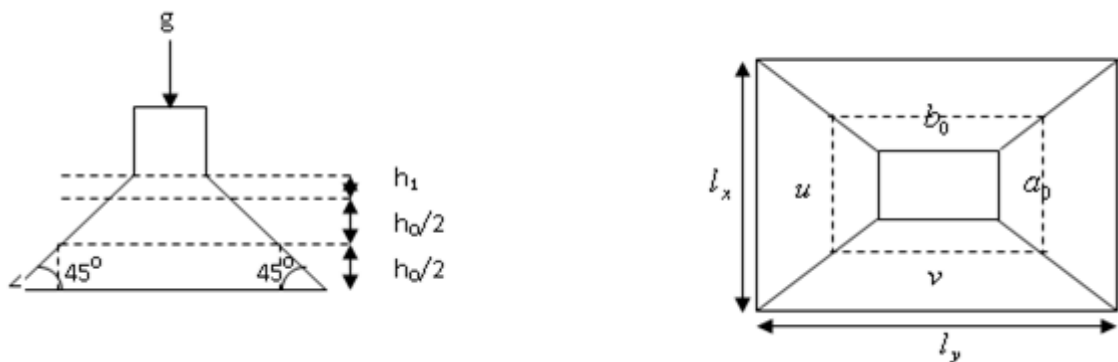


Figure.III.5.2.Schéma représentant la surface d'impacte

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impacte.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens $x-x'$.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens $y-y'$.

$h_0 = 20\text{cm}$ et une vitesse $V = 1\text{m/s} \Rightarrow a_0 = 80\text{cm}$; $b_0 = 80\text{cm}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 4\text{cm} \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow u = 108\text{cm}. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow v = 108\text{cm}. \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3\text{KN}$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow P_u = 97.605\text{KN}$$

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\frac{v}{l_x}$ et $\rho = 1$ Annexe.3.

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{108}{190} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.57 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{108}{190} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.57 \end{cases} \Rightarrow M_1 = 8.5 \times 10^{-2} ; \begin{cases} \frac{v}{l_y} = \frac{108}{190} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.57 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{190} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.57 \end{cases} \Rightarrow M_2 = 6.7 \times 10^{-2}$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.60 \times 0.085 = 8.296\text{KNm} \\ M_{y1} = 97.60 \times 0.067 = 6.53\text{KNm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 8.29\text{KNm} \\ M_{y1} = 6.53\text{KNm} \end{cases}$$

• Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 1.00 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \quad \text{Annexe I.}$$

$$q_u = 1.35 \times 5.88 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 12.69\text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.68 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.68 \text{KNm}$$

- **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.97 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.21 \text{KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

en travée :

$$\begin{cases} M_t^y = 0.85 \times 8.21 = 6.97 \text{KNm} \\ M_t^x = 0.85 \times 9.97 = 8.47 \text{KNm} \end{cases}$$

En appuis : $M_y^a = M_x^a = 0.3 \times 9.97 = 3 \text{KNm}$

- ❖ **III.5.8. Ferrailage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1ml

Tableau III.5.3. Ferrailage de la dalle de la salle des machines

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_t^{\min} (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_a^{\min} (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	8.47	3.00	1.36	2.17	0.48	2.17	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y''	6.97	3.00	1.12	2.17	0.48	2.17	4T10=3.14	4T10=3.14

III.5.9. Vérification à l'E.L.U

- **Vérification au poinçonnement :** $p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ BAEL91 (Article H. III.10)

Avec : p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (108 + 108) \Rightarrow U_c = 432 \text{cm.} ; p_u = 648 \text{KN}$$

$$p_u = 97.605 \text{KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 648 \text{KN. Pas de risque de poinçonnement.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :** $b=100 \text{cm} ; d=18 \text{cm.}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

On a $v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 30.125 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = 0.167 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{MPa}$ C'est vérifié.

III.5.10. Vérification à l'E.L.S

Les moments engendrés par le système de levage : $P_s = g = 72.3KN$.

$$\begin{cases} M_{x1} = P_s \times (M_1 + \nu \times M_2) = 72.3 \times (0.085 + 0.2 \times 0.067) = 7.11KNm \\ M_{y1} = P_s \times (M_2 + \nu \times M_1) = 72.3 \times (0.067 + 0.2 \times 0.085) = 6.07KNm \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

A l'ELS ($\nu=0.2$)

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1.00 \end{cases}$$

$$q_{ser} = 5.88 + 1 = 6.88KN \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.095KNm \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.095KNm \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.11 + 1.095 = 8.20KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.07 + 1.0 = 7.07KNm \end{cases}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

• **Calcul des moments**

$$M_t^x = 0.85 \times 8.20 \Rightarrow M_t^x = 6.97KNm$$

$$M_t^y = 0.85 \times 7.07 \Rightarrow M_t^y = 6.00KNm$$

$$M_a = 0.3 \times 8.20 \Rightarrow M_a = 2.46KNm$$

• **Etat limite de compression de béton :** $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

En travée : $y = 3.673cm$; $I = 11319.623cm^4$

$$\sigma_{bc} = 2.26MPa \leq \overline{\sigma} = 15MPa \quad \text{c'est vérifié.}$$

En appui: $y = 3.673cm$ et $I = 11319.623cm^4$

$$\sigma_{bc} = 0.80 \leq 15MPa \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

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

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

• **Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

Selon sens XX'

1. $h / l_x = 0.15 \geq 1/16 = 0.06$; vérifier

2. $h / l_x = 0.15 \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}} = 0.085$ vérifier

3. $\frac{A_s}{b \times d} = 0.0017 \leq \frac{4.20}{f_e} = 0.0105$ vérifie

Selon sens YY'

1. $h / l_y = 0.15 \geq 1/16 = 0.06 ;$ vérifier

2. $h / l_y = 0.15 \geq \frac{M_{ty}}{20 \times M_{0y}} = 0.084$ vérifier

3. $\frac{A_s}{b \times d} = 0.0017 \leq \frac{4.20}{f_e} = 0.0105$ vérifier

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.11.Schéma de ferrailage

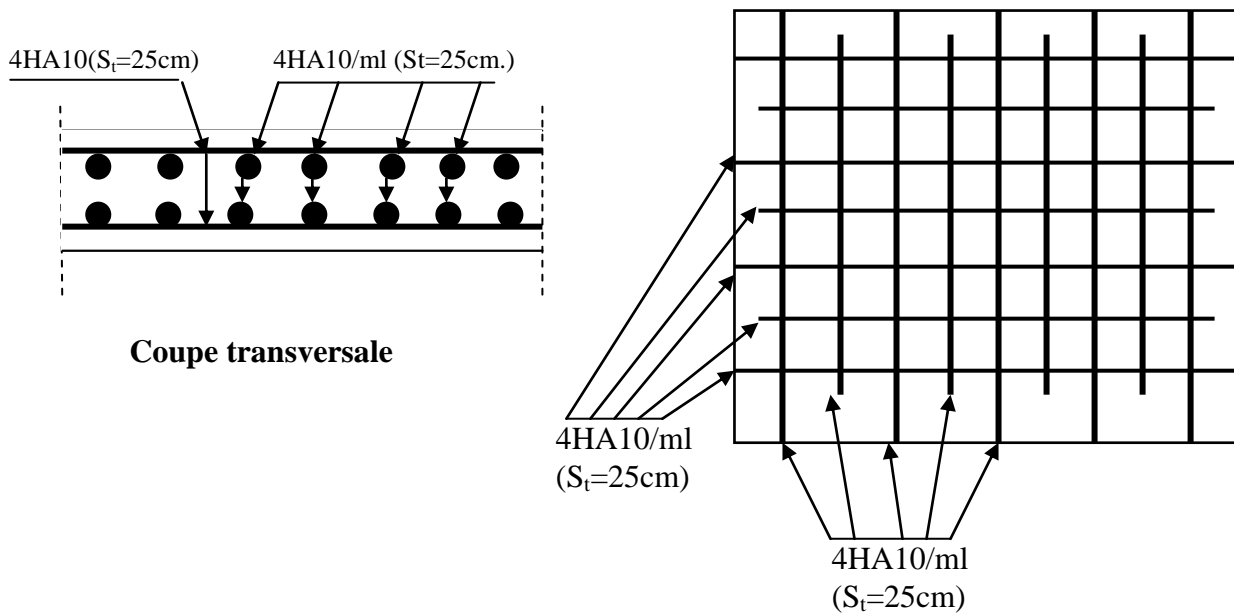


Figure.III.5.3.Schéma de ferrailage

III.6. Calcul de l'acrotère :

C'est un élément secondaire en béton armé, qui a pour rôle de sécuriser totalement la terrasse et d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le planche, soumise à son poids propre (G), à une force latérale (F_p) due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

$$S = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S = 0,0985m^2$$

III.6.1. Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

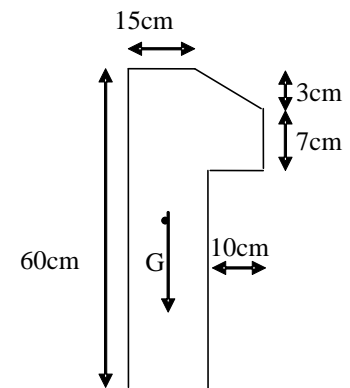


Figure III.6.1. Vue en plan de l'acrotère

III.6.2. Evaluation des charges :

– Poids propre : $G_1 = 25 \times 0,0985 \times 1 = 2,46KN$.

– Poids d'enduit extérieur (ciment : $e = 1,5cm$) : $G_2 = 20 \times 0,015 \times 0,60 \times 1 = 0,18KN$.

– Poids d'enduit intérieur (ciment : $e = 2cm$) : $G_3 = 20 \times 0,02 \times 0,60 \times 1 = 0,24KN$.

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2,88KN.$$

$$Q = 1KN.$$

La force sismique :

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad [3]$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 1B, zone IIa, $A = 0,2$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,2 \times 0,8 \times 2,88 = 1,84KN$$

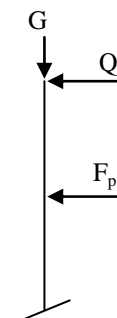


Figure III.6.2. Schéma statique de l'acrotère

III.6.3. Calcul des sollicitations :

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

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.085m$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.32m$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.88KN \quad M_G = 0$$

$$N_Q = 0 \quad M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6KN.m$$

$$N_{F_p} = 0 \quad M_{F_p} = 2.88 \times Y_g = 2.88 \times 0.32 = 0.92KN.m$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

Combinaisons d'actions :

Tableau III.6.1. Combinaison d'action.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.88	3.88	2.88
M (KN.m)	1.52	0.90	0.60

III.6.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

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

$$N_u = 3.88KN$$

$$M_u = 0.90KNm$$

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

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.23m \\ \frac{h}{6} = 0.1m \end{array} \right.$$

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

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

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

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

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

Avec :

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

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

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

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

Donc:

$$e_2 = 0.58cm$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.256m$$

III.6.5. Ferrailage de la section :

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 3.88KN$$

$$M_u = N_u \times e = 3.88 \times 0.256 = 1KNm$$

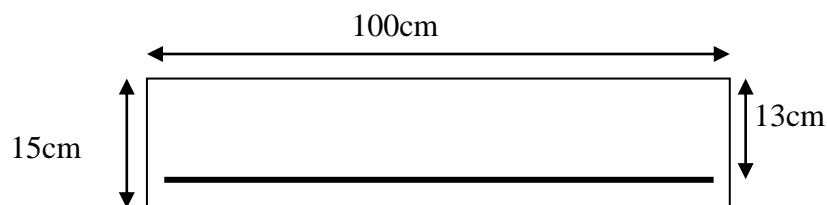


Figure III.6.3. Section à ferrailer

Selon le **BAEL 91**:

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 1.213KNm$$

M_{ua} : Moment de flexion évalué au Niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 5.05 \times 10^{-3}.$$

$$\mu_{bu} < \mu_t = 0.392 \Rightarrow A_s' = 0.$$

D'où :

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 6.33 \times 10^{-3}.$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129m.$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.27cm^2.$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.16cm^2.$$

III.6.6.Vérification a l'ELU et l'ELS :

➤ **À l'ELU :**

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56cm^2.$$

On remarque que $A_s < A_{min}$ donc on prend $A_{min} = 1.56cm^2$. se qui fait :

$$4HA8 = 2.01cm^2/m St = 20 cm$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502cm^2 \Rightarrow 4HA6 = 1.13cm^2 / ml \Rightarrow St = 20 cm.$$

Vérification des espacements :

Les armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33cm$ C'est vérifiée

Les armatures de répartition : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33cm$ C'est vérifiée

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$V_u = F_p + Q = 1.38 + 1 = 2.38KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.018MPa$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5MPa.$$

On a $\tau_u = 0,018MPa < \bar{\tau}_u$ C'est vérifié.

• **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{es} = v_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i)$$

tel que $\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \Phi = 7,54cm.$$

$$\tau_{es} = 2.38 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.13 \times 0.0754) \rightarrow \tau_{es} = 0.21Mpa.$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83Mpa$$

Tel que : ψ_s est le coefficient de scellement

$\tau_{es} < 2.83 \rightarrow$ pas de risque par rapport à l'adhérence.

➤ **À l'ELS :**

*d = 0.13m. * N_{ser} = 2.88KN * M_{ser} = Q×h = 0.6KNm

Vérification des contraintes :

$\sigma_{bc} = N_{ser} \times (y_{ser}) / \mu t$ qui doit être inférieure à $\sigma_{adm} = 15MPa$

$\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu t$ qui doit être inférieure à σ_s

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(3 / 2f_e; 150 * \eta) = 240MPa$

Tel que: $\eta = 1.6$ pour les HR

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante : [1]

Position de l'axe neutre :

$C = d - e_1$

Tel que e_1 : distance du centre de pression c à la fibre la plus comprimé de la section.

$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) = 0.6 / 2.88 + (0.13 - 0.15/2) = 0.263m.$

$e_1 > d \Rightarrow c$ à l'extérieur de section $\rightarrow c = 0.13 - 0.263 = -0.133m.$

$c = -0.133 m.$

$y_{ser} = y_c + c ; y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots \dots \dots (*)$

Tel que : $p = -3 \times c^2 + (d - c) \times 6nA_s / b = -3 \times (-0.133)^2 + (0.13 + 0.133) \times (6 \times 15 \times 2.01) / 1$
 $= -0.0482m^2.$

$q = -2c^3 - (d - c)^2 \times 6nA_s / b = -2(-0.133)^3 - (0.13 + 0.133)^2 \times (6 \times 15 \times 2.01) / 1$

$q = -0.00595 m^3.$

En remplaçant q, p dans l'équation (*) sa résolution donne :

$y_c = 0.268m$

$y_{ser} = 0.135m$

$\mu t = b \times y^2 / 2 - 15 \times A \times (d - y) = 8.853 \times 10^{-3} m^3$

$\sigma_{bc} = 0.043MPa \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,043MPa < 15MPa \dots \dots$ vérifiée.

$\sigma_s = -0.0032 Mpa < 240MPa \dots \dots \dots$ vérifiée.

D'où l'état de contrainte est vérifié.

III.6.7.Schéma de ferrailage de l'acrotère:

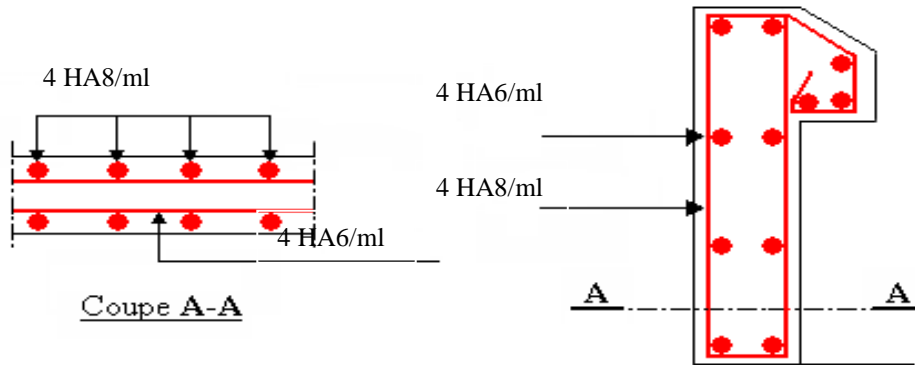


Figure III.6.4.Schéma de ferrailage de l'acrotère

IV-1 Introduction :

L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées à l'aide du logiciel (SAP 2000/V14.0) (Structural Analysis Program), qui est un logiciel de calcul des structures par éléments finis.

IV-2 Modélisation de la structure par le logiciel SAP 2000 :

SAP2000 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...) et des travaux publics (ponts, tunnels...). Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique.

L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

➤ Principe de modélisation :

Le logiciel de SAP2000 permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux ...etc.) de façon entièrement graphique numérique ou combinés, en utilisant les innombrables outils disponibles. En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treilles, dalles, voiles ou autres). Chaque élément est défini dans sa base graphique correspondante, ensuite ces éléments sont assemblés en un modèle final de calcul. Quant à la compatibilité, elle s'effectue de façon automatique.

IV-3 Méthodes de calculs :

Le calcul des forces sismiques selon le RPA 99 peut être mené suivant trois méthodes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV-3-1 Méthode statique équivalente :**a- Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b- Conditions d'application :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisant aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et en zone IIa et 30m en zone III.
- Le bâtiment étudié présente une configuration régulière tout en respectant les conditions de hauteur énoncée en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le RPA99 /Version2003

c- Calcul de la force sismique totale :

La force sismique à la base de la structure V doit être calculée dans les deux directions horizontales, orthogonales selon la formule suivante :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \quad [3]$$

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA 99** (Tableau 4.1)

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99** (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

- **Q** : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité Q exprime le niveau de confiance de la valeur de l'accélération de dommage A que l'on a pris dans le calcul, car pour une structure donnée la déformation Δ_D liée à A est aléatoire pour un événement sismique donné, et ce facteur Q est essentiellement fonction des qualités de la structure qui sont :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad [3]$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités Pq .

" Critère q "	Pq	
	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	N	0.05
2- Redondance en plan	N	0.05
3- Régularité en plan	N	0.05
4- Régularité en élévation	N	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	o	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	0	0

Donc $Q = 1,2$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad [3]$$

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

- W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau suivant :

Tableau IV.2 Valeurs du coefficient de pondération β .

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises.	0.30 0.40
3	Entrepôts, hangars, ...	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés.	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Dans notre projet on deux coefficient de pondération :

Bâtiment à usage d'habitation $\Rightarrow \beta = 0,2$ (Etage courant et entre sol)

Bâtiment à usage commercial $\Rightarrow \beta = 0,6$ (RDC)

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y en avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad [3]$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99** (Tableau 4.7)

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne (D'après les résultats préliminaires de LNHC « Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction »), donc du **RPA 99** (Tableau3-2) de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_3 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Tableau 4.7)}$$

T : période fondamentale de la structure est donnée par :

$$T = \min \begin{cases} C_T h_n^{3/4} \\ \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L}} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (formule 4.6)}$$

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

$$h_n = 46,92m$$

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

Pour notre cas on a contreventement mixte $\Rightarrow C_T = 0.05$**RPA 99** (Tableau 4.6)

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans la direction de calcul considérée.

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad [3]$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8,5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.82 > 0.7$$

- Dans le sens xx' :

$$L_x = 23,34m \Rightarrow T_x = \min \begin{cases} 0.05 \times 46,92^{3/4} = 0.89 \text{ s} \\ \frac{0.09 \times 46,92}{\sqrt{23,34}} = 0.87 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow T_x = 0.87 \text{ s}$$

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.87}\right)^{2/3} = 1.42$$

- Dans le sens yy' :

$$L_y = 20.70m \Rightarrow T_y = \min \begin{cases} 0.05 \times 46,92^{3/4} = 0.89 \text{ s} \\ \frac{0.09 \times 46,92}{\sqrt{20,70}} = 0,92 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow T_y = 0.89 \text{ s}$$

$$D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.89} \right)^{2/3} = 1.39$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_s = 1.3 \times 0.87 = 1.13$$

- Le poids totale de la structure:

$$W = G + \beta Q = 61332,465 \text{ KN}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0,15 \times 1,42 \times 1,2}{5} \times 61332,465 = 3135,316 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0,15 \times 1,39 \times 1,2}{5} \times 61332,465 = 3069,08 \text{ KN}$$

IV-3-2 Méthode d'analyse dynamique :

a- Principe de la méthode:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représenté par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b- Les hypothèses :

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds maitres.
2. Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
4. Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90%.

c-Calcul du spectre de réponse :

Le spectre de réponse est un ensemble de courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à une action sismique qui se produira dans le futur. Cette action sismique est représentée par le spectre suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad [3]$$

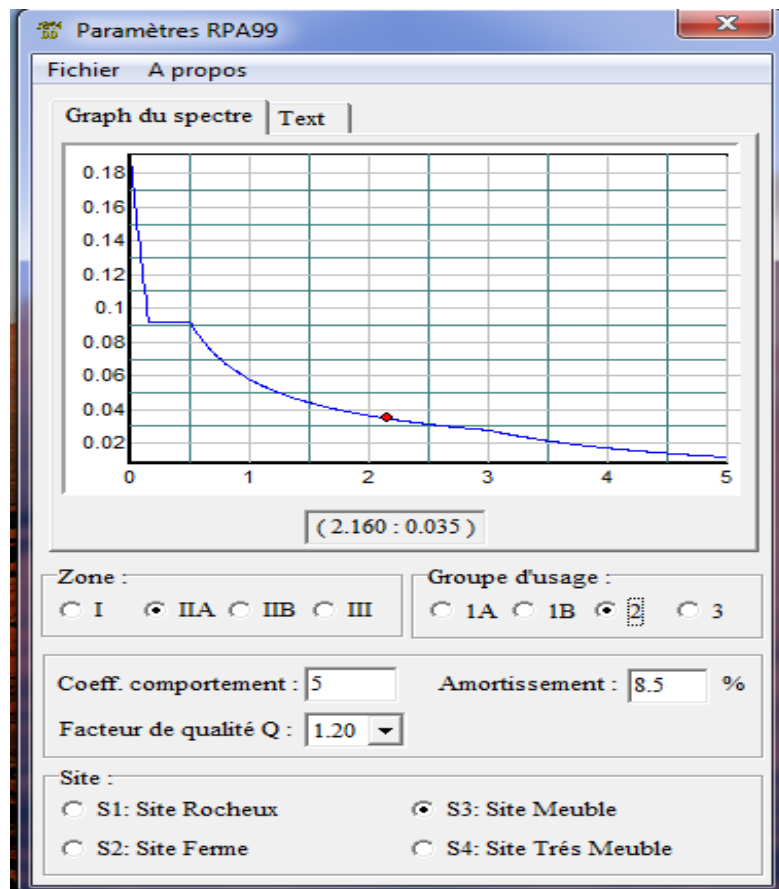


Figure IV.1 Spectre de repense.

IV-4 Disposition des voiles :

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99, version 2003, plusieurs variantes de disposition des voiles ont été analysées. La forme architecturale très restrictive de notre projet, n'offre pas beaucoup de possibilités d'emplacement des voiles de contreventements.

La disposition pour la quelle nous avons opté est représentée sur la figure qui suit :

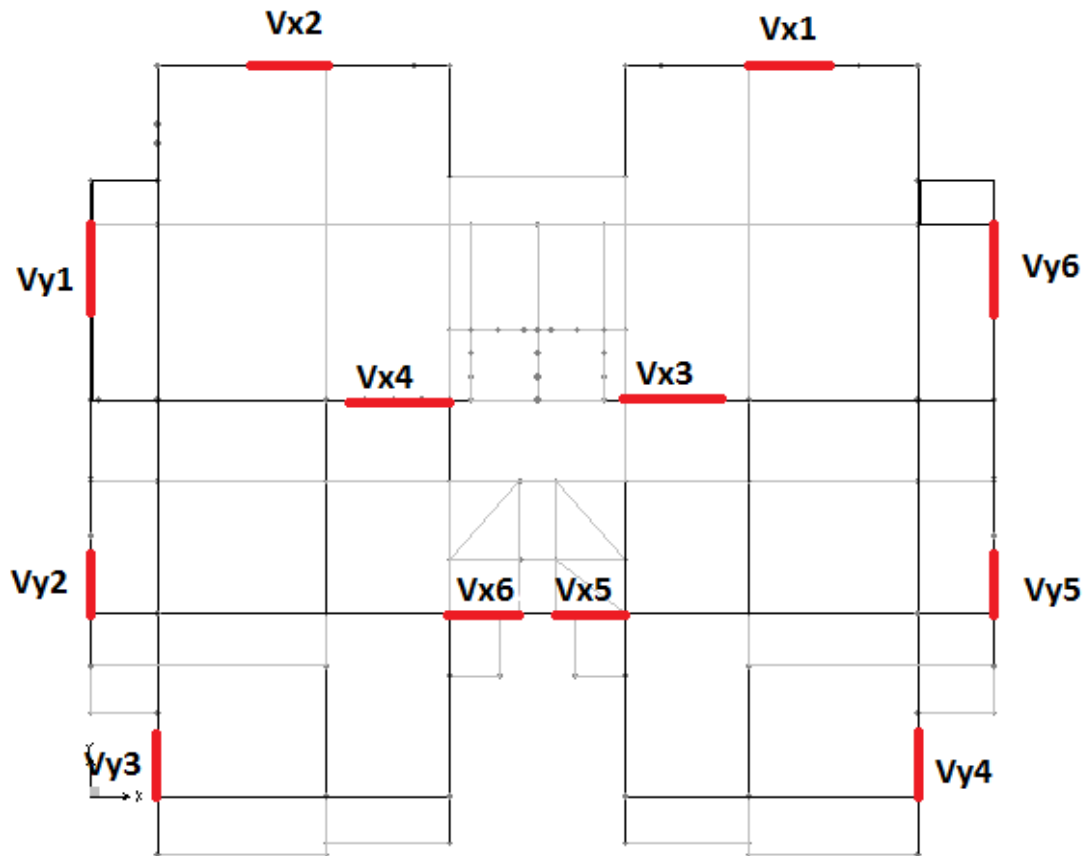


Figure IV.2. Disposition des voiles

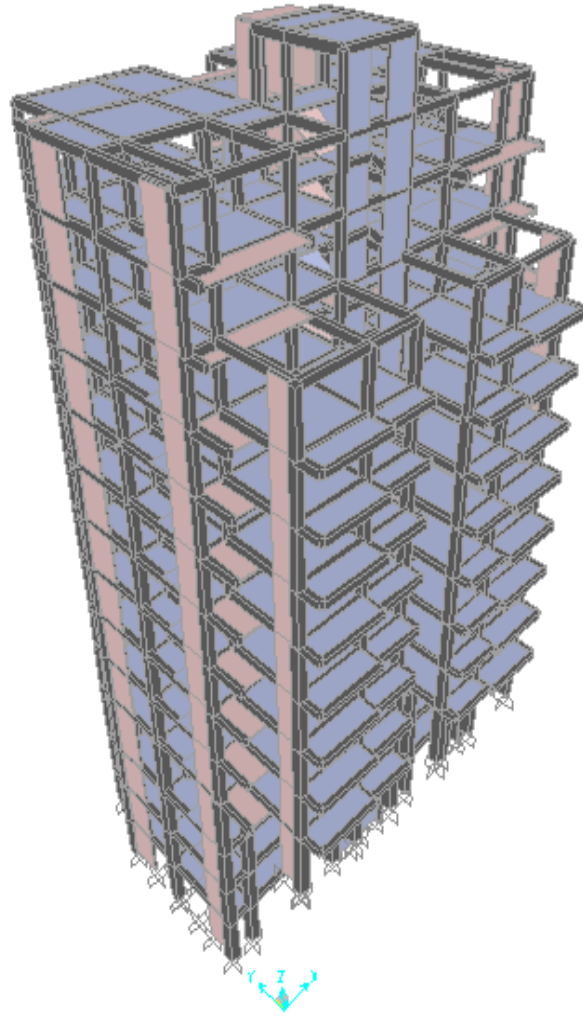


Figure IV.3. Vue en 3D du modèle de la structure.

IV -5 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

IV-5-1 Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0,20\text{sec}$ [3]

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_K la période du mode K .

Dans notre cas le nombre de modes retenu est de 12.

Remarque : Vu la contrainte architecturale de notre structure et le nombre limiter pour la disposition des voiles, on a été obligé d'augmenter la section des poteaux pour satisfaire les exigences du RPA (période et l'effort normal réduit).

➤ Première mode de vibration (translation suivant l'axe Y-Y) $T = 0,958$ s

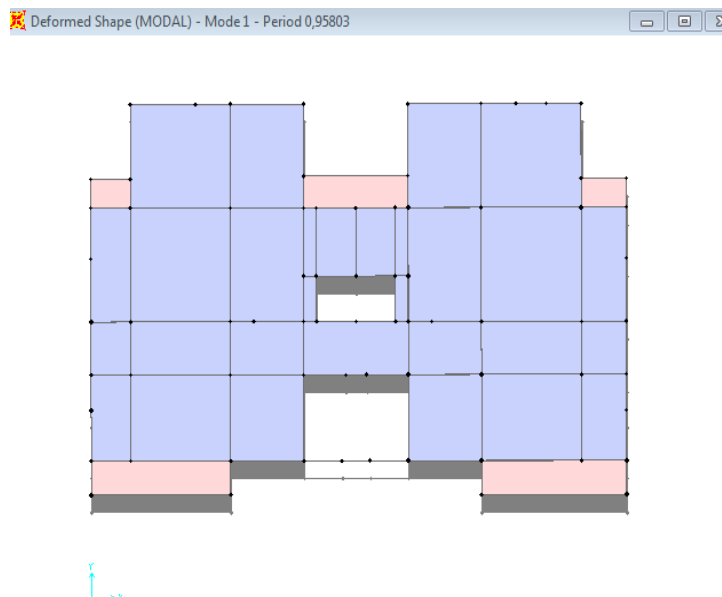


Figure IV.4 Vue en plan du 1^{er} mode vibration

- Deuxième mode de vibration (translation suivant l'axe X-X) $T = 0,909$ s

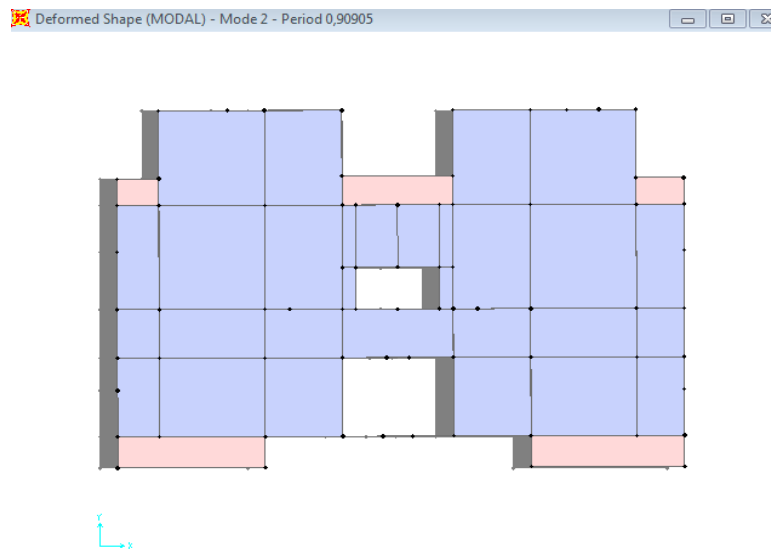


Figure IV.5 Vue en plan de 2^{ème} mode vibration.

- Troisième mode de vibration (torsion par rapport à l'axe Z) $T = 0,826$ s

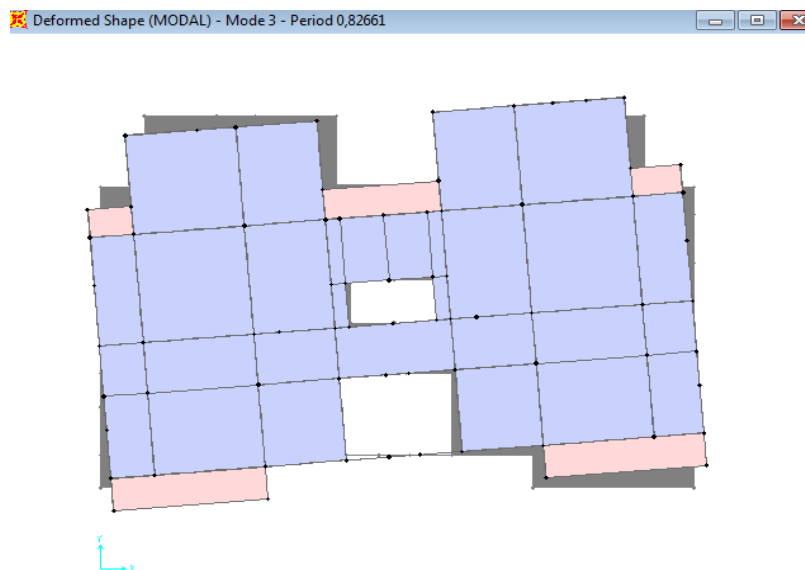


Figure IV.6 Vue en plan du 3^{ème} mode de vibration.

IV -5-1 Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99/Version2003 doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment.

Tableau IV.3 Période de vibration et taux de participation massique

Mode	Period	Mode individuel (%)			Somme cumulée (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,958027	0,19	66,629	0,0005198	0,1900	66,629	0,0005198
2	0,909049	70,462	0,171	2,901E-06	70,652	66,801	0,0005227
3	0,826614	0,037	0,044	1,338E-06	70,689	66,844	0,0005241
4	0,317062	0,023	13,552	0,004967	70,712	80,396	0,005491
5	0,290769	12,765	0,019	5,825E-05	83,478	80,415	0,005549
6	0,274225	1,37	0,0002	7,431E-06	84,847	80,434	0,005556
7	0,175056	0,005554	7,679	0,00719	84,853	88,113	0,013
8	0,166080	0,021	0,00147	0,022	84,874	88,115	0,035
9	0,159133	2,376	0,0002121	0,0001741	87,250	88,115	0,035
10	0,148441	2,807	0,012	7,364E-06	90,057	88,127	0,035
11	0,120286	0,003904	5,259	0,037	90,061	93,386	0,072
12	0,108913	1,929	0,000432	0,0001234	91,989	93,386	0,072

IV-5-2 Justification de l'interaction « voiles-portique » :

➤ Sous charges verticales :

Les voiles de contreventement doivent prendre au plus 20% des sollicitations dues aux charge verticales.

Tableau IV.4 Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Entre sol 1	50757,167	9818,490	83,24	16,75
Entre sol 2	46476,460	9555,867	82,94	17,07
Entre sol 3	42327,156	9144,080	82,234	17,765
RDC	43647,562	9864,180	81,566	18,433
1 ^{er} étage	38413,558	8989,203	81,036	18,963
2 ^{ème} étage	35071,125	6982,711	83,395	16,604
3 ^{ème} étage	29726,287	6975,406	80,994	19,005
4 ^{ème} étage	25331,709	6195,693	80,348	19,651
5 ^{ème} étage	20843,196	5507,846	79,098	20,901
6 ^{ème} étage	17368,174	3969,122	81,398	18,601
7 ^{ème} étage	13146,129	3176,878	80,537	19,462
8 ^{ème} étage	8990,002	2505,090	78,320	21,792
9 ^{ème} étage	5664,922	1641,055	77,538	12,461
10 ^{ème} étage	2322,694	1035,335	69,166	30,833
Buanderie	151.6560	342,0100	30,720	69,279

➤ **Sous charge horizontales :**

Les portique doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charge verticales, au mois 25% de l'effort tranchant d'étage.

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

Niveaux	x-x'				y-y'			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
Entre sol 1	12782,19	19091,93	45,30	54,69	5213,61	6859,40	39,07	60,93
Entre sol 2	10960,68	20439,38	34,90	65,09	4417,28	6922,90	38,95	61,04
Entre sol 3	11428,08	19316,36	37,17	62,82	3703,10	6739,95	35,46	64,53
RDC	22398,57	19611,15	53,31	46,68	19252,39	18551,63	50,92	49,07
1 ^{er} étage	17377,27	22144,24	43,96	56,03	22221,98	14343,41	60,77	39,22
2 ^{ème} étage	16796,58	20049,86	45,58	54,41	21798,21	12456,26	63,63	36,36
3 ^{ème} étage	15224,80	18745,64	44,81	55,18	19891,24	11835,47	62,69	37,30
4 ^{ème} étage	15091,84	15767,60	48,90	51,09	19775,41	9071,42	68,55	31,44
5 ^{ème} étage	12607,60	14682,59	46,19	53,80	16340,73	9116,45	64,18	35,81
6 ^{ème} étage	12077,12	11286,27	51,69	48,30	14721,28	7107,43	67,43	32,56
7 ^{ème} étage	9306,73	9674,38	49,03	50,96	11565,66	6033,29	65,71	34,28
8 ^{ème} étage	7928,95	6333,80	55,59	44,40	9709,95	3670,16	72,56	27,43
9 ^{ème} étage	5075,14	4624,36	52,32	47,67	6510,52	2547,37	71,87	28,12
10 ^{ème} étage	4174,45	1526,01	73,23	26,66	5415,04	1839,63	74,64	25,35
buanderie	576,48	254,41	69,38	30,61	749,35	273,65	73,24	26,75

IV-5-3 Vérification de la résultante des forces sismique :

Selon le RPA99/Version2003 la résultante des forces sismique à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente $V_{sta} \Rightarrow \frac{V_{dyn}}{V_{sta}}$ [3]

Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultantes des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{sta} (KN)	V_{dyn}/V_{sta}	Remarques
Ses x-x'	2758,112	3135,316	0,879	vérifier
Sens y-y'	2570,382	3069,08	0,837	vérifier

IV-5-4 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99/Version2003 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{tel que :}$$

N : l'effort normal maximal.

B :section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.7 Vérification de l'effort normal réduit.

Etages	Section (cm^2)	N_u (KN)	V (KN)	Remarque
Entre sol 1	70*70	2745,62	0,224	Vérifiée
Entre sol 2	70*70	2510,29	0,205	Vérifiée
Entre sol 3	65*65	2280,86	0,216	Vérifiée
RDC	65*65	1978,94	0,187	Vérifiée
1 ^{er} Etage	60*60	1754,16	0,195	Vérifiée
2 ^{ème} Etage	60*60	1555,20	0,173	Vérifiée
3 ^{er} Etage	55*55	1360,29	0,180	Vérifiée
4 ^{ème} Etage	55*55	1175,54	0,155	Vérifiée
5 ^{er} Etage	50*50	994,23	0,159	Vérifiée
6 ^{ème} Etage	50*50	821,75	0,132	Vérifiée
7 ^{ème} Etage	45*45	651,68	0,129	Vérifiée
8 ^{ème} Etage	45*45	488,54	0,096	Vérifiée
9 ^{er} Etage	40*40	325,84	0,081	Vérifiée
10 ^{ème} Etage	40*40	168,35	0,042	Vérifiée
buanderie	35*35	59,65	0,020	Vérifiée

IV-5-5 Vérification vis-à-vis des déplacements : [3]

D'après le RPA99/Version il faut vérifier $\Delta_k < 1\% \times h_k$, tel que :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

avec :

Δ_k :Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de la torsion).

R : Coefficient de comportent (R=5).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.8 Vérification des déplacements.

Planches	Sens x-x'						Sens y-y'				
	δ_{ek} (cm)	δ_{k-1} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$1\% \times h_k$ (cm)	$\Delta_k < 1\% \times h_k$ Observation	δ_{ek} (cm)	δ_{k-1} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$\Delta_k < 1\% \times h_k$ Observation
Buanderie	1,98	9,40	9,90	0,50	3,06	vérifier	2,06	9,80	10,3	0,50	vérifier
Etage 10	1,88	8,95	9,40	0,45	3,06	Vérifier	2,01	9,45	9,80	0,15	Vérifier
Etage 9	1,79	8,35	8,95	0,60	3,06	Vérifier	1,89	8,85	9,45	0,60	Vérifier
Etage 8	1,67	7,85	8,35	0,50	3,06	Vérifier	1,77	8,15	8,85	0,70	Vérifier
Etage 7	1,57	7,15	7,85	0,70	3,06	Vérifier	1,63	7,40	8,15	0,75	Vérifier
Etage 6	1,43	6,40	7,15	0,75	3,06	Vérifier	1,48	6,55	7,40	0,85	Vérifier
Etage 5	1,28	5,55	6,40	0,85	3,06	Vérifier	1,31	5,60	6,55	0,95	Vérifier
Etage 4	1,11	4,70	5,55	0,80	3,06	Vérifier	1,12	4,65	5,60	0,95	Vérifier
Etage 3	0,94	3,75	4,70	0,95	3,06	Vérifier	0,93	3,65	4,65	1,00	Vérifier
Etage 2	0,75	3,00	3,75	0,75	3,06	Vérifier	0,73	2,65	3,65	1,00	Vérifier
Etage 1	0,60	2,25	3,00	0,75	3,06	Vérifier	0,53	1,75	2,65	0,90	Vérifier
RDC	0,45	1,25	2,25	1,00	4,08	Vérifier	0,35	0,90	1,75	0,85	Vérifier
Ente sol 1	0,25	0,65	1,25	0,60	3,06	Vérifier	0,18	0,45	0,90	0,45	Vérifier
Ente sol 2	0,13	0,20	0,65	0,45	3,06	Vérifier	0,09	0,15	0,45	0,30	Vérifier
Ente sol 3	0,04	0	0,20	0,20	3,06	Vérifier	0,03	0	0,15	0,15	Vérifier

IV-5-6 Justification vis-à-vis de l'effort P- Δ :

L'effet P- Δ ou effet du 2^o ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \quad [3]$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » tel que $P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur d'étage « k ».

Si $0.1 < \theta_k < 0.2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

Si $\theta_k < 0.2$ la structure est partiellement instable, elle doit être redimensionnée

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 Justification vis-à-vis de l'effort P- Δ .

Planches	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
Buanderie	3.06	463,97	0,50	61,98	0,012	0,50	80,080	0,009
Etage 10	3.06	3055,93	0,45	386,39	0,011	0,15	477,28	0,003
Etage 9	3.06	6563,86	0,60	646,46	0,019	0,60	637,67	0,020
Etage 8	3.06	10325,58	0,50	932,43	0,018	0,70	886,28	0,026
Etage 7	3.06	14637,94	0,70	1220,19	0,027	0,75	1113,98	0,032
Etage 6	3.06	19124,95	0,75	1481,31	0,031	0,85	1350,11	0,039
Etage 5	3.06	23611,32	0,85	1707,97	0,038	0,95	1541,35	0,047
Etage 4	3.06	28260,12	0,80	1914,38	0,038	0,95	1723,59	0,051
Etage 3	3.06	32907,27	0,95	2100,45	0,048	1,00	1887,98	0,057
Etage 2	3.06	37730,33	0,75	2280,56	0,040	1,00	2043,57	0,060
Etage 1	3.06	42557,59	0,75	2452,56	0,042	0,90	2189,59	0,057
RDC	4,08	48169,01	1,00	2619,73	0,045	0,85	2275,67	0,044
Ente sol 1	3,06	46268,32	0,60	1912,127	0,047	0,45	669,500	0,096
Ente sol 2	3,06	50385,95	0,45	1957,191	0,037	0,30	747,031	0,039
Ente sol 3	3,06	54560,69	0,20	1988,681	0,018	0,15	800,082	0,033

On remarque que les valeur de θ_k inférieur à 0,1 donc l' effet **P- Δ** n' pas d' influence sur la structure.

IV-6 Conclusion:

L'ingénieur en génie civil doit faire attention, lors de l'étude des structures soumises aux effets de l'action sismique, car les irrégularités de la structure influence considérablement sur le comportement dynamique de cette dernière. Mais une disposition fiable des voiles de contreventement, ainsi que leur bon dimensionnement peuvent agir d'une manière efficace sur le comportement de la structure vis-à-vis au séisme.

V.1.INTRODUCTION

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous les genres de sollicitations.

V.2.ETUDE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissants en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrillages se font à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- 1) 1.35G+1.5Q
- 2) G+Q
- 3) G+Q+E [3]
- 4) G+Q-E
- 5) 0.8G+E
- 6) 0.8G-E

Pour notre structure, nous avons 8 types de poteaux à étudier :

Tableau. V.1. Sections finales des poteaux

Etage	E.sol 1 E.sol 2	E.sol 3 RDC	1 ^{ère} , 2 ^{ème} étages	3 ^{ème} , 4 ^{ème} étages	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	7 ^{ème} , 8 ^{ème} étages	9 ^{ème} , 10 ^{ème} étages	Buanderie
Section (cm ²)	(70×70)	(65×65)	(60×60)	(55×55)	(50×50)	(45×45)	(40×40)	(35×35)

V.2.1.Recommandations du RPA99

a) Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone (IIa)
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % de la section du poteau en zone courante.
 - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement

- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est $l_r = 40\phi$ 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.I :

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

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

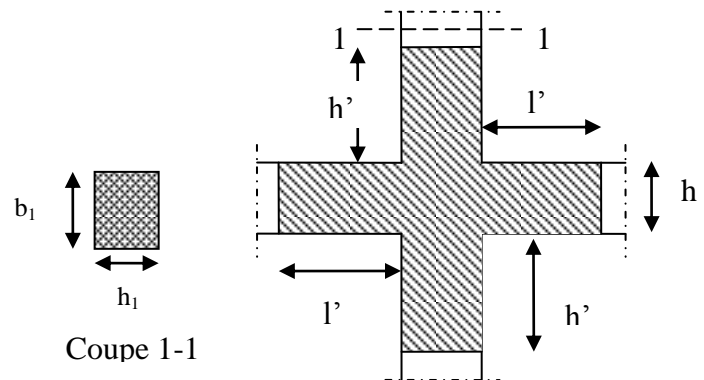


Figure V.1.Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2.Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
E. sol 1, E.sol 2	70×70	39,2	196	294
E. sol 3, RDC	65×65	33,8	169	253,5
1 ^{ere} , 2 ^{eme} étage	60×60	28,8	144	216
3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	55×55	24,20	121	181,5
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étages	50×50	20	100	150
7 ^{eme} , 8 ^{eme} étages	45×45	16,20	81	121,5
9 ^{eme} , 10 ^{eme} étages	40×40	12,8	64	96
Buanderie	35× 35	9,80	49	73,5

b) Armatures transversales

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad [3]$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

- $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$.

- $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$; (λ_g élancement géométrique).

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$

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

- La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

- $A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

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

direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2.Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000/V14.0 qui a été utilisé dans l'étude dynamique .

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3. Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
E. sol 1, E.sol 2	2773,05	182,51	636,02	2171,15	331,79	50,94
E. sol 3, RDC	2354,42	240,08	465,54	668,23	30,29	4,53
1 ^{ère} , 2 ^{ème} étage	1754,62	17,21	152,02	474,71	41,97	3,07
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étages	1360,64	6,84	131,61	393,44	45,22	2,93
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	994,48	6,97	102,39	282,97	69,46	5,05
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étages	651,84	6,13	89,23	110,142	1,21	1,03
9 ^{ème} , 10 ^{ème} étages	325,91	3,29	57,75	136,89	1,09	3,08
Buanderie	59,70	5,55	25,87	13,61	1,69	0,49

V.2.3.Ferraillage des poteaux :

a) Armatures longitudinales

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

Exemple de calcul :

Soit le calculer d' un poteau le plus sollicité :

$$- N_{max} = 2773,05 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 182,51 \text{ KN.m (ELU)}$$

a/ Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$$d = 0.65m; \quad d_0 = 0.05m$$

$$N = 2773,05 \text{ KN (de compression)}$$

$$M = 182,51 \text{ KN.m} \implies e_G = M/N = 0.065m$$

$e_G < h/2 = 0.7/2 = 0.35m \implies$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures A,A').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d - d_0) - M_A \geq (0.337h - 0.81d_0)b.h.f_{bu} \quad (I)$$

$$M_A = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 182,51 + 2773,05 \times \left(0.65 - \frac{0.7}{2}\right)$$

$$\implies M_A = 1014.42 \text{ KN.m}$$

$$(I) \iff 2773,05 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.05) - 1014,65 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.7 - 0.81 \times 0.05) \times 0.7^2 \times 14.2$$

$$(I) \iff 0.65 \geq 1.35 \quad \text{non vérifiée.}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{1014.65 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.65^2 \times 14.2} = 0,25 < \mu_l = 0.3916 \implies A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.36$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.65(1 - 0.4 \times 0.36) = 0.55m$$

$$\implies A_1 = \frac{M_A}{z \times f_{st}} = \frac{1014.65 \times 10^{-3}}{0.55 \times 348} = 53.01 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -45 \text{ cm}^2 < 0 \quad A = 0 \text{ cm}^2.$$

❖ Le tableau résume le calcul des armatures pour les poteaux des différents niveau :

Tableau.V.4.Les Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	A _{sup} cm ²	A _{inf} cm ²	A _{RPA} cm ²	A _{adop} cm ²	Barres
E. sol 1,E.sol 2	70×70	2773,05	182,51	0,00	0,00	39,2	41,21	8T20+8T16
		2171,15	636,02	0,00	6,30			
		331,79	50,94	0,00	0,00			
E. sol 3, RDC	65×65	2354,42	240,08	0,00	0,00	33,8	36,70	4T20+12T16
		668,23	465,54	0,00	14,93			
		30,29	4,53	0,00	0,00			
1 ^{ere} ,2 ^{eme} étage	60×60	1754,62	17,21	0,00	0,00	28,8	30,29	12T16+4T14
		474,71	152,02	0,00	1,29			
		41,97	3,07	0,00	0,00			
3 ^{eme} ,4 ^{eme} étages	55×55	1360,64	6,84	0,00	0,00	24,20	26,51	4T16+12T14
		393,44	131,61	0,00	2,04			
		45,22	2,93	0,00	0,00			
5 ^{eme} ,6 ^{eme} étages	50×50	994,48	6,97	0,00	0,00	20,00	24,63	16T14
		282,97	102,39	0,00	2,53			
		69,46	5,05	0,00	0,00			
7 ^{eme} ,8 ^{eme} étages	45×45	651,84	6,13	0,00	0,00	16,20	18,47	12T14
		110,14	89,23	0,00	4,71			
		1,21	0,49	0,00	0,01			
9 ^{eme} ,10 ^{eme} étages	40×40	325,91	3,29	0,00	0,00	12,80	15,21	4T14+8T12
		136,89	57,75	0,00	2,66			
		1,09	3,08	0,00	0,22			
Buanderie	35×35	59,70	5,55	0,00	0,00	9,80	10,68	4T14+4T12
		13,61	25,87	0,00	2,11			
		1,69	0,49	0,00	0,02			

b) Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA/Version2003

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau V.5. Armatures transversales dans les poteaux.

Section cm ²	ϕ_l^{min} cm	l_f cm	λ_g	V_u KN	l_r cm	t zone nodale	t zone courante	A_t^{min} cm ²	A_t cm ²	A^{adop} cm ²	n^{bre} de barres
70×70	1.6	214,2	3,06	91,87	80	10	15	5,09	1,84	6,28	8T10
65× 65	1.6	285,6	4,39	210,39	80	10	15	4,40	4,55	5,50	8T10
60× 60	1.4	214.2	3,57	118,80	64	10	15	5,92	2,78	5,50	8T10
55× 55	1.4	214.2	3,89	84,33	64	10	15	4,66	2,15	4,71	6T10
50× 50	1.4	214.2	4,28	68,95	56	10	15	2,62	1,94	3,02	6T8
45× 45	1.4	214.2	4,76	56,79	56	10	15	2,42	1,77	3,02	6T8
40× 40	1.2	214,2	5,36	53,78	56	10	15	1,80	1,26	2,01	4T8
35× 35	1,2	214,2	6,12	23,41	56	10	15	1,57	0,94	2,01	4T8

V.2.4. Vérifications :

a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de $l_0 = 4,08m$ et un effort normal égal à : 2354,42 KN

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad [2]$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots si \ \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots si \ \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \quad (\text{Rayon de giration}).$$

D'où : $\lambda = \frac{2,86}{0,18} = 15,22 \Rightarrow \alpha = 0.819$

$B_r = 0,397$ (Section réduite).

Donc :

$$N_u = 0.819 \times \left(\frac{0,397 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 36,7 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) = 7152,92 \text{ KN}$$

On a $N_{max} = 2354,42 \text{ KN} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

❖ **Vérification au flambement des poteaux des différents étages :**

Tableau V.6. Justification de l'effort normal ultime.

Niveau	Section (cm ²)	<i>l₀</i> (m)	<i>l_f</i> (cm)	<i>i</i> (m)	λ	α	<i>A_s</i> (cm ²)	<i>B_r</i> (m ²)	<i>N_u</i> (KN)	<i>N_{max}</i> (KN)
ES1, ES2	70x70	3,06	2 14,2	0,20	10,60	0,83	41,21	0,46	8260,08	2773,05
ES3, RDC	65x65	4,08	285,6	0,18	15,22	0,82	36,70	0,39	7152,92	2354,42
1 ^{er} , 2 ^{ème}	60x60	3,06	214,2	0,17	12,37	0,83	30,29	0,33	5946,68	1754,62
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	55x55	3,06	214,2	0,15	13,49	0,82	26,51	0,28	4729,12	1360,64
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50x50	3,06	214,2	0,14	14,84	0,82	24,63	0,23	4195,08	994,48
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	45x45	3,06	214,2	0,13	16,49	0,81	18,47	0,18	3220,37	651,84
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	40x40	3,60	214,2	0,11	18,55	0,80	15,21	0,14	2497,30	325,91
Buanderie	35x35	3,06	214,2	0,10	21,20	0,79	10,68	0,10	1778,43	59,70

Du tableau ci-dessus on constate que $N_{max} < N_u$. (vérifiée).

b) Vérification des contraintes :

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

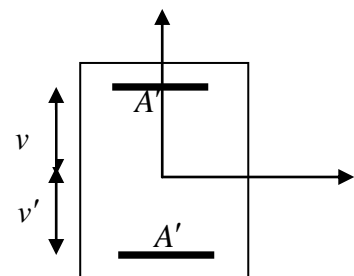


Figure V.2. Section d'un poteau

$$\text{et } v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Nous allons résumer tous les résultats dans le tableau suivant :

Tableau V.7.Vérifications les contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveaux	ES1,ES2	ES3,RDC	Etage1,2	Etge3,4	Etage5, 6	Etage7,8	Etage9,10	buanderie
Section(cm ²)	70x70	65x65	60x60	55x55	50x50	45x45	40x40	35x35
d(cm)	63	58,5	54	49,5	45	40,5	36	31,5
A'(cm ²)	20,60	18,35	15,14	13,25	11,49	8,42	7,29	6,28
A(cm ²)	20,60	18,35	15,14	13,25	11,49	8,42	7,29	6,28
V (cm)	0,35	0,325	0,30	0,275	0,25	0,225	0,20	0,175
V'(cm)	0,35	0,325	0,30	0,275	0,25	0,225	0,20	0,175
I _{gg} (cm ⁴)	0,024	0,018	0,013	0,009	0,006	0,004	0,002	0,001
N _{ser} (MN)	1,994	1,658	1,279	0,991	0,724	0,474	0,237	0,043
M _{ser} (MN.m)	0,471	0,118	0,081	0,042	0,044	0,047	0,041	0,021
σ _{bc} (MPa)	10,70	5,98	5,36	4,48	4,56	4,83	4,52	2,61
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification aux sollicitations tangentielles :

$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$ Telle que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad [3]$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Tableau V.8.Vérifications les contraintes tangentielles.

Niveau	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ̄ _{adm} (MPa)
ES1,ES2	70x70	214,2	3,06	0.04	63	91,87	0,20	1
ES3,RDC	65x65	285,6	4,39	0.04	58,5	210,39	0,55	1
1 ^{er} , 2 ^{ème}	60x60	214,2	3,57	0.04	54	118,80	0,36	1
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	55x55	214,2	3,89	0.04	49,5	84,33	0,30	1
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50x50	214,2	4,28	0.04	45	68,95	0,30	1
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	45x45	214,2	4,76	0.04	40,5	56,79	0,31	1
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	40x40	214,2	5,36	0.075	36	53,78	0,37	1,875
Buanderie	35x35	214,2	6,12	0.075	31,5	23,41	0,21	1,875

V.2.5. Plan de ferrailage des poteaux

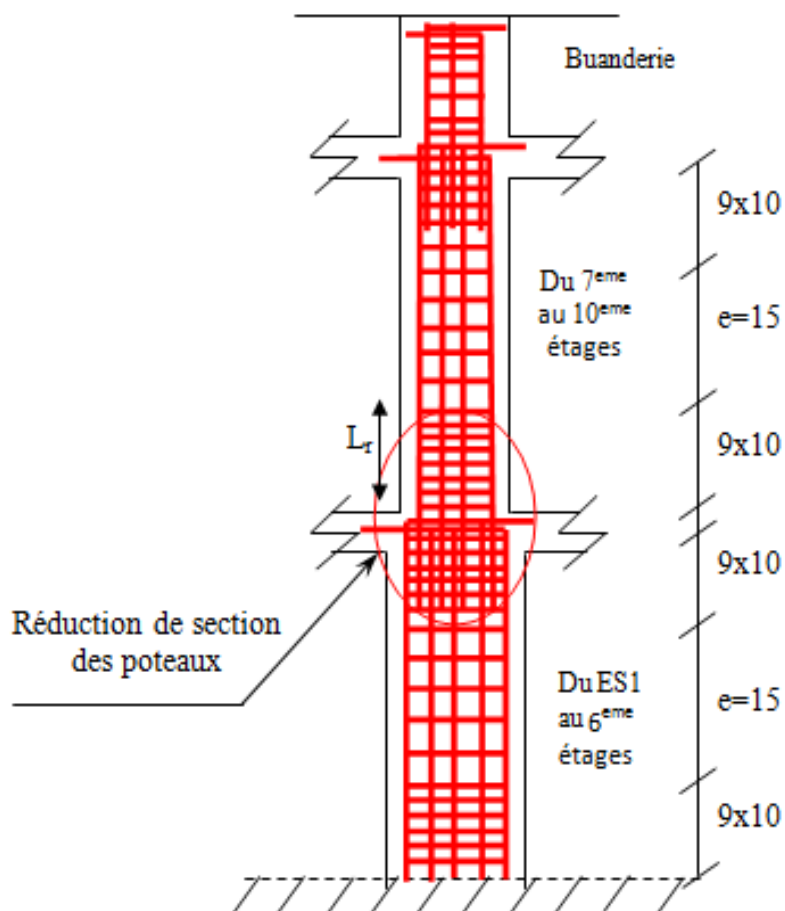


Figure V.3. Coupe longitudinale

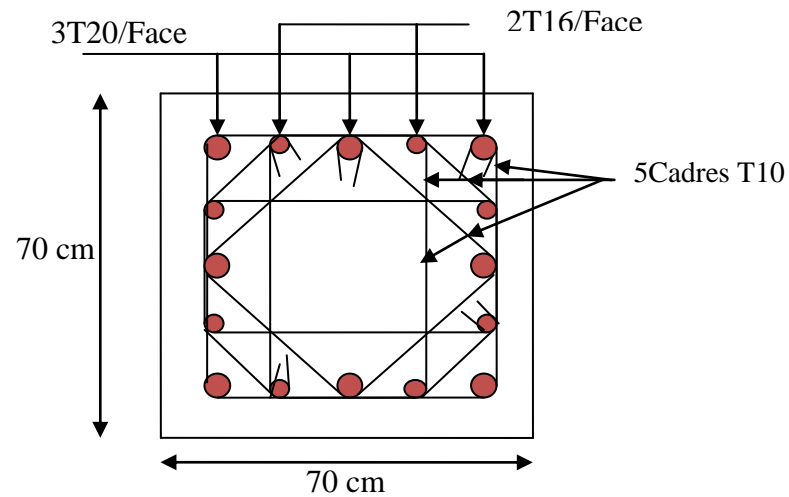


Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux d'E.S.1, ES2

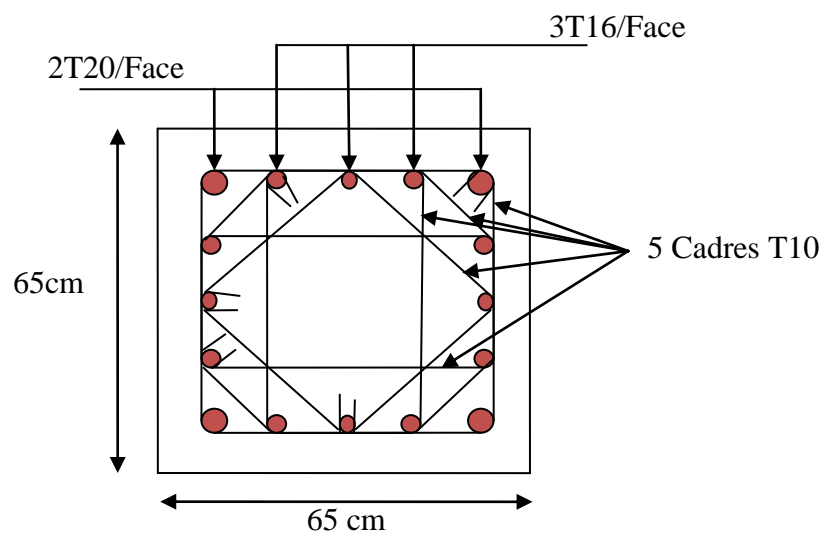


Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux d'E.S.3, RDC

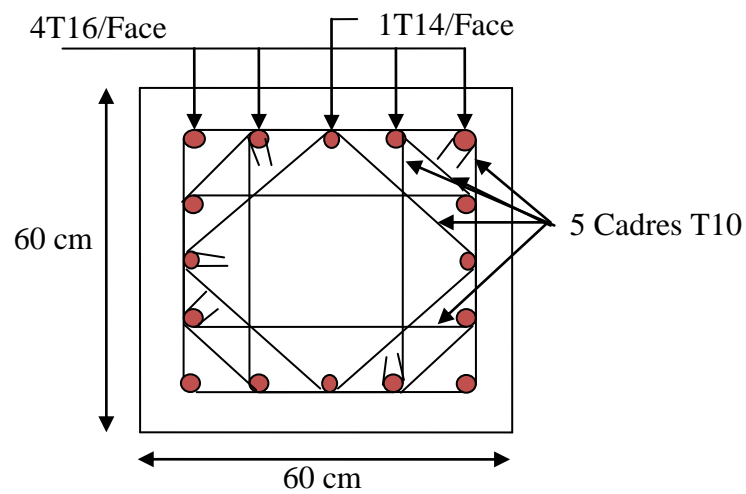


Figure V.6. Schéma de ferrailage des poteaux de 1^{er}, 2^{ème} étage

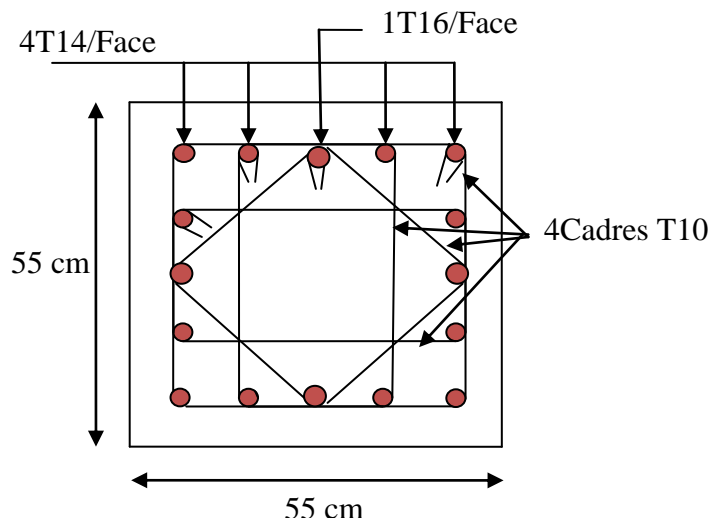


Figure V.7.Schéma de ferrailage des poteaux de 3^{ème} ,4^{ème} étage

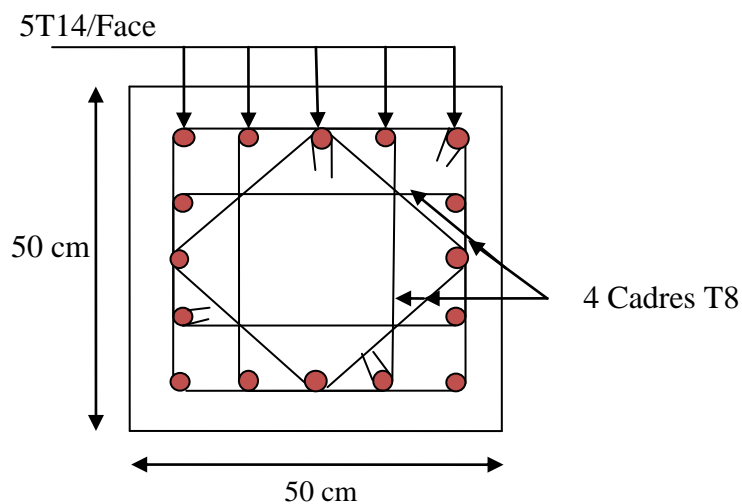


Figure V.8.Schéma de ferrailage des poteaux de 5^{ème} , 6^{ème} étage .

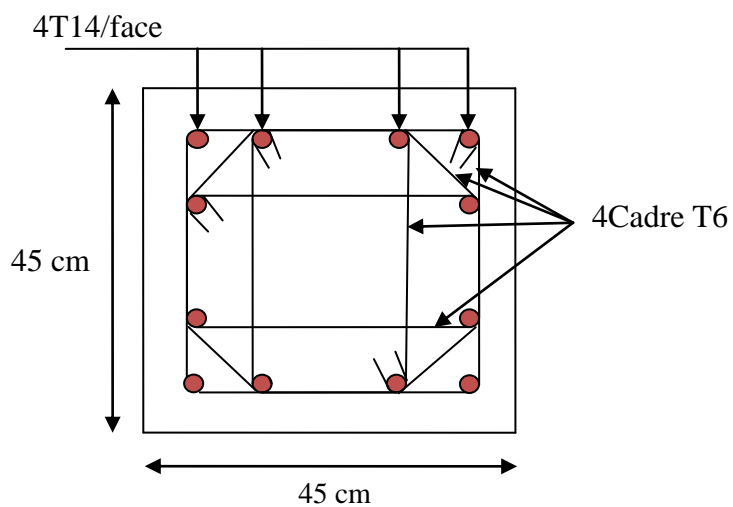


Figure V.9. Schéma de ferrailage des poteaux de 7^{ème} , 8^{ème} étage

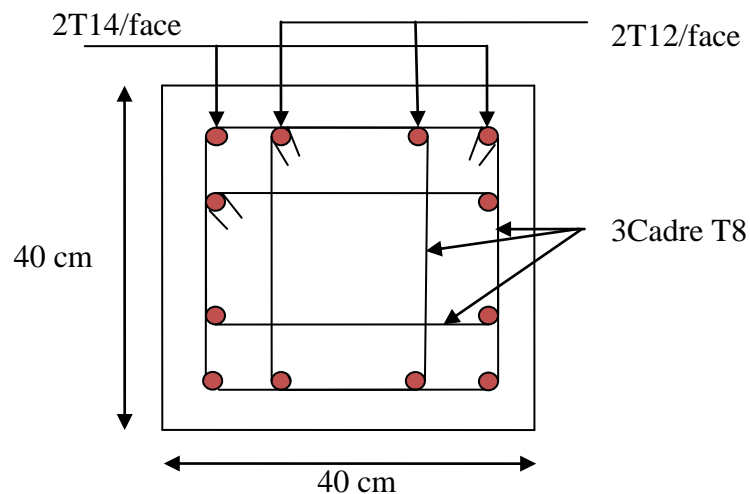


Figure V.10. Schéma de ferrailage des poteaux de 9^{ème}, 10^{ème}

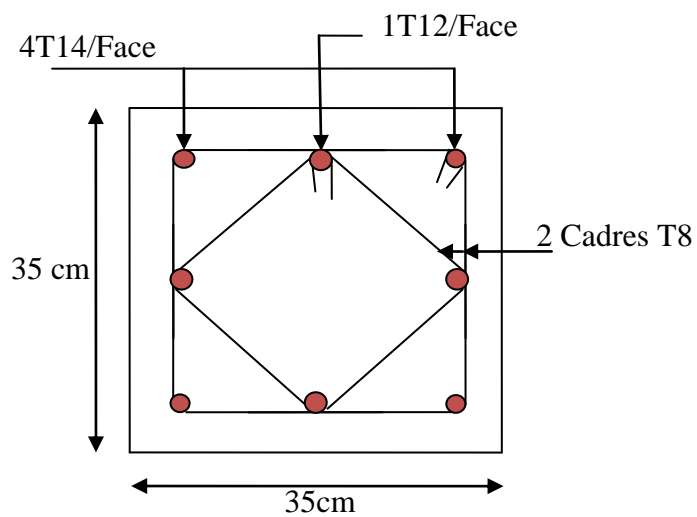


Figure V.11. Schéma de ferrailage des poteaux de Buanderie

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, N, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le *RPA99/version 2003* et celles données par le *BAEL91*.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000/V14.0, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99/version 2003* suivantes :

$$\begin{aligned} &1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ &G + Q \\ &G + Q + E && [3] \\ &0.8 \times G + E \\ &0.8 \times G - E \end{aligned}$$

Pour notre projet on deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (30×45),
- poutres secondaires (30×40)

V.3.1. Recommandation du RPA99

▪ Les armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.
- La longueur minimale des recouvrements est de :

40ϕ En zone IIa.

avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.8, 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 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.
- **Les armatures transversales**
- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$
 - L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
- $$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$
- En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre
- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
 - Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.3.2. Ferrailage des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

a) Armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du SAP2000/V14.0. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min}) du RPA.

V.3.3. Les sollicitation

Les sollicitation des poutre principale et secondaire sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tableau .V.9. Sollicitation des poutres principale et secondaire.

Niveau	Poutre principale (45*30)			Poutre secondaire (40*30)		
	M_t KN.m	M_a KN.m	V KN	M_t KN.m	M_a KN.m	V KN
ES1	33,36	96,14	102,59	16,35	26,54	36,11
ES2	42,26	91,76	96,41	16,75	26,65	36,27
ES3	64,30	133,80	142,42	24,52	35,05	51,43
RDC	44,13	92,23	97,41	16,97	26,35	37,17
étage1	44,70	88,19	96,19	16,82	26,80	37,75
étage2	44,46	91,58	97,34	16,78	26,75	37,95
étage3	44,93	92,22	97,69	16,94	26,76	38,30
étage4	45,27	92,91	97,91	16,77	26,77	38,57
étage5	45,72	92,44	98,05	16,90	26,81	38,94
étage6	46,06	91,95	98,06	16,70	26,90	39,20
étage7	46,64	91,47	98,07	16,61	26,91	39,55
étage8	48,21	87,29	97,15	16,81	26,94	39,83
étage9	48,37	91,69	98,89	16,82	27,04	40,16
étage10	39,26	65,83	92,26	17,13	26,54	40,10
Buanderie	29,58	41,34	61,16	10,20	16,35	33,39

Tableau. V.10.Ferrailages des poutres principales et secondaire.

Niveaux	Type de poutre	Section (cm)	localisation	A _{SAP} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{réalisé} (cm ²)
E.S1	Poutre principale	30x45	Appui	6,80	6.75	3T14+2T12=6,88
			Travée	3,86		3T14=4,62
E.S2	Poutre secondaire	30x40	Appui	5,34	6,00	3T12+2T14=6,47
			Travée	4,18		5T12=5,65
E.S3 RDC	Poutre principale	30x45	Appui	9,63	6.75	3T16+3T14=10,65
			Travée	4,60		5T12=5.65
	Poutre secondaire	30x40	Appui	4,86	6,00	5T12=5,65
			Travée	3,36		3T12=3,39
Du 1 ^{ère} , au 4 ^{ème} étage	Poutre principale	30x45	Appui	9,07	6.75	3T16+3T12=9,42
			Travée	4,35		5T12=5.65
	Poutre secondaire	30x40	Appui	5,79	6,00	3T12+2T14=6,47
			Travée	3,82		5T12=5,65
Du 5 ^{ème} , au 7 ^{ème} étage	Poutre principale	30x45	Appui	8,54	6.75	3T16+3T12=9,42
			Travée	4,10		5T12=5.65
	Poutre secondaire	30x40	Appui	5,68	6,00	3T12+2T14=6,47
			Travée	3,36		3T12=3.39
Du 8 ^{ème} , au 9 ^{ème} étage	Poutre principale	30x45	Appui	7,07	6.75	3T14+3T12=8,01
			Travée	3,86		5T12=5,65
	Poutre secondaire	30x40	Appui	5,22	6,00	5T12=5,65
			Travée	3,22		3T12=3,39
10 ^{ème} étage + buanderie	Poutre principale	30x45	Appuis	3,86	6,75	5T12=5,65
			Travée	2,04		3T12=3,39
	Poutre secondaire	30x40	Appuis	4,23	6,00	5T12=5,65
			Travée	3,36		3T12=3,39

Avec : ARPA

$$A_{min} = 0.5\% \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2 \text{ en toute section pour les poutres principales}$$

Avec : ARPA

$$A_{min} = 0.5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \text{ en toute section pour les poutres secondaire}$$

b) Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad [1]$$

- **Poutres principales** $\phi \leq \min\left(1,2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1,2; 1,28; 3)$

$$\phi_t \leq 1,2cm$$

Donc on prend $\phi_t = 10mm \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3,14cm^2$ (un cadre et un étrier).

- **Poutres secondaires** $\phi \leq \min\left(1,2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1,2; 1,14; 3)$

$$\phi_t \leq 1,2cm$$

Donc on prend $\phi_t = 10mm \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3,14cm^2$ (un cadre et un étrier).

❖ **Calcul des espacements des armatures transversales** [3]

Selon le RPA99/version 2003 :

- Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30cm\right)$,

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(11,25cm; 14,4cm; 30cm)$ Soit : $S_t = 10cm$

Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(10cm; 14,4cm; 30cm)$ Soit : $S_t = 10cm$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22,5 \Rightarrow S_t \leq 22,5cm$; Soit : $S_t = 15cm$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20cm$; Soit : $S_t = 15cm$

- Poutres principales

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025cm^2$$

$$A_t = 3,14cm^2 > A_t^{\min} = 2,025cm^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8cm^2$$

$$A_t = 3,14cm^2 > A_t^{\min} = 1,8cm^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.3. Vérifications**A ELU****1) Condition de non fragilité**

$$A > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,55cm^2 \leq A = 3,14cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

2) Contrainte tangentielle maximale

$$\text{Vérification de l'effort tranchant : } \tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} \quad \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

Tableau. V.11. Vérification de l'effort tranchant

Poutres	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	142,42	1,104	Vérifiée
Poutres secondaires	51,43	0,463	Vérifiée

➤ Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

Notre vérification consiste au cas le plus défavorable

▪ Poutres principales :

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [142,42 - \frac{133,80}{0.9 \times 0.43}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -5,84 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 142,42 \times 10^{-3}}{400} = 4,09 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [51,43 - \frac{35,05}{0.9 \times 0.37}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -1,54 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire.

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 51,43 \times 10^{-3}}{400} = 1,47 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A) À l'ELS

1) L'Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

2) État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Vérification de la contrainte limite de béton

poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Poutres principales	Appui	94,84	146629,66	14,68	9,49	15
	Travée	45,41	146629,66	14,68	4,59	15
Poutres secondaires	Appui	21,83	81035,31	11,32	3,05	15
	Travée	14,66	81035,31	11,32	2,047	15

1) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) [1]

D'après le BAEL91, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

➤ Poutres principales

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b_o \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{550} = 0,081 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,081 \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} = \frac{45,41}{10 \times 94,84} = 0,047 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{10,65 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,43} = 0,0082 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,01 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Poutres secondaires

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{430} = 0,093 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,093 \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} = \frac{14,66}{10 \times 21,83} = 0,067 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6,78 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.38} = 0.0061 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

B) Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99/Version2003 exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

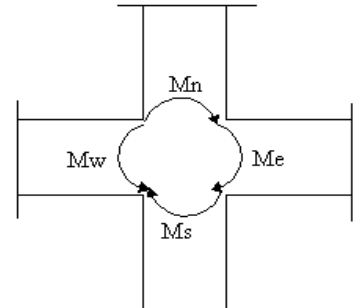


Figure V.12. La zone nodale

C) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0.85 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tableau V.13. Moment résistant dans les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Z(cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
ES1,ES2	70×70	59,50	41,21	853.29
ES3,RDC	65×65	55,25	36,70	705,63
1 ^{ère} ,2 ^{ème} étages	60×60	51,00	30,29	537,58
3 ^{ème} ,4 ^{ème} étages	55×55	46,75	26,51	431,29
5 ^{ème} ,6 ^{ème} étages	50×50	42,50	24,63	364,27
7 ^{ème} ,8 ^{ème} étages	45×45	38,25	18,47	245,85
9 ^{ème} ,10 ^{ème} étages	40×40	34,00	15,21	179,96
Buanderie	35×35	29,75	10,68	110,57

2) Détermination du moment résistant dans les poutres

Les résultats des moment résistant dans les poutre et les vérification a les zone nodale sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.14.Vérification des zones nodales

Niveau	Sens	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1.25 \times (M_w + M_e)$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	Observations
ES1,ES2	Sens yy	181,82	181,82	454,57	1706,58	Vérifiée
	Sens xx	147,07	147,07	367,68	1706,58	Vérifiée
ES3,RDC	Sens yy	232,01	232,01	580,02	1558,92	Vérifiée
	Sens xx	147,07	147,07	367,68	1411,26	Vérifiée
1 ^{ère} ,2 ^{ème} étages	Sens yy	215,77	215,77	539,42	1243,21	Vérifiée
	Sens xx	147,07	147,07	367,68	1075,16	Vérifiée
3 ^{ème} ,4 ^{ème} étages	Sens yy	215,77	215,77	539,42	968,87	Vérifiée
	Sens xx	147,07	147,07	367,68	862,58	Vérifiée
5 ^{ème} ,6 ^{ème} étages	Sens yy	215,77	215,77	539,42	795,56	Vérifiée
	Sens xx	143,40	143,40	358,50	728,54	Vérifiée
7 ^{ème} ,8 ^{ème} étages	Sens yy	181,82	181,82	454,57	610,57	Vérifiée
	Sens xx	116,66	116,66	291,65	491,7	Vérifiée
9 ^{ème} ,10 ^{ème} étages	Sens yy	120,33	120,33	300,82	425,81	Vérifiée
	Sens xx	106,96	106,96	267,40	359,92	Vérifiée
Buanderie	Sens yy	97,33	97,33	243,32	290,53	Vérifiée
	Sens xx	86,85	86,85	217,12	290,53	Vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.3.4.Schémas de ferrailage des poutres

Comme exemple de ferrailage, on va prendre la poutres principale et secondaire les plus défavorables.

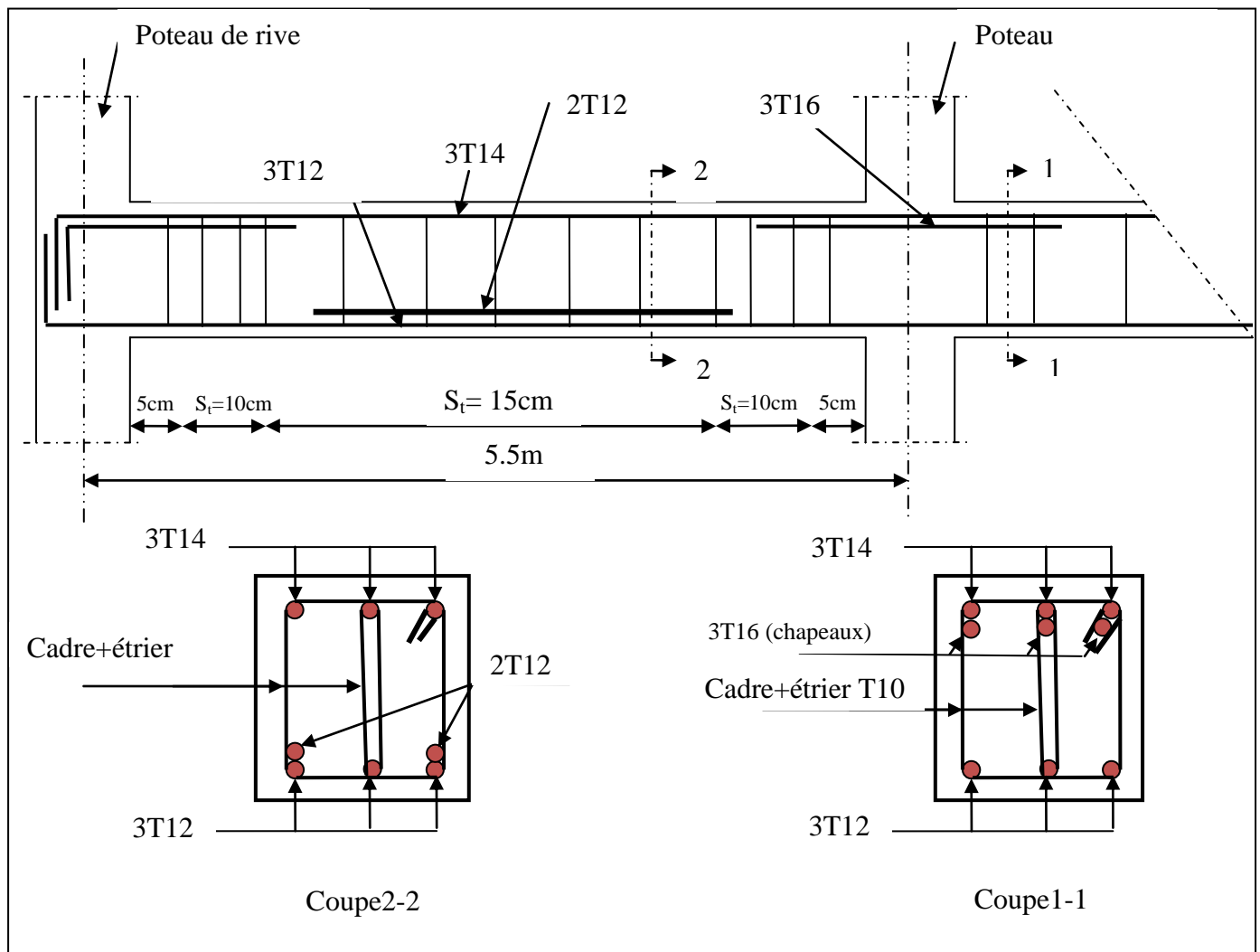


Figure V.13.Schéma de ferrailage de la poutres principale du RDC.

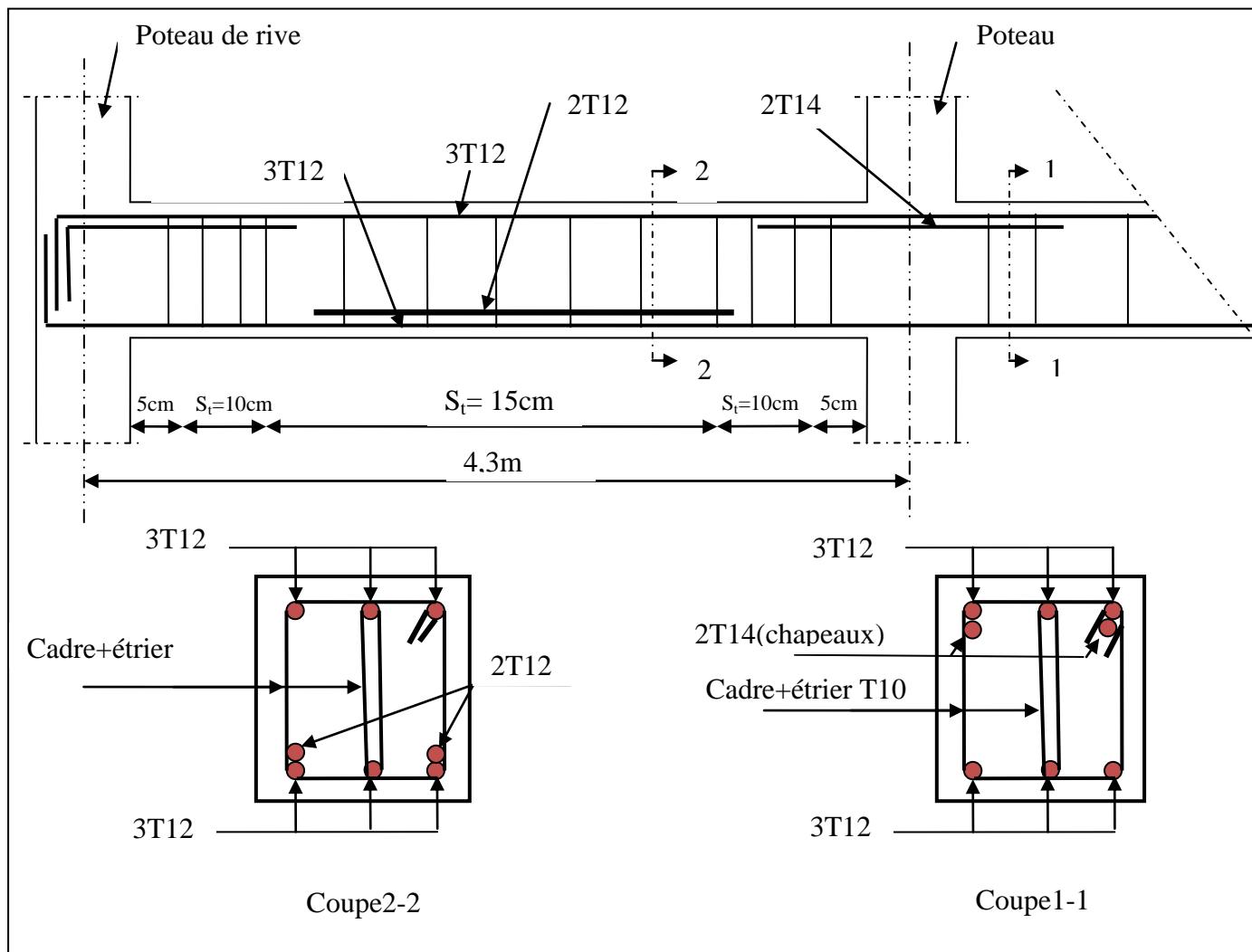


Figure V.14. Schéma de ferrailage de la poutres secondaire du 1^{ère} étage.

V.4.ETUDE DES VOILES

Le RPA/99/version 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastéré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

$$\text{Voiles élancés : } \frac{h}{l} > 1.5$$

$$\text{Voiles courts : } \frac{h}{l} < 1.5$$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.1. Recommandation du RPA

a) Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$
 L_t : Longueur de la zone tendue.
 e : épaisseur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

c) Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaire contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

d) Armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculé avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

e) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15\% \text{ de la section du voile, dans la section globale du voile}$$

$$A_{\min} = 0.10\% \text{ de la section du voile, dans la zone courante}$$

$$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (Exception faite pour les zones d'about).}$$

- L'espacement : $s_t = \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliés avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposés vers l'extérieur.
- Longueurs de recouvrement :
 - 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.2. Le ferrailage

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant

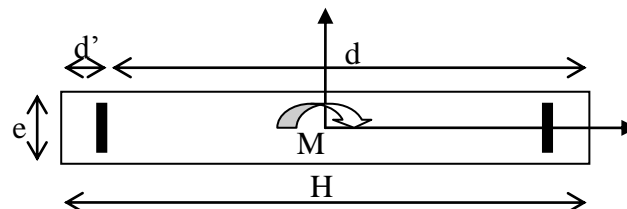


Figure. V.15 : Schéma d'un voile plein

V.4.3.Sollicitation dans les voiles

Tableau V.15.Sollicitations dans le voile Vx1

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
E. sol 1, E.sol 2	1099,47	147,61	224,70	357,93	146,54	215,30	102,76
E. sol 3, RDC	808,51	15,25	113,16	727,48	274,22	92,22	50,79
1 ^{ere} , 2 ^{eme} étages	649,90	13,32	56,85	437,80	229,82	13,82	44,48
3 ^{eme} , 4 ^{eme} étages	544,06	3,25	47,41	369,09	188,60	7,8418	38,74
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étages	448,55	3,82	38,74	305,74	152,45	6,78	36,29
7 ^{eme} , 8 ^{eme} étages	331,52	5,72	30,10	221,13	103,38	6,43	33,59
9 ^{eme} , 10 ^{eme} étages	178,41	3,68	13,15	107,70	15,845	5,07	30,59

Tableau V.16.Sollicitations dans le voile Vy6

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
E. sol 1, E.sol 2	1092,67	115,89	714,25	542,37	29,59	135,95	336,74
E. sol 3, RDC	1353,99	169,66	320,42	748,85	480,88	123,66	100,20
1 ^{ere} , 2 ^{eme} étages	752,32	56,02	248,70	566,80	299,65	242,64	135,90
3 ^{eme} , 4 ^{eme} étages	634,52	48,60	129,39	609,26	234,53	91,53	111,79
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étages	605,01	2,05	81,91	548,68	153,46	64,26	79,45
7 ^{eme} , 8 ^{eme} étages	441,86	2,51	61,18	320,61	84,49	55,19	58,80
9 ^{eme} , 10 ^{eme} étages	254,42	33,20	59,7505	112,60	0,383	49,73	52,77

$$d = 0.9 h ; \quad d' = 0.1 h$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times e \times f_{c28} / f_e$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times h \times e$$

$$A = \max (A^{cal}, A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$$

• **Armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30\text{cm})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \quad [3]$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$$

• **La longueur de recouvrement :**

$$L_r = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots\text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi & L_r \dots\dots\text{zone comprime sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

• **Règles communes :**

$$\begin{cases} 0.15 \% & \dots\dots\text{voile complet.} \\ 0.10 \% & \dots\dots\text{zone courante.} \end{cases}$$

• **Diamètres des barres :**

$$\Phi < a/10 \dots\dots\text{zone courante.}$$

• **Espacement : des barres horizontales et verticales :** $\begin{cases} S_i(h) \leq 1.5 \times e \\ S_i(v) \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$

Les résultats de ferrillages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{v\min}^{BAEL}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v\min}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.

Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.

S_i : Espacement.

A_H^{\min} /face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} /face : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4} \quad A_v^{adpt} / ml : \text{Section d'armature adoptée par mètre linéaire.}$$

Tableau V.17. Résultats du ferrailage du voile Vx1

Niveau	E.sol 1 E.sol 2	E.sol 3 RDC	1 ^{ère} Etage 2 ^{ème} Etage	3 ^{ème} Etage 4 ^{ème} Etage	5 ^{ème} Etage 6 ^{ème} Etage	7 ^{ème} Etage 8 ^{ème} Etage	9 ^{ème} Etage 10 ^{ème} Etage
L (cm)	150	150	150	150	150	150	150
B (cm)	20	20	15	15	15	15	15
M (KN.m)	147,61	15,25	13,32	3,25	3,82	5,72	3,68
N (KN)	1099,47	808,51	649,90	544,06	448,55	331,52	178,41
V(KN)	102,76	50,79	44,48	38,74	36,29	33,59	30,59
τ_v Mpa	0,53	0,26	0,30	0,26	0,25	0,23	0,21
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
Av cal /face (cm²)	20,04	12,06	9,72	7,91	6,55	4,93	2,67
Av min/face (cm²)	4,50	4,50	3,37	3,37	3,37	3,37	3,37
Av adp/face (cm²)	20,60	12,32	10,68	8,36	7,68	6,28	6,28
N^{barre} /face	4T20+4T16	8T14	4T14+4T12	6T12+2T10	4T12+4T10	8T10	8T10
S_t(cm)	20	20	20	20	20	20	20
Ah cal (cm²)	0,67	0,33	0,29	0,25	0,24	0,22	0,20
Ahmin (cm²)	9,18	12,24	6,88	6,88	6,88	6,88	6,88
N^{barre}	16T10	16T10	12T10	12T10	12T10	12T10	12T10
Ah adp (cm²)	12,57	12,57	9,42	9,42	9,42	9,42	9,42
S_t(cm)	20	25	25	25	25	25	25

Tableau V.18.Résultats du ferrailage du voile Vy6

Niveau	E.sol 1 E.sol 2	E.sol 3 RDC	1 ^{ère} Etage 2 ^{ème} Etage	3 ^{ème} Etage 4 ^{ème} Etage	5 ^{ème} Etage 6 ^{ème} Etage	7 ^{ème} Etage 8 ^{ème} Etage	8 ^{ème} Etage 10 ^{ème} Etage
L (cm)	200	200	200	200	200	200	200
B (cm)	20	20	15	15	15	15	15
M (KN.m)	115,890	169.66	56.02	48,60	2,05	2,51	33,20
N (KN)	1092,67	1353.99	752,32	634,52	605,01	441,86	25,424
V(KN)	336,74	100.20	135,90	111,79	79,45	58,80	52,77
τ_U Mpa	1,31	0,39	0,70	0,58	0,41	0,30	0,27
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
Av cal /face (cm²)	18,20	23,12	12,02	10,17	8,74	6,40	4,73
Av min/face (cm²)	6,00	6,00	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50
Av adp/face (cm²)	20,36	24,12	12,20	11,52	9,48	6,32	5,17
N^{barre} /face	4T16+8T14	12T16	8T12+4T10	6T12+6T10	12T10	10T10	10T10
S_t(cm)	16	16	16	16	16	20	20
Ah cal (cm²)	1,64	0,61	0,83	0,54	0,39	0,29	0,26
Ahmin (cm²)	9,19	12,24	6,88	6,88	6,88	6,88	6,88
Ah adp (cm²)	12,57	12,64	9,42	9,42	9,42	9,42	9,42
N^{barre}	16HA10	16T10	12T10	12T10	12T10	12T10	12T10
S_t(cm)	20	25	25	25	25	25	25

On voit bien à travers ces deux tableau que les contraintes de cisaillement dans le béton sont vérifiées, donc pas de risque de cisaillement

V.4.4.Schéma de ferrailage :

On prend un exemple de ferrailage pour le voile Vy6 de RDC

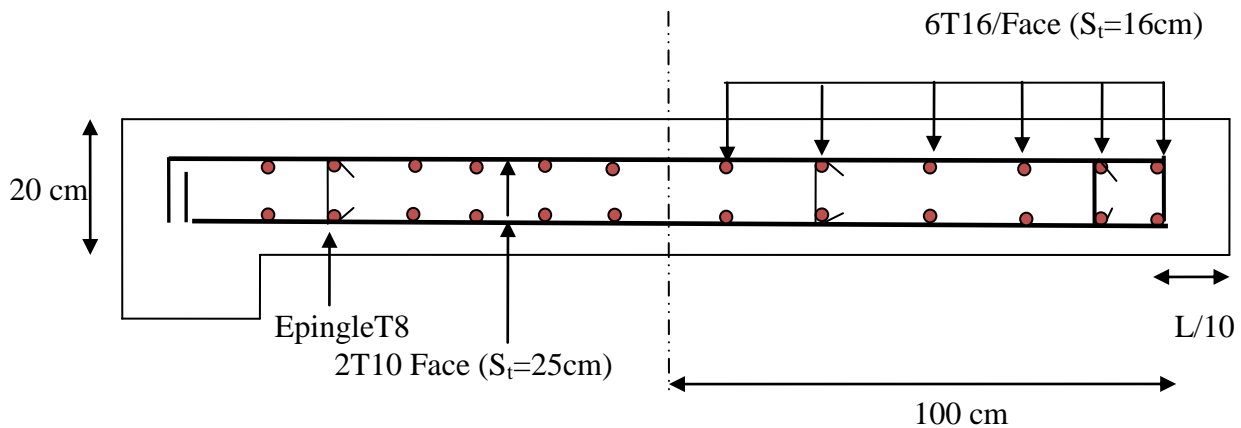


Figure V.16.Schéma de ferrailage du voile RDC

V. 5.CONCLUSION

Les éléments principaux constituent les éléments qui assurent le contreventement de la structure.

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le ferrailage maximum obtenu par deux logiciels de calcul (Sap, Socotec) et celui donnée par le RPA. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisé.

On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Les poutres quand a elles ont été ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel Sap2000.

Les voiles de contreventement on été calculé à la flexion composée grâce au deux logiciel (Sap2000 et Socotec).

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

VI.1.INTRODUCTION

L'infrastructure est constituée d'un ensemble d'éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, éviter ou au moins limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

VI.2.Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Les charges transmises par la structure.
- La distance entre axe des poteaux.

D'après le rapport du sol, le terrain devant recevoir notre structure a une capacité portante de 1,8 bars.

Le type de fondation suggéré est superficielles, encreée à 4,2 m du niveau de la base.

D'après le **RPA99/Version2003** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8 \cdot G \pm E$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 : [1]

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$

Pour le choix du type de fondation, on vérifie d'abord les semelles isolées, si elles ne conviennent pas on passera aux semelles filantes si non au radier générale.

VI.3.Etude de la fondation niveau 0.00 m :

VI.3.1.Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$).

N_{\max} : L'effort normal agissant sur la semelle calculé selon la combinaison $G + Q + E$, obtenue par le logiciel SAP2000/V14.0.

Soit : N : L'effort normal agissant sur la semelle. Tel que :

$$N = N_{\max} + P_s + Pa$$

N_{\max} : Effort normal à la base de poteau.

P_s = Poids de la semelle estimé à 20 KN.

Pa = poids propre de l'avant poteau ; $Pa = 24,80$ KN.

$N_{\max} = 2745,62$ K.N

$$N = 2745,62 + 20 + 24,80 = 2790,42 \text{ KN}$$

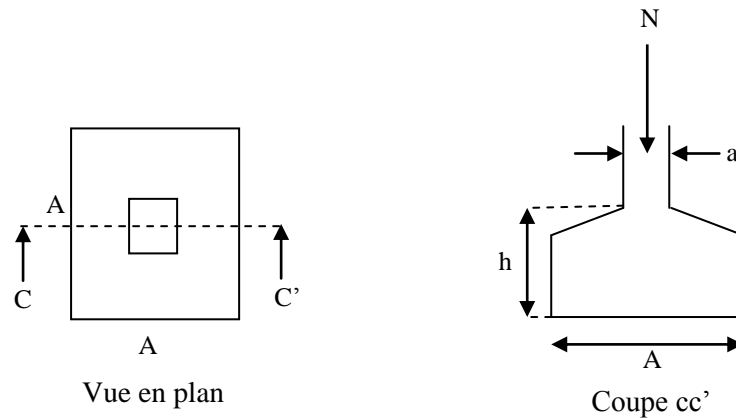


Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée

$$A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{2,79042}{0,18}} = 3,937 \text{ m}$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduit à vérifier les semelles filantes.

VI.3.2. Vérification des semelles filantes :

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 5 poteaux.

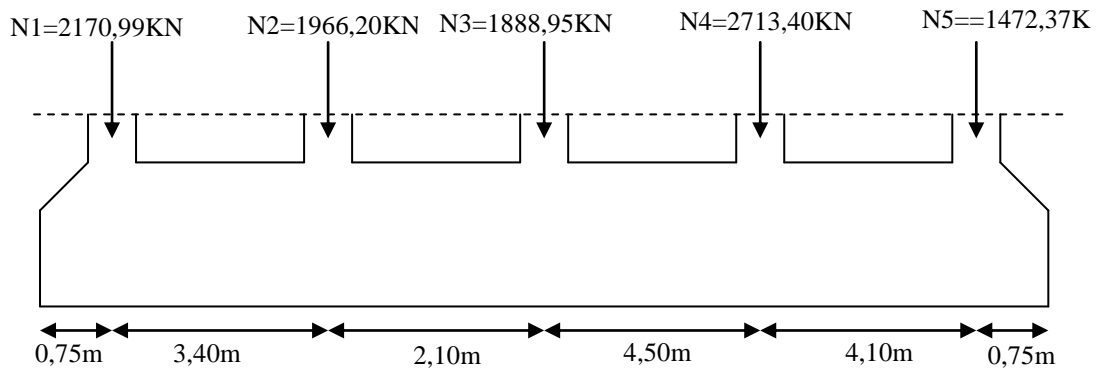


Figure VI.2. Schéma d'une semelle filante

$$N_s = 5 \times 20 = 100 \text{ KN.}$$

$$\sum N_i = 10211,91 \text{ KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 10311,91 \text{ KN}$$

$$L = 15,60 \text{ m}$$

$$\text{La vérification à faire est : } \sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}} \times L} = \frac{10,31191}{0,18 \times 15,60} = 3,67 \text{ m}$$

On a la largeur de notre semelle égale à 3,67 m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas sachant que l'entre axe est de 2,10 m, donc on passe au radier général avec nervures supérieures.

VI.3.3 Radier général :

Le radier est une semelle générale étendue à toute la surface du bâtiment en contact avec le sol.

Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures).

Cette méthode est surtout utilisée lorsque le terrain est affouillable, lorsque le bon sol est situé trop bas ou lorsque l'on désire construire des sous-sols. Mais dans tous les cas le sol devra être homogène pour éviter tout risque de tassements différentiels.

VI.3.3.1. Pré dimensionnement :

$$N_1 = 61332,465 \text{ KN. (poids total)}$$

$$N_2 = 7751,012 \text{ KN (poids du décrochement au niveau 9,18m)}$$

$$N = N_1 - N_2 = 53581,45 \text{ KN}$$

$$S_r \geq \frac{N}{\bar{\sigma}} = \frac{53581,45}{180} = 297,67 \text{ m}^2$$

Or que la surface de notre bâtiment au niveau (0) est de $S = 324,86 \text{ m}^2$; donc on prend $S_r = S$
 $S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} \rightarrow$ On n'a pas besoin de débord

a) Condition de coffrage

➤ Nervure

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm soit } h = 60 \text{ cm.}$$

➤ La dalle :

$$h \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{550}{20} = 27,5 \text{ cm soit } h = 30 \text{ cm.}$$

❖ Condition de rigidité :

[5]

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots \dots \dots (1)$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \dots \dots \dots (2)$$

E : Module d'élasticité du béton $E=3.216 \cdot 10^4 \text{ MPa}$

I : inertie de la section du radier : $I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}$.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle. prend une bande de 1 m.

De (1) et (2) $\geq h_t = \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \approx 0,82 \text{ m}$

❖ **Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \times 1 = \frac{73479,152 \times 5,5}{2 \times 324,86} \times 1 = 622,01 \text{ KN}$$

N_d : l'effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$N_d = 73479,152 \text{ KN}$ (calcul sap)

$$\Rightarrow d = \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0,408 \text{ m}$$

A partir des deux conditions on prend :

$h_t = 100 \text{ cm}$. Pour les nervures du radier.

$h_r = 45 \text{ cm}$. Pour la dalle de radier.

VI.3.3.2. Les vérifications nécessaires :

a. Vérification au poinçonnement :

Une force est localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier) ; sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

D'après le CBA93(article, A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante.

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Effort normal de calcul,

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : Hauteur de radier.

➤ **Sous poteaux :**

Cette vérification se fera pour le poteau le plus sollicité.

$$\mu_c = (a' + b') \times 2$$

$$\begin{cases} a' = a + h = 0.7 + 1 \\ b' = b + h = 0.7 + 1 \end{cases} \Rightarrow \mu_c = 6,8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_u = 2745,62 \text{ KN} \leq Q_u = 0.045 \times 6,8 \times 1 \times \frac{25}{1.5} = 5100 \text{ KN la condition vérifiée}$$

➤ **Sous voiles :**

Cette vérification se fera pour le voile le plus sollicité.

$$\mu_c = 8.6m$$

$$\Rightarrow N_u = 1092,67KN \leq Q_u = 0.045 \times 8,6 \times 1 \times \frac{25}{1.5} = 6450 KN \text{ la condition vérifiée}$$

b. Vérification de la contrainte dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

D'après le logiciel Socotec .

$$I_x = 5482,184m^4 ; \quad Y_G = 7,05m.$$

$$I_y = 15370,94 m^4 ; \quad X_G = 11,52m.$$

Avec σ_{max} et σ_{min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémité du radier.

Avec σ_{max} et σ_{min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémité du radier.

➤ **Sens Y-Y' :**

N: L'effort normale du aux charges verticales.

My : Moment sismique à la base

$$N = 53581,45KN \text{ et } M_y = 12644,57 KN.m$$

$$\sigma_{max} = \frac{53581,45}{324,86} + \frac{12644,57}{15370,94} \times 11,52 = 174,41 KPa \leq \overline{\sigma_{sol}} = 180 KPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{53581,45}{324,86} - \frac{12644,57}{15370,94} \times 11,52 = 155,46 KPa \leq \overline{\sigma_{sol}} = 180 KPa$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 169,67 KPa < \sigma_{sol} = 180 KPa \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Sens X-X' :**

$$N = 53581,45KN \text{ et } M_x = 11050,530KN.m$$

$$\sigma_{max} = \frac{53581,45}{324,86} + \frac{11050,530}{5482,184} \times 7,05 = 178,41 KPa \leq \overline{\sigma_{sol}} = 180 KPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{53581,45}{324,86} - \frac{11050,530}{5482,184} \times 7,05 = 149,46 KPa \leq \overline{\sigma_{sol}} = 180 KPa$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 171,17 < \sigma_{sol} = 180 KPa \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

c-Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que :

$$N_u \geq P = f_s \times H \times S \times \gamma_w$$

Avec : $f_s = 1.5$, coefficient de sécurité.

$H = 4,2$ m Hauteur d'ancrage

$S = 324,86m^2$, surface du radier.

$\gamma_w = 10KN/m^3$, Poids volumique de l'eau.

$$N_u = 73479,15 \text{ KN}$$

$$N_u \geq P = 1.5 \times 4,2 \times 324,86 \times 10 = 20466,18KN \text{ la condition est vérifiée}$$

d. Vérification au renversement :

Selon le RPA99/version2003 on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$.

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{12644,57}{53581,45} = 0.236 < \frac{23,04}{4} = 5,76 \text{ m} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{11050,530}{53581,45} = 0.206 < \frac{14,10}{4} = 3,52 \text{ m} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

VI.3.3.3.Etude de la dalle du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

a. Calcul des sollicitations :

$$N_u = 73479,15 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{N_u}{S_t} = \frac{73479,15}{324,86} = 226,18KPa$$

$$N_s = 53671,80 \text{ KN (calcul sap)}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_t} = \frac{53671,80}{324,86} = 165,21KPa$$

$$L_x = 4,30m \text{ et } L_y = 5,50m \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,78$$

$$\rho > \text{ donc le panneau travail dans les deux sens } \Rightarrow \text{ELU: } \begin{cases} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 0.5608 \end{cases} \text{ Annexe. I}$$

$$\Rightarrow \text{ELS: } \begin{cases} \mu_x = 0.0650 \\ \mu_y = 0,6841 \end{cases}$$

$$M_x^u = \mu_x \times L^2 \times Q_u \Rightarrow M_x^u = 244,23KN.m$$

$$M_y^u = M_x \times \mu_y \Rightarrow M_y^u = 136,93KN.m$$

$$M_x^s = \mu_x \times L^2 \times Q_s \Rightarrow M_x^s = 198,55 \text{ KN.m}$$

$$M_y^s = M_x \times \mu_y \Rightarrow M_y^s = 135,82 \text{ KN.m}$$

Sachant que :

ELU :

$$\text{En travée } M_{tx}^u = 0.85M_x = 207,59 \text{ KN.m et } M_{ty}^u = 0.85M_y = 116,39KN.m.$$

$$\text{En appuis } M_{ax}^u = 0.5M_x = 122,11KN.m \text{ et } M_{ay}^u = 0.5M_y = 68,46KN.m.$$

ELS :

$$\text{En travée } M_{tx}^s = 0.85M_x = 168,76 \text{ KN.m et } M_{ty}^s = 0.85M_y = 115,44KN.m.$$

$$\text{En appuis } M_{ax}^s = 0.5M_x = 99,27KN.m \text{ et } M_{ay}^s = 0.5M_y = 67,91KN.m.$$

Le ferrailage se fait a la flexion simple pour une section rectangulaire $b \cdot h (1 \cdot 0,45) m^2$

❖ **Condition de non fragilité :**

On a une dalle d'épaisseur $e \geq 12 cm$ et $\rho > 0.4$ donc la valeur minimal des armatures est :

$$\begin{cases} A_x = \frac{\rho_0(3 - \rho) \times b \times e}{2} \\ A_y = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

Pour des aciers Haut adhérence HEFeE400 ($\rho_0 = 0.0008$)

$$A_x = 3,99 cm^2$$

$$A_y = 3,6 cm^2$$

Les résultats de calcul du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Les armatures dans le radier

Sens	Localisation	M (KN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{opté}$ (cm ² /ml)	Choix /ml	S_t (cm)
X-X'	Travée	207,59	14,47	3,99	16,08	8HA16	12,50
	Appuis	122,39	8,38	3,99	9,05	8HA12	12,50
Y-Y'	Travée	116,39	7,63	3,60	7,70	5HA14	22,50
	Appuis	67,91	4,63	3,60	5,65	5HA12	22,50

b. Vérifications :

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

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28}$$

$$V_x = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 273.19 KN$$

$$\tau_u = \frac{273,19}{1 \cdot 0,45} = 0.607 MPa \leq \tau_{adm} = 1.25 MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

$$V_y = \frac{q_u L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 349,43 KN$$

❖ **Vérifications a l'ELS**

- **État limite de compression du béton**

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2.Vérification des contraintes dans le béton

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Sens xx	En travée	168,76	12,19	289340,11	7,10	15	Vérifiée
	En appuis	99,27	9,53	180923,46	5,23	15	Vérifiée
Sens yy	En travée	115,44	8,87	157803,04	6,49	15	Vérifiée
	En appuis	67,91	7,73	120823,03	4,35	15	Vérifiée

• **Les contraintes dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Tableau VI.3.Vérification des contraintes dans l'acier

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σs(MPa)	$\bar{\sigma}_s$	Observation
Sens xx	En travée	168,76	12,19	289340,11	269,54	201,83	Non Vérifiée
	En appuis	99,27	9,53	180923,46	275,44	201,83	Non Vérifiée
Sens yy	En travée	115,44	8,87	157803,04	340,42	201,83	Non Vérifiée
	En appuis	67,61	7,73	120823,03	297,34	201,83	Non Vérifiée

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée dans les deux sens. Donc il faut recalculer la section d'acier

Tableau.VI.4.Nouveau ferrailage

Localisation		A _{adop} (cm ² /ml)	A _{min}	S _t (cm)
Sens x-x	En Travée	4HA16+4HA20 = 20,61	3,99	12,50
	En appuis	4HA16+4HA14 =14,20	3,99	12,50
Sens y-y	En Travée	4HA16+4HA14=14.20	3,6	12,50
	En appuis	6HA14 = 9,24	3,6	18

Les résultats des vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.5.Vérification des nouvelles contraintes

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_s (MPa)	Observation
Sens x-x	En travée	168,76	20,61	13,50	351050,25	196,42	Vérifiée
	En appuis	99,27	14,20	11,57	262038,19	178,59	Vérifiée
Sens y-y	En travée	115,44	14,20	11,57	262038,19	189,39	Vérifiée
	En appuis	67,61	9,24	9,61	184107,40	184,69	Vérifiée

On constate que les vérification des contraintes d'acier sont vérifiées

❖ **Espacement des armatures :**

Armatures // L_x : $S_t = 12,50 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Armatures // L_y : $S_t = 12,50 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

d. Schéma de ferrailage du radier :

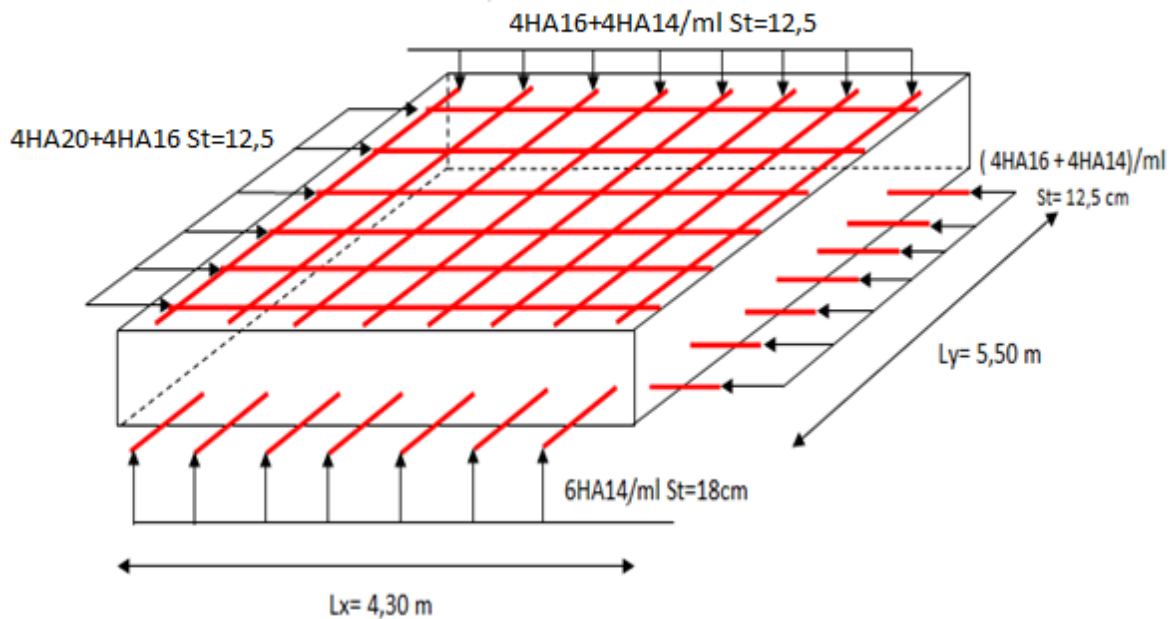


Figure VI. 3.Schéma de ferrailage du radier

VI.3.3.4. Etudes des nervures :

la méthode forfaitaire ne s'applique pas car on a une fissuration préjudiciable, donc on applique la méthode de Caquot.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.3}{5.5} = 0.78 > 0.4 \Rightarrow \text{La transmission des charges sera subdivisée en deux charges}$$

(triangulaires et trapézoïdales).

- **charges triangulaires :** $p_U = \frac{Qu * L_y}{3}$

- **charges trapézoïdales :** $p_U = (1 - \frac{\rho^2}{3}) * \frac{Qu * L_x}{2}$

$$Qu = \frac{73479,15}{324,86} = 226,18 \text{KN} / \text{m}^2 .$$

a. Calcul des sollicitations :**Calcul des moments en appuis :**

$$M_I = - \frac{(P_g * l_g'^3 + P_d * l_d'^3)}{8,5 * (l_g' + l_d')}$$

Avec : $l' = 0.8 * l$: Pour une travée intermédiaire.

$l' = l$: Pour une travée de rive.

■ Calcul des moments en travées :

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

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

$$\text{Avec : } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P * l_i}$$

Pour l'appui de rive : $M_a = 0.15 * M_0$ avec : $M_0 = \frac{Nu * L^2}{8}$

- Sens (x-x)

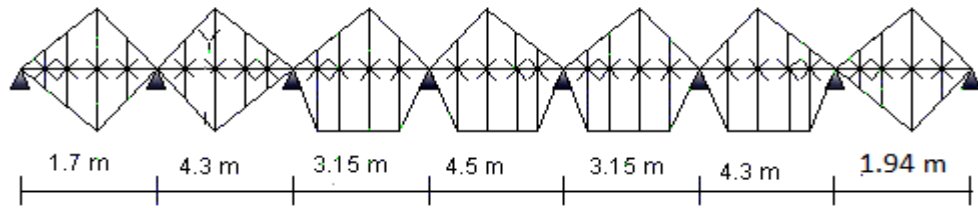


Figure.VI.4.Charges transmises aux nervures sens x-x.

- Sens (y-y)

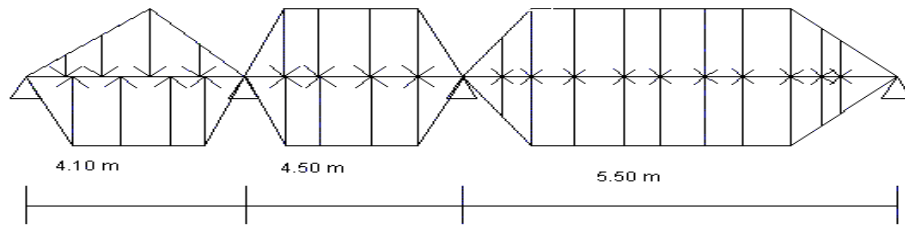


Figure.VI.5.Charges transmises aux nervures sens y-y.

- Sens X-X :

Tableau VI.6.Récapitulation des moments dans le sens x-x

Travée	L_x (m)	P_u (KN/ml)	L'_x (m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_i (KN.m)
				M_g	M_d		
AB	1,7	256,33	1,7	- 13,89	- 632,94	0,57	27,84
BC	4,3	648,38	3,44	- 632,94	- 638,36	2,14	862,91
CD	3,15	371,52	2,52	- 638,26	- 586,50	1,62	- 151,26
DE	4,5	526,50	3,6	- 586,50	- 586,50	2,25	746,20
EF	3,15	371,52	2,52	- 586,50	- 638,36	1,53	- 151,26
FG	4,30	648,38	3,44	- 638,36	- 623,55	2,15	867,62
GH	1,94	292,52	1,94	- 623,55	- 20,50	1,02	- 19,04

- Sens Y-Y :

Tableau VI.7.Récapitulation des moments dans le sens y-y

Travée	L_y (m)	P_u (KN/ml)	L'_y (m)	M_a (KN.m)		Y (m)	M_i (KN.m)
				M_g	M_d		
A'B'	4,10	431,06	4,10	- 135,86	- 622,06	1,77	543,11
B'C'	4,50	235,88	3,6	- 622,06	- 1137,06	1,76	- 254,73
C'D'	5,5	462,49	5,5	- 1137,06	- 262,32	3,09	1076,44

b. Ferrailage :

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

$b_0 = 70\text{cm}$. (section de poteaux)

$h = 100\text{ cm}$.

$h_0 = 45\text{ cm}$.

$d = 95\text{ cm}$.

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) = \min\left(\frac{550}{10}, \frac{430}{2}\right) = 55\text{cm}.$$

$$\Rightarrow b = 180\text{cm}.$$

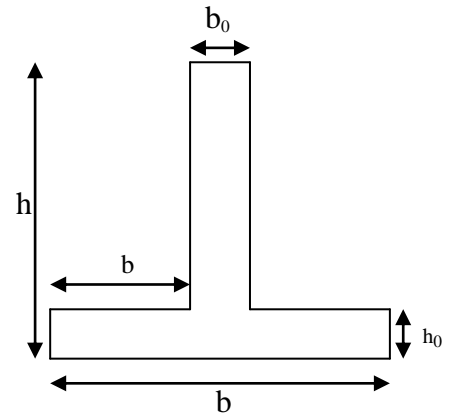


Figure VI.6. Section à ferrailer

Le moment équilibré par la table :

$$M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 * 1,80 * 0,45 * \left(0,95 - \frac{0,45}{2} \right) = 8338,95\text{ KN.m}.$$

l'axe neutre passe par la table de compression: calcul d'une section rectangulaire ($b_0 * h$)

Le ferrailage des nervures adopté pour le cas le plus défavorable dans les deux sens ;

Tableau.VI.8.Ferrailage de la nervure

Sens	Localisation	M_t (KN,m)	A_{CAL} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
X-X	Travée (FG)	867,62	26,77	35	10 HA20 = 31,42
	Appui (F)	638,36	19,59		5HA20+5HA16 = 25,76
Y-Y	Travée (C'D')	1076,44	33,7	35	5HA25+5HA16=34,60
	Appui (C')	1137,06	35,30		5HA25+5HA20=40,25

Remarque:

- Pour les ferrailage de la nervure on prend le ferrailage le plus défavorable dans les deux sens (x-x,) et (y-y) et on ferraille avec ce résultats toutes les autres trames.

c. Vérifications :

A l'ELU :

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

$$V_{max} = \frac{Qu \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{max} = 1113,34\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.9.Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
Sens X-X	1113,34	1.67	2.5	Vérifiée
Sens Y-Y	1607,99	2.41	2.5	Vérifiée

➤ A l'ELS :

Tableau VI.10.Les sollicitation maximale a l'ELS

Sens	L (m)	Ps (KN).	Ma (KN.m)	Mt (KN.m.)	X(m)	Vu (KN)
Sens X-X	4,30	473,60	466,27	633,62	2,15	- 1020,70
Sens Y-Y	5,50	348,83	854,23	813,38	3,09	- 1078,625

- État limite de compression du béton :

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

- 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.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11.Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M ser (KN.m)	A (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
X-X	travée	633,62	31,42	29,66	2620950,27	7,17	15	236,93	201.63
	appui	466,27	25,76	27,33	2245730,59	5,67	15	210,74	201.63
Y-Y	travée	813,38	34,60	30,84	2820881,95	8,89	15	277,48	201.63
	appui	854,23	40,25	32,76	3159184,83	8,86	15	252,42	201.63

On remarque que la contrainte dans d'aciers n'est pas vérifiée dans le sens y-y donc on augmente la section de ferrailage

Tableau.VI.12.Nouveau ferrailage

Sens	Localisation	A _{adop} (cm ² /ml)	A _{min} cm ²
Sens x-x	En Travée	5HA25+ 5HA20 = 40,25	35
	En appuis	5HA25+ 5HA16 = 34,60	
Sens y-y	En Travée	10HA25 = 49,09	35
	En appuis	5HA25+10HA20=55,96	

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.13.Vérification des nouvelles contraintes

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σS (MPa)	Observation
Sens x-x	En travée	633,62	40,25	32,76	3159184,83	187,23	Vérifiée
	En appuis	466,27	34,60	30,84	2820881,95	159,06	vérifiée
Sens y-y	En travée	813,38	49,09	35,40	3650742,96	199,15	vérifiée
	En appuis	854,23	55,96	37,22	4005472,22	185,82	Vérifiée

- **Armatures transversales**

Soit 6HA10=4,71 cm²(cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux +2épingle)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) = \min(28,5;70;16) = 20mm \text{ Soit } \phi_t = 15mm.$$

➤ Espacement des aciers transversaux :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{t\min}\right) \Rightarrow S_t = \min(25;12;20) = 12cm \text{ soit } S_t = 10cm.$$

- **Espacement des aciers transversaux**

On prend St=10cm en zone nodale et 15cm en zone courante.

d. Plans de ferrailage :

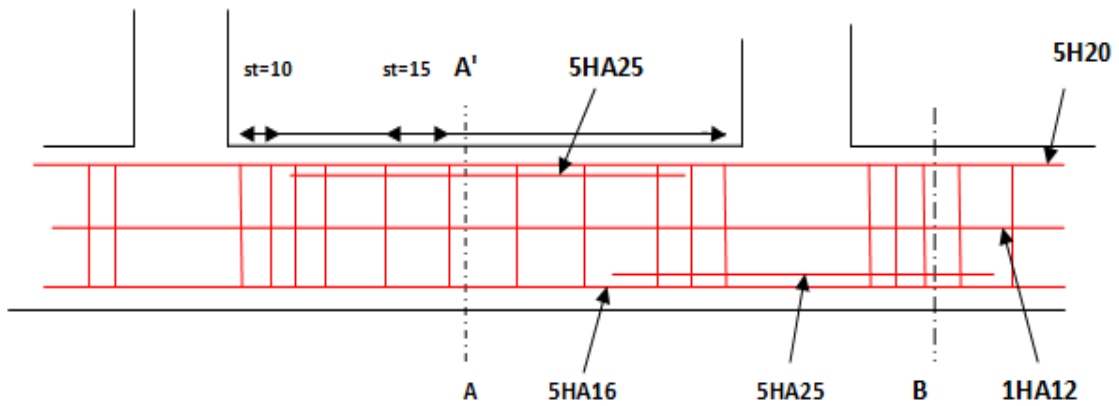


Figure.VI.7 Schéma de ferrailage de la nervure sens x-x.

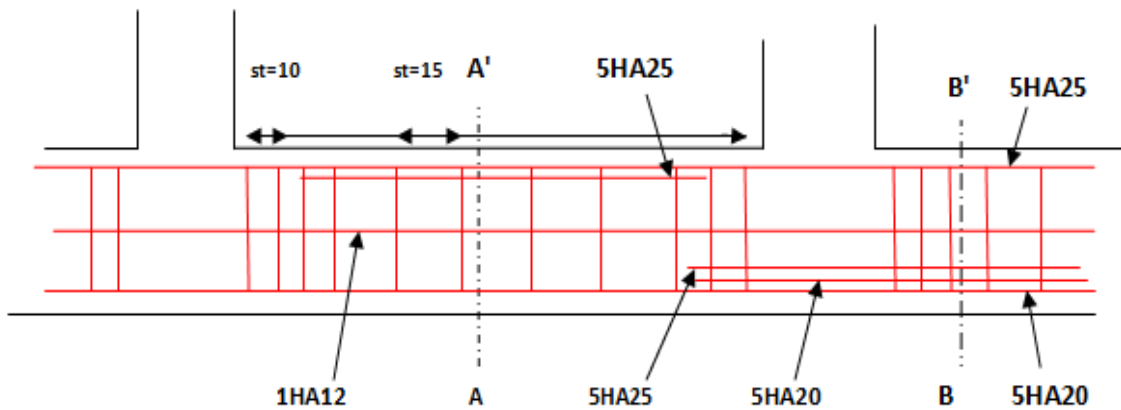


Figure. V.I.8. Schéma de ferrailage de la nervure sens y-y.

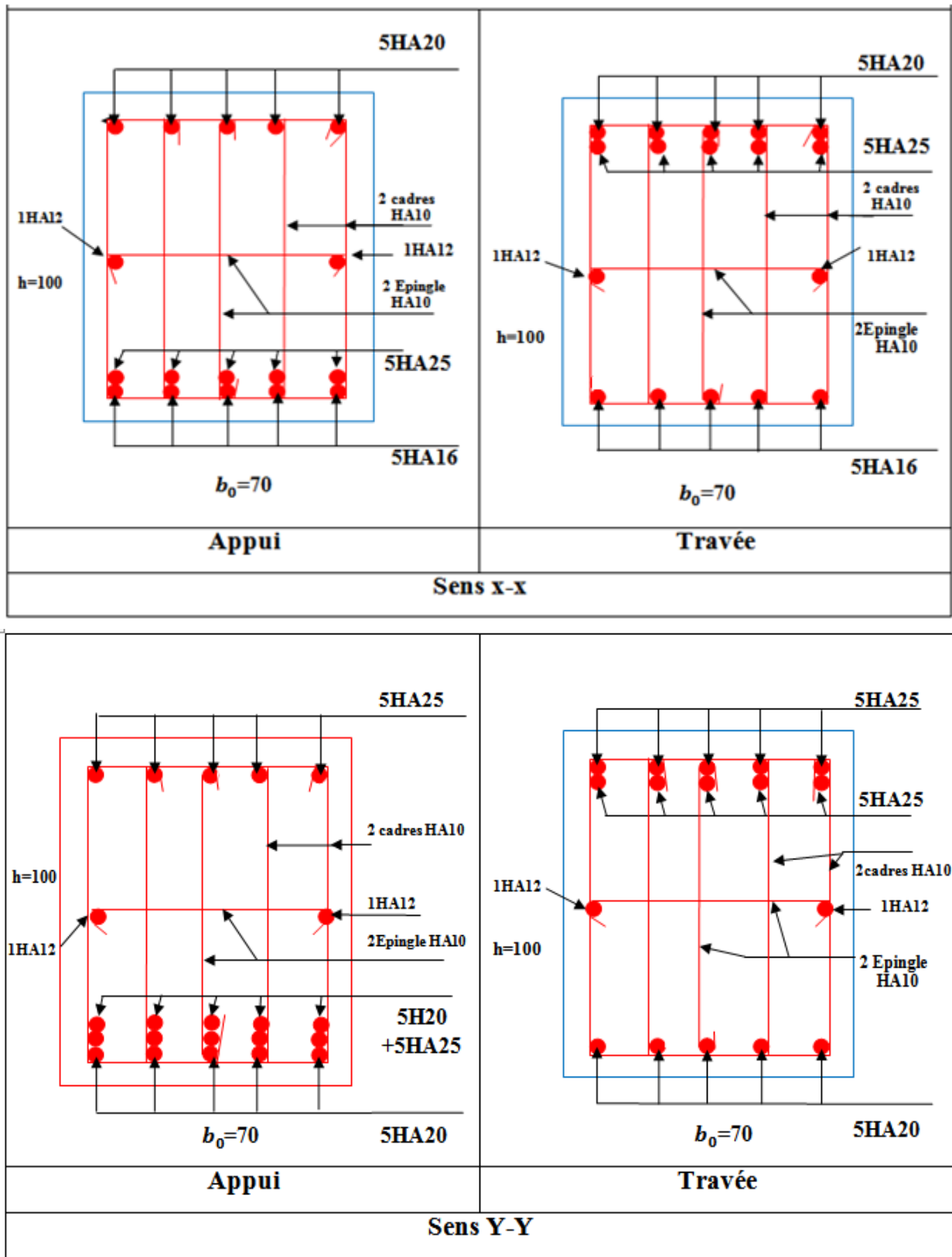


Figure VI.9. Coupes transversale des nervures

VI.4. Etude de la fondation niveau 9,18 :

IV.4.1. Choix de types de fondation :

Pour éviter tout tassement différentielle et risque de cisaillement entre les deux niveau on opte pour la même type de fondation soit un radier générale au niveau 9,18.

VI.4.1.1. Pré dimensionnement :

$N = 7751,012$ KN. (Poids du décrochement au niveau 9,18m)

$$S_r \geq \frac{N}{\bar{\sigma}} = \frac{7751,012}{180} = 43,06 \text{ m}^2$$

Or que la surface de notre bâtiment au niveau (+9,18) est de $S=108,28 \text{ m}^2$; donc on prend $S_r = S$

$$S_{radier} = S_{bat} \rightarrow \text{On n'a pas besoin de débord}$$

b) Condition de coffrage

➤ **Nervure**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{470}{10} = 47 \text{ cm} \text{ soit } h=50 \text{ cm.}$$

➤ **La dalle :**

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{470}{20} = 23,5 \text{ cm soit } h=30 \text{ cm.}$$

❖ **Condition de rigidité :** [5]

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots (1)$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \dots\dots\dots (2)$$

E : Module d'élasticité du béton $E=3.216 \cdot 10^4 \text{ MPa}$

I : inertie de la section du radier : $I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}$.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle. prend une bande de 1 m.

$$\text{De (1) et (2)} \geq h_t = \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \approx 0,66 \text{ m}$$

❖ **Condition de cisaillement :**

N_d : l'effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$N_d = 18115,83$ KN (calcul sap)

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \times 1 = \frac{18115,83 \times 4,7}{2 \times 108,28} \times 1 = 393,16 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow d = \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0,34 \text{ m}$$

A partir des deux conditions on prend :

$h_t = 70 \text{ cm}$. Pour les nervures du radier.

$h_r = 40 \text{ cm}$. Pour la dalle de radier.

VI.4.1.2. Les vérifications nécessaires :

a. Vérification au poinçonnement :

$$\text{Il faut vérifier que : } N_U \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad [1]$$

N_U : L'effort normal maximal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

$$U_c = 8,6 \text{ m.}$$

$$N = 1978,94 \text{ KN}$$

$$N_u = 1978,94 \text{ KN} \leq 0.045 \times 8,6 \times 0,40 \times \frac{25}{1.15} = 3365,12 \text{ KN} . \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification de la contrainte dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} (x, y)$$

D'après le logiciel Socotec .

$$I_x = 199,34 \text{ m}^4 ; \quad Y_G = 2,35 \text{ m.}$$

$$I_y = 4790,31 \text{ m}^4 ; \quad X_G = 11,52 \text{ m.}$$

Avec σ_{max} et σ_{min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémité du radier.

Avec σ_{max} et σ_{min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémité du radier.

➤ **Sens Y-Y' :**

N: L'effort normale du aux charges verticales.

M y : Moment sismique à la base.

$$N = 7751,012 \text{ KN} \text{ et } M_y = 2368,32 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{7751,012}{108,28} + \frac{2368,32}{4790,31} \times 11,52 = 77,27 \text{ KPa} \leq \overline{\sigma_{sol}} = 180 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{7751,012}{108,28} - \frac{2368,32}{4790,31} \times 11,52 = 65,88 \text{ KPa} \leq \overline{\sigma_{sol}} = 180 \text{ KPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 74,42 \text{ KPa} < \sigma_{sol} = 180 \text{ KPa} \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Sens X-X' :**

$$N = 7751,012 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_x = 2742,89 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{7751,012}{108,28} + \frac{2742,89}{199,34} \times 2,35 = 103,91 \text{ KPa} \leq \overline{\sigma_{sol}} = 180 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{7751,012}{108,28} - \frac{2742,89}{199,34} \times 2,35 = 39,24 \text{ KPa} \leq \overline{\sigma_{sol}} = 180 \text{ KPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 87,74 < \sigma_{sol} = 180 \text{ KPa} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

b. Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que :

$$N_u \geq P = f_s \times H \times S \times \gamma_w$$

Avec : $f_s = 1.5$, coefficient de sécurité.
 $H=4,2$ m Hauteur d'ancrage
 $S = 108,28 \text{ m}^2$, surface du radier.
 $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$, Poids volumique de l'eau.

$$N_u = 18115,83 \text{ KN}$$

$$N_u \geq P = 1.5 \times 4,2 \times 108,28 \times 10 = 6821,64 \text{ KN} \text{ la condition est vérifiée}$$

d. Vérification au renversement :

Selon le RPA99 (Article 10.1.5) on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$.

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{2368,32}{7751,012} = 0,30 < \frac{23,04}{4} = 5,76 \text{ m} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{2742,89}{7751,012} = 0,35 < \frac{4,7}{4} = 1,175 \text{ m} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

VI.4.2. Etude de la dalle du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

VI.4.2.1. Calcul des sollicitations :

$$N_u = 18115,83 \text{ KN} \text{ (calcul sap)}$$

$$Q_u = \frac{N_u}{S_t} = \frac{18115,83}{108,28} = 167,30 \text{ KPa}$$

$$N_s = 13199,23 \text{ KN} \text{ (calcul sap)}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_t} = \frac{13199,23}{108,28} = 121,89 \text{ KPa}$$

$$L_x = 4,50 \text{ m} \text{ et } L_y = 4,70 \text{ m} \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,95$$

$\rho >$ donc le panneau travail dans les deux sens \Rightarrow ELU: $\begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$ Annexe. I
 \Rightarrow ELS: $\begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0,9236 \end{cases}$

$M_x^u = \mu_x \times L^2 \times Q_u \Rightarrow M_x^u = 138,90 \text{ KN.m}$
 $M_y^u = M_x \times \mu_y \Rightarrow M_y^u = 123,27 \text{ KN.m}$
 $M_x^s = \mu_x \times L^2 \times Q_s \Rightarrow M_x^s = 119,92 \text{ KN.m}$
 $M_y^s = M_x \times \mu_y \Rightarrow M_y^s = 110,75 \text{ KN.m}$

Sachant que :

ELU :

En travée $M_{tx}^u = 0.85M_x = 118,065 \text{ KN.m}$ et $M_{ty}^u = 0.85M_y = 104,779 \text{ KN.m}$.

En appuis $M_{ax}^u = 0.5M_x = 69,45 \text{ KN.m}$ et $M_{ay}^u = 0.5M_y = 61,63 \text{ KN.m}$.

ELS :

En travée $M_{tx}^s = 0.85M_x = 101,93 \text{ KN.m}$ et $M_{ty}^s = 0.85M_y = 94,13 \text{ KN.m}$.

En appuis $M_{ax}^s = 0.5M_x = 59,96 \text{ KN.m}$ et $M_{ay}^s = 0.5M_y = 55,37 \text{ KN.m}$.

Le ferrailage se fait a la flexion simple pour une section rectangulaire $b \times h(1 \times 0,40)m^2$

➤ **Condition de non fragilité :**

On a une dalle d'épaisseur $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0.4$ donc la valeur minimal des armatures est :

$$\begin{cases} A_x = \frac{\rho_0(3 - \rho) \times b \times e}{2} \\ A_y = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

Pour des aciers Haut adhérence HEFeE400 ($\rho_0 = 0.0008$)

$A_x = 2,87 \text{ cm}^2$

$A_y = 2,80 \text{ cm}^2$

Les résultats de calcul du ferrailage sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau.VI.14. Les armatures dans le radier

Sens	Localisation	M(KN.m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{opté}$ (cm^2/ml)	Choix /ml	S_t (cm)
X-X'	Travée	118,065	8,61	2,87	9,24	6HA14	20
	Appuis	69,45	5,34	2,87	5,65	5HA12	25
Y-Y'	Travée	104,77	8,14	2,80	9,24	6HA14	20
	Appuis	61,63	4,73	2,80	5,65	5HA12	25

IV.4.2.2. Vérification :

➤ **Vérifications à l'ELU :**

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

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \leq \tau_{adm} = 0.05f_{c28}$$

$$V_x = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 255,20KN$$

$$\tau_u = \frac{255,20}{0,4} = 0,638MPa \leq \tau_{adm} = 1,25MPa \dots\dots\dots condition \text{ v\u00e9rifi\u00e9}$$

$$V_y = \frac{q_u L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 266,54KN$$

$$\tau_u = \frac{266,54}{0,4} = 0,666 MPa \leq \tau_{adm} = 1,25MPa \dots\dots\dots condition \text{ v\u00e9rifi\u00e9}$$

➤ **V\u00e9rifications \u00e0 l'ELS**

- **\u00c9tat limite de compression du b\u00e9ton :**

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

Les r\u00e9sultats sont r\u00e9sum\u00e9s dans le tableau suivant :

Tableau .VI.15. V\u00e9rification des contraintes dans le b\u00e9ton

Sens	Localisation	M _s (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Sens xx	En trav\u00e9e	101,93	8,97	140861,69	7,52	15	V\u00e9rifi\u00e9e
	En appuis	59,96	7,22	82838,42	4,66	15	V\u00e9rifi\u00e9e
Sens YY	En trav\u00e9e	94,13	8,97	140861,69	5,99	15	V\u00e9rifi\u00e9e
	En appuis	55,37	7,22	92838,42	4,31	15	V\u00e9rifi\u00e9e

- **Les contraintes dans l'acier**

La fissuration est pr\u00e9judiciable donc La contrainte de traction des armatures est limit\u00e9e, c'est le cas des \u00e9l\u00e9ments expos\u00e9s aux intemp\u00e9ries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63MPa$$

Tableau.VI.16. V\u00e9rification des contraintes dans l'acier

Localisation	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$	Observation	
Sens xx	En trav\u00e9e	101,93	9,24	8,97	140861,69	364,92	201,63	Non v\u00e9rifi\u00e9e
	En appuis	59,96	5,65	7,22	92838,42	298,16	201,63	Non v\u00e9rifi\u00e9e
Sens yy	En trav\u00e9e	94,13	9,24	8,97	140861,69	290,98	201,63	Non V\u00e9rifi\u00e9e
	En appuis	55,37	5,65	7,22	92838,42	275,33	201,63	Non v\u00e9rifi\u00e9e

On remarque que la condition $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$ n'est pas vérifiée dans le sens x-x ainsi que dans le sens y-y en travées et appuis. Donc il faut augmenter la section d'acier

Tableau.VI.17 .Nouveau ferrailage

Localisation		$A_{adp} (cm^2/ml)$	A_{min}	$S_t(cm)$
Sens x-x	En Travée	8HA16= 16,08	5,32	12
	En appuis	8HA12= 9,05	4,8	12
Sens y-y	En Travée	8HA16 = 16,08	5,32	12
	En appuis	8 HA12 =9,05	4,8	12

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau. VI.18. Vérification des nouvelles contraintes

Localisation		$M_s (KN.m)$	$A_s(cm^2)$	Y(cm)	$I(m^4)$	$\sigma_s (MPa)$	Observation
Sens x-x	En travée	101,93	16,08	11,34	220043,38	185,24	Vérifiée
	En appuis	59,96	9,05	8,89	138453,32	189,09	vérifiée
Sens y-y	En travée	94,13	16,08	11,34	220043,38	171,06	Vérifiée
	En appuis	55,37	9,05	8,89	138453,32	174,62	Vérifiée

On constate que toute les vérifications des contraintes dans l'acier son vérifiée.

❖ **Espacement des armatures :**

Armatures // L_x : $S_t = 12 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Armatures // L_y : $S_t = 12 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

VI.4.2.3. Schéma de ferrailage du radier :

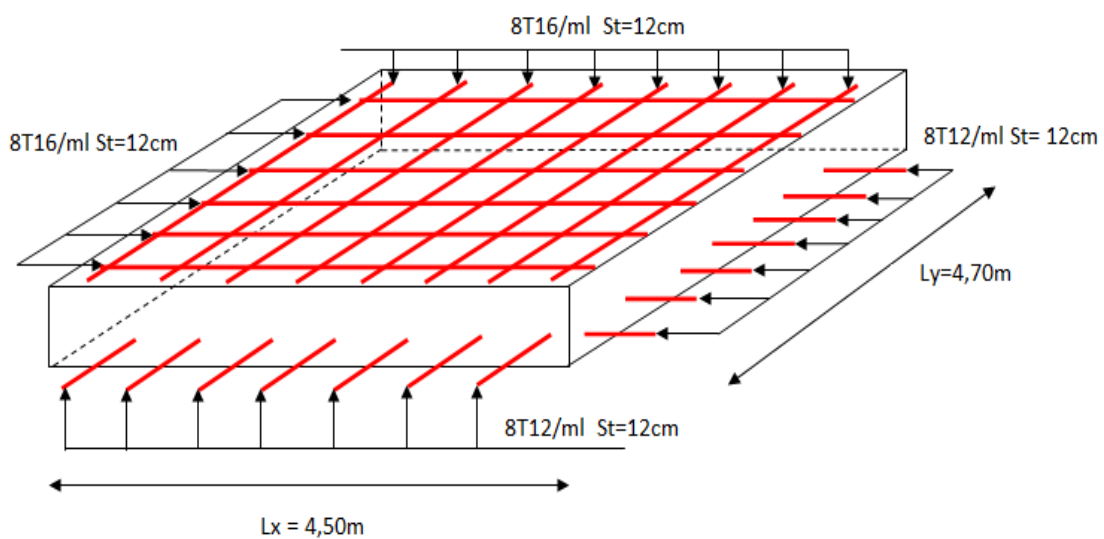


Figure VI.10. Schéma de ferrailage de radier.

VI.4.3. Etude des nervures :

la méthode forfaitaire ne s'applique pas car on a une fissuration préjudiciable, donc on applique la méthode de Caquot.

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,5}{4,70} = 0,95 > 0,4 \Rightarrow$ La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (triangulaires et trapézoïdales)

- charges triangulaires : $p_U = \frac{Qu * L_y}{3}$

- charges trapézoïdales : $p_U = (1 - \frac{\rho^2}{3}) * \frac{Qu * L_x}{2}$

$$Qu = \frac{181185,83}{108,24} = 167,30KN / m^2$$

VI.4.3.1. Calcul des sollicitations :

▪ **Calcul des moments en appuis :**

$$M_I = \frac{(P_g * l_g'^3 + P_d * l_d'^3)}{8,5 * (l_g' + l_d')}$$

Avec : $l' = 0,8 * l$: Pour une travée intermédiaire.

$l' = l$: Pour une travée de rive.

▪ **Calcul des moments en travées :**

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

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

Avec : $x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P * l_i}$

Pour l'appui de rive : $M_a = 0,15 * M_0$ avec : $M_0 = \frac{Nu * L^2}{8}$

• **Sens (x-x)**

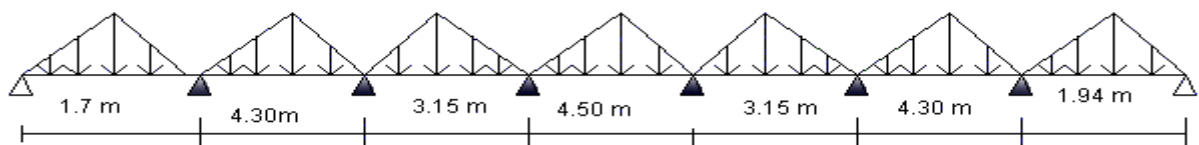


Figure.VI.11.Charges transmises aux nervures sens x-x.

- Sens (y-y)

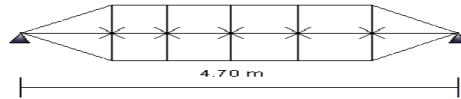


Figure VI.12.Charges transmises aux nervures sens y-y.

- Sens X-X :

Tableau.VI.19. Récapitulation des moments dans le sens longitudinal.

Travée	L_x (m)	P_u (KN/ml)	L'_x (m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
AB	1,7	94,80	1,7	-5,13	- 234,08	0,57	10,29
BC	4,3	239,79	3,44	-234,08	- 248,17	2,13	313,11
CD	3,15	175,66	2,52	-248,17	- 279,11	1,51	- 45,49
DE	4,5	250,95	3,60	-279,11	- 279,11	2,25	356,10
EF	3,15	175,66	2,52	-279,11	- 248,17	1,63	- 45,49
FG	4,30	239,79	3,44	-248,17	-230,72	2,16	314,8
GH	1,94	108,18	1,94	-230,72	- 7,63	1,01	- 7,16

- Sens Y-Y :

Tableau.VI.20.Récapitulation des moments dans le sens y.y.

Travée	L_y (m)	P_u (KN/ml)	L'_y (m)	M_a (KN.m)		Y (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A'B'	4,70	273,02	4,70	-113,08	-113,08	2,35	565,407

VI.4.3.2.Ferrailage :

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

$b_0 = 70\text{cm}$. (section de poteaux)

$h = 70\text{ cm}$.

$h_0 = 40\text{ cm}$.

$d = 65\text{ cm}$.

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) = \min\left(\frac{470}{10}, \frac{450}{2}\right) = 47\text{m}.$$

$$\Rightarrow b = 160\text{cm}.$$

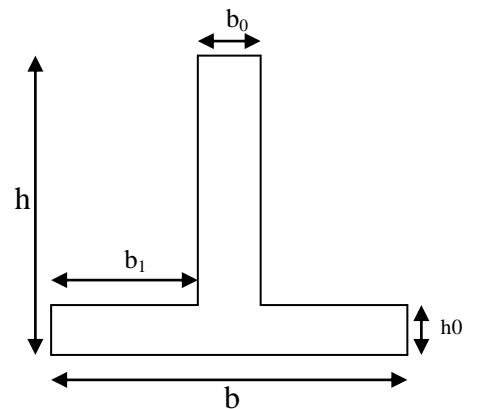


Figure VI.13.Section à ferrailer

➤ **Le moment équilibré par la table :**

$$M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 * 1,60 * 0,4 * \left(0,65 - \frac{0,4}{2} \right) = 4089,6 \text{ KN.m}$$

l'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul d'une section rectangulaire ($b_0 * h$)

Le ferrailage des nervures adopté pour le cas le plus défavorable dans les deux sens ;

Tableau.VI.21. Ferrailage de la nervure

Sens	Localisation	M_u (KN,m)	A_{CAL} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
X-X	Travée (DE)	356,10	15,32	24,5	5HA16+5HA14= 17,75
	Appui (D)	279,11	11,96		5HA14+5HA12 = 13,35
Y-Y	Travée (A'B')	565,407	24,96	24,5	5HA20+5HA16=25,76
	Appui (A')	113,08	6,03		5HA14 = 7,70

VI.4.3.3. Vérifications :

➤ **Vérification à l'ELU :**

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

$$V_{max} = \frac{Pu \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{max} = 689,71 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous:

Tableau.VI.22. Vérification de l'effort tranchant.

Sens	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens X-X	564,63	0,92	2,5	Vérifiée
Sens Y-Y	689,71	1,51	2,5	Vérifiée

A P'ELS :

Tableau .VI.23. Les sollicitation maximale a l'ELS

Sens	L(m)	P_s (KN.m.)	M_a (KN.m.)	M_s (KN.m.)	X(m)	V_u (KN.m.)
Sens X-X	4,50	182,83	- 203,34	259,44	2,25	411,36
Sens Y-Y	4,70	200,27	- 50,48	286,08	2,35	685,60

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

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

- **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.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.24.Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M_u (KN.m)	A_s (cm ²)	Y(cm)	I(m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	travée	259,44	17,75	18,75	723333,92	6,73	15	248,79	201,63
	appui	203,34	13,35	16,63	575829,55	5,87	15	256,18	201,63
Y-Y	travée	286,08	25,76	26,19	3646424,91	2,06	15	104,50	201,63
	appui	50,48	7,70	15,18	1267444,50	6,09	15	59,63	201,63

On remarque que la contrainte d' aciers n'est vérifiée dans le sens x-x donc on augmente le ferrailage.

Tableau.VI.25.Nouveau ferrailage

Localisation		A_{adp} (cm ² /ml)	A_{min} cm ²
Sens x-x	En Travée	5HA20+5HA14 = 23,40	35
	En appui	5HA16+5HA14 = 17,75	

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.26.Vérification des nouvelles contraintes

Localisation		M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_s (MPa)	observation
Sens x-x	En travée	259,44	23,40	21,01	895625,95	191,16	Vérifiée
	En appui	203,34	17,75	18,75	723333,92	194,99	vérifiée

On constate que la contrainte dans l'acier est vérifiée.

- **Armatures transversales :**

Soit 6HA10=4,71 cm²(cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux +2épingle)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(20;70;25)$$

Soit $\phi_t = 10mm$.

- **Espacement des aciers transversaux.**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l\min}; 30cm\right) \Rightarrow S_t = \min(17,5;19;30) = 17,5cm \quad \text{Soit } S_t = 15cm.$$

On prend $S_t=10cm$ en zone nodale et 15cm en zone courante.

VI.4.3.4. Plan de ferrailage de la nervure :

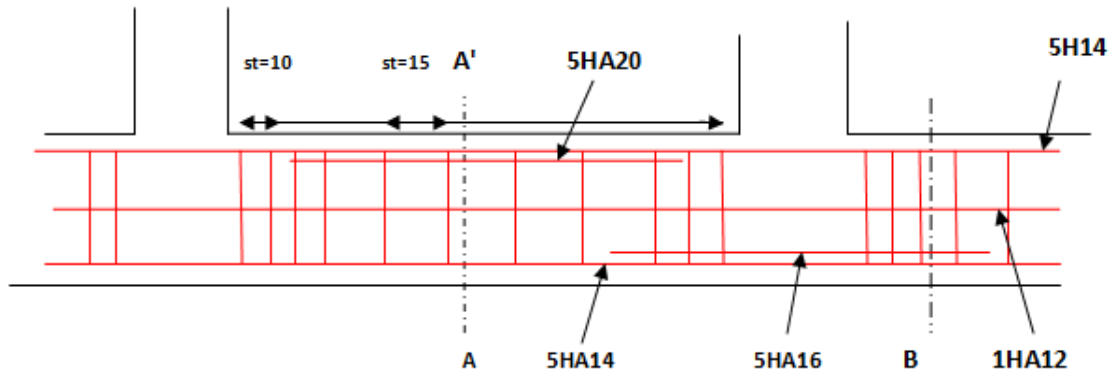
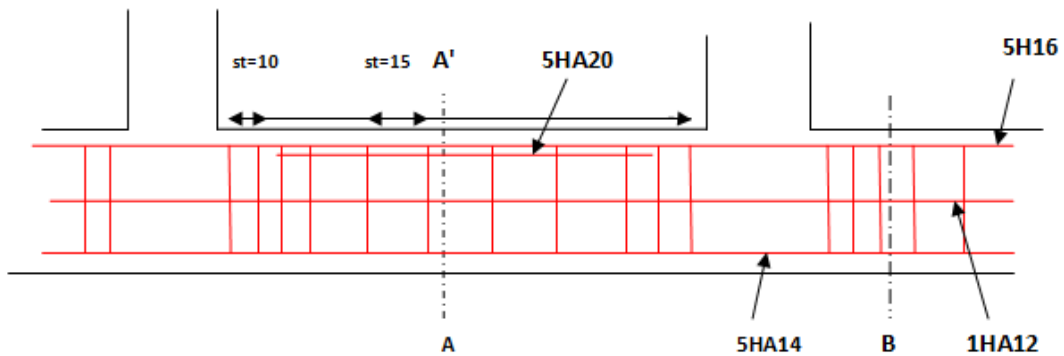


Figure IV.14. Sheema de ferrailage de la nervure niveau (9,18m) sens x-x



NN Figure IV.15. Sheema de ferrailage de la nervure niveau (9,18m) sens y-y

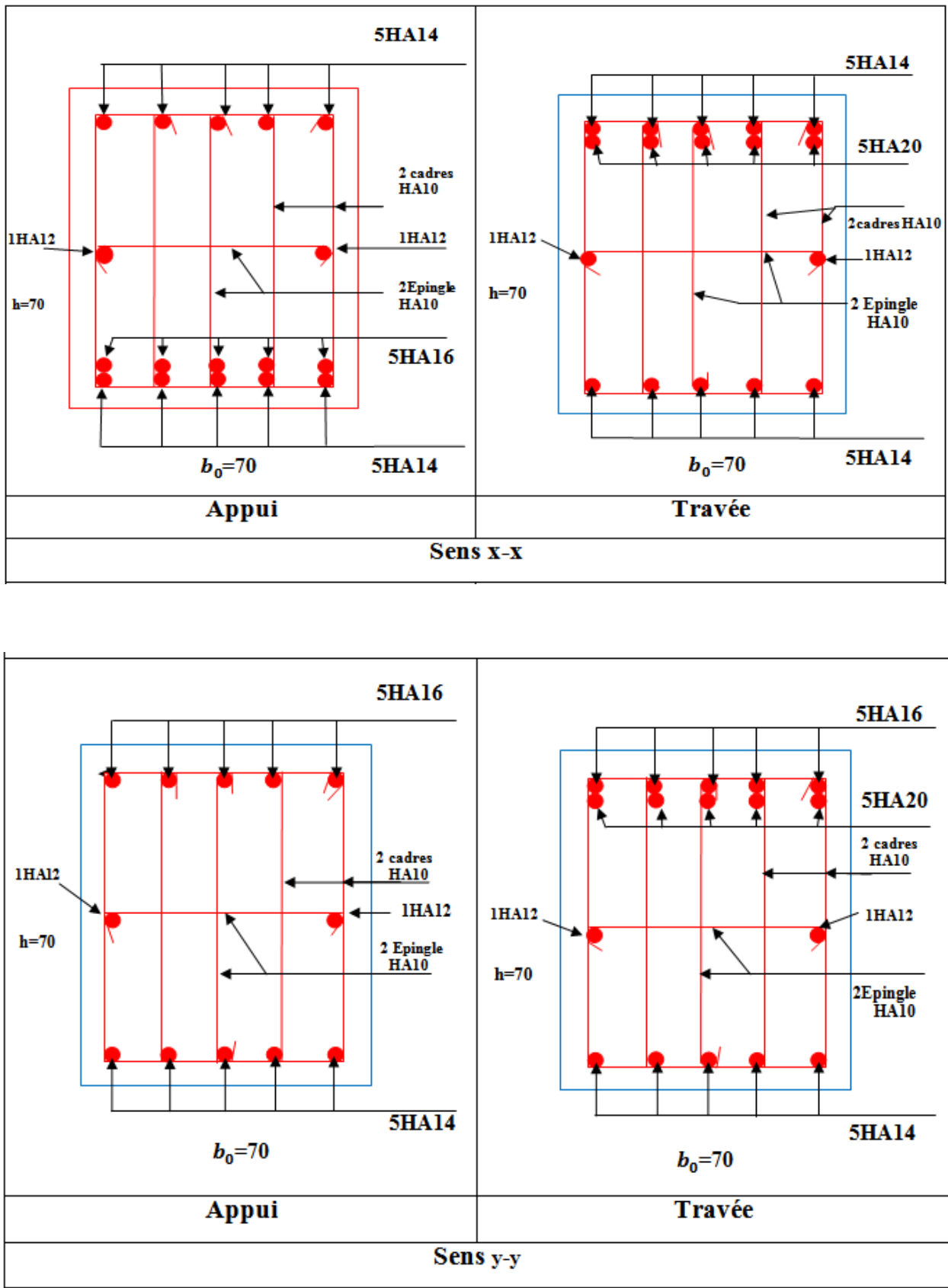


Figure VI.16. Coupes transversale des nervures.

VI.5.Voile périphérique :

Un voile périphérique de hauteur 9.18m est prévu, ce voile doit satisfaire les exigences minimales du RPA 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.

Pour notre cas le voile est soumis à la poussée des terres et à la charge (Q) qui est due au poids de la structure transmise à la deuxième fondation et une surcharge (q) qui est due au poids de la route qui passe juste à côté de la structure qui est estimé selon le DTR C.2.2 (charges permanentes et surcharges d'exploitations(q)) à 65KN/m².

VI.5.1. Détermination des contraintes [4]

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 :

$$\sigma_V = q + \gamma \cdot h + Q$$

$$K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$16,57^\circ = 0,289 \text{ rad}$$

$$K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{0,289}{2}\right) = 0.55$$

A ELU :

P=7751.012 KN

$$Q_u = \frac{N_u}{s} = \frac{7751,012}{108,28}$$

$$Q = 71,58 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_H = K_a (1.5 \times q + 1.35 \times \gamma \times h + Q)$$

Pour h=6.12M : $\sigma_H = 138,43 \text{KN} / \text{m}^2$

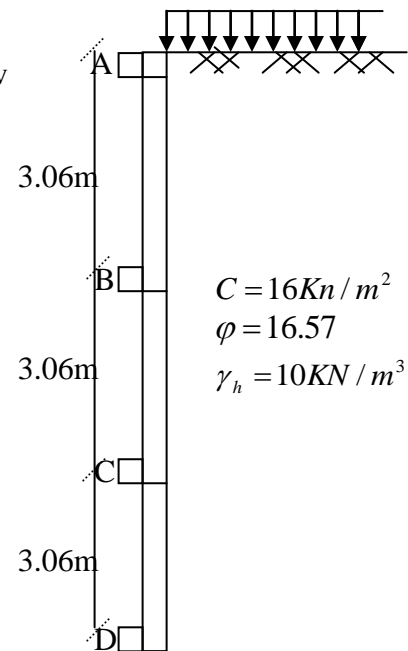


Figure VI.17.Schéma du voile périphérique

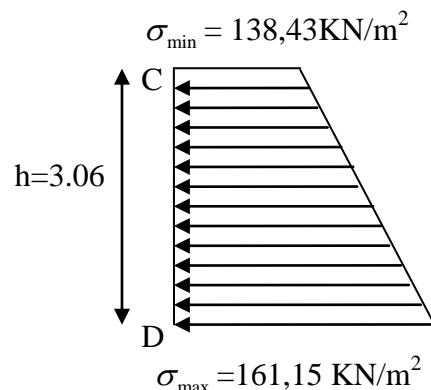


Figure.VI.18.Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELU

Pour $h=9.18m$: $\sigma_H = 161,15KN / m^2$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 155,47KN / m^2$$

A ELS:

$$\sigma_H = K_a (q + \gamma \times h + Q)$$

Pour $h=6.12m$: $\sigma_H = 108,78KN / m^2$

Pour $h=9.18m$: $\sigma_H = 125,60KN / m^2$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 121,39KN / m^2$$

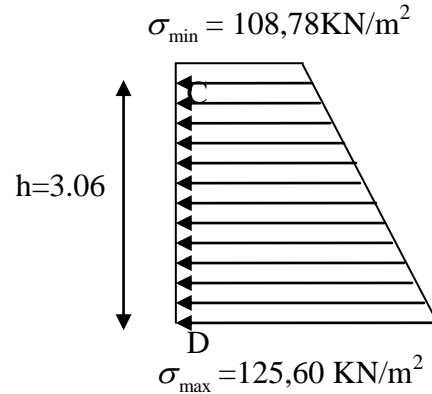


Figure.VI.19.Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELS

VI.5.2.Ferrailage du voile :

Pour le ferrailage on prend le panneau le plus défavorable.

Le mur se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une Contrainte moyenne

$$l_x = 3.06m$$

$$l_y = 4.50m$$

$$e = 30cm$$

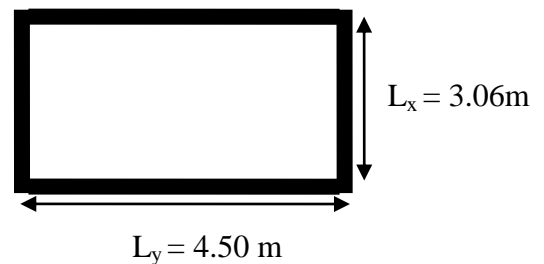


Figure.20.Le panneau le plus sollicité

A. Calcul des sollicitations

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.68 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

▪ **A ELU : ($\nu = 0$)**

$$\rho = 0.68 \Rightarrow \begin{cases} \mu_u = 0.0710 \\ \mu_y = 0.4034 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 103,35KN.m$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 41,69KN.m$$

$$M_x^t = 0.85M_{0x} = 87,84KN.m$$

$$M_y^t = 0.85M_{0y} = 35,44KN.m$$

$$M_x^a = -0.5M_{0x} = -51,67KN.m$$

$$M_y^a = -0.5M_{0y} = -20,84KN.m$$

▪ **A ELS : ($\nu = 0.2$)**

$$\rho = 0.68 \Rightarrow \begin{cases} \mu_u = 0.0767 \\ \mu_y = 0.5584 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 87,18 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 48,68 \text{KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 74,10 \text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 41,37 \text{KN.m}$$

$$M_x^a = -0.5 M_{0x} = -43,59 \text{KN.m}$$

$$M_y^a = -0.5 M_{0y} = -24,34 \text{KN.m}$$

B. Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times 0.30) \text{m}^2$, et en respectant la condition

de non fragilité suivante : Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

$$\begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases} \quad (\rho_0 = 0,0008)$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.27. Tableau du ferrailage du voile périphérique

Localisation		M_U (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Sens xx	En travée	78,84	9,51	2.78	7HA14=10,78	15
	En appuis	51,67	6,12		6HA12=6,79	18
Sens yy	En travée	35,44	4,16	2.40	5HA12=5,65	22
	En appuis	20,84	3,01		5HA10=3,93	22

C. Vérifications a l'ELS

- **État limite de compression du béton**

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.28.Vérification des contraintes dans le béton

Localisation		$M_s(\text{KN.m})$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$	(cm)	I(cm)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	observation
Sens xx	En travée	74,10	10,78	7,51	63582,79	8,76	Vérifiée
	En appuis	43,59	6,79	6,18	43942.05	6,14	Vérifiée
Sens yy	En travée	41,37	5,65	5.71	37741,43	6,27	Vérifiée
	En appuis	24,34	3,93	4,87	27737,57	4,27	Vérifiée

On voit bien que les contraintes dans le béton sont vérifiées dans les deux directions.

▪ Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.29.Vérification des contraintes dans l'acier

Localisation		$M_s(\text{KN.m})$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$	Y(cm)	I(cm)	$\sigma_s(\text{MPa})$	Observation
Sens xx	En travée	74,10	10,78	7,51	63582,79	305,58	Non Vérifiée
	En appuis	43,59	6,79	6,18	43942.05	279,88	Non Vérifiée
Sens yy	En travée	41,37	5,65	5.71	37741,43	317,05	Non Vérifiée
	En appuis	24,34	3,93	4,87	27737,57	264,94	Non Vérifiée

La contrainte dans l'acier σ_s en travée et en appuis, selon xx et yy est supérieure à la contrainte admissible, la condition n'est pas vérifiée on doit donc augmenter les sections des aciers.

Les résultats du nouveau ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Résultats des nouvelles contraintes d'acier .

Tableau VI.30. Tableau du nouveau ferrailage

Localisation		M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Sens xx	En travée	78,84	9,51	2.78	8HA16=16,05	12,5
	En appuis	51,67	6,12		5HA16=10,05	22,5
Sens yy	En travée	35,44	4,16	2.40	5HA14=7,7	22,5
	En appuis	20,84	3,01		5HA12=5,65	22,5

Tableau VI.31. Vérification des contraintes dans l'acier

Localisation		M_s (KN.m)	A_{adp} (cm ²)	Y (cm)	I (cm)	σ_s (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	74,10	16,05	8,82	85936,69	189,75	Vérifiée
	En appuis	43,59	10,05	7,30	60195,68	192,21	Vérifiée
Sens yy	En travée	41,37	7,70	6,53	48683,27	197,39	Vérifiée
	En appuis	24,34	5,65	5,71	37741,43	186,53	Vérifiée

On voit bien que les contraintes dans l'acier sont vérifiées dans les deux directions.

➤ **Espacement des armatures :**

Conformément au RPA l'espacement doit vérifier la condition suivante:

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

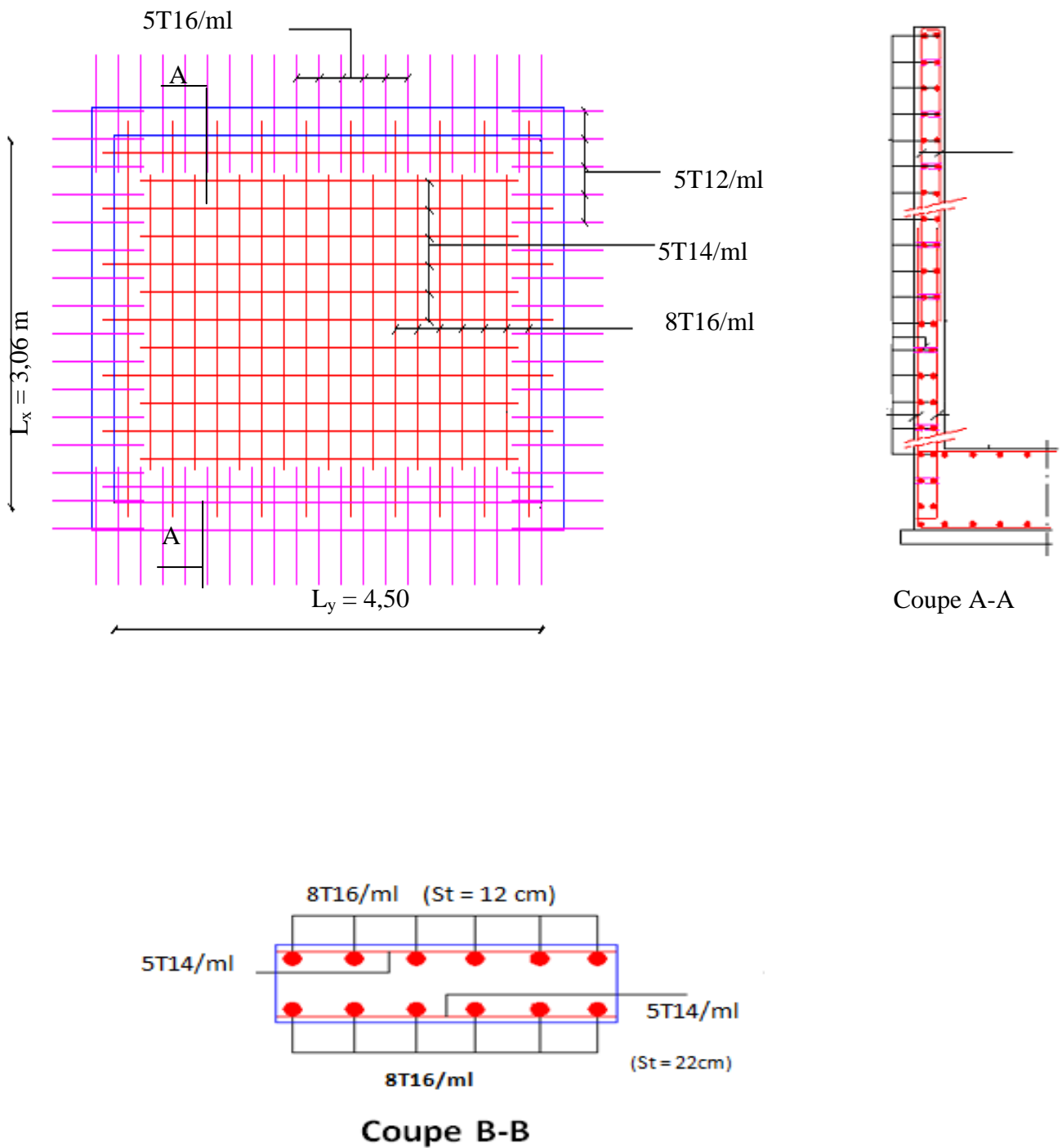


Figure VI.21. Schéma de ferrailage du voile Périphérique.

Conclusion générale

Le travail effectué dans le cadre de notre projet de fin de cycle consiste à l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (commerce et habitation) composé de (R+10+3Entres Sol). Ce bâtiment présente la particularité de reposer sur deux niveaux de fondations différents, ce qui a nécessité de prévoir un voile périphérique d'une hauteur de 9,18m pour maintenir en place les poussées des terres.

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a conduits 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, ce qui permet d'avoir un comportement proche de la réalité ;
2. La disposition des voiles est très importante pour avoir un bon comportement dynamique de la structure et ça en tenant en compte de l'interaction ;
3. La modélisation des escaliers dans la superstructure influe directement sur la nature des modes de vibrations, elles peuvent engendrer des modes de torsion non négligeables ;
4. Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure sont satisfaits, donc le facteur économique est respecté ;
5. L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée ;
6. Après l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum de RPA et cela est dû au surdimensionnement de ces dernières et à l'existence des voiles et aussi par les exigences du l'RPA qui valorise la sécurité par rapport à l'économie ;
7. Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoi que nous avons un sol qui a une contrainte de 1,80 bar. On a remarqué que les fondations superficielles ne peuvent être utilisées vue l'importance du poids de la structure et la faible surface du projet, et

cela nous a conduit à opter pour des fondations sur radier qui peuvent assurer la stabilité de notre structure.

8. Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- respect de réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée de la construction.

Les structures mixtes sont plus en plus utilisées dans les constructions, elles offrent une bonne rigidité à des coûts moyens.

Bibliographie

- [1] BAEL91 « Béton armé aux états limites; édition Eyrolles troisième tirage 1997 ».
- [2] CBA 93 « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».
- [3] Document technique réglementaire DTR BC 2 48 « Règles parasismiques Algériennes; RPA99/version 2003 ».
- [4] DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».
- [5] D.T.R. BC 2.33.1 « Méthodes de calcul des fondations superficielles ».
- [6] Henry Thonier « Conception et calcul des structures de bâtiments ».
- [7] Mr .Belazougui« Calcul des ouvrages en béton armé ; édition OPU, 1986 ».
- Rapport du sol.
- Autres documents consultés :
 - Cahiers de cours de cursus.
 - Mémoires de fin d'étude.
- Logiciels utilisées :
 - SAP 200 V14.0.0
 - Auto Cad
 - Matlab
 - Socotec
 - Paint

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_y}{l_x}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	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	0,4462
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	0,7933
0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
1,00	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

$\frac{l_y}{l_x}$ \ $\frac{l_x}{l_y}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,300	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	0,081	0,073	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,160	0,140	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,040
1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030

Annexe IV

**Tableau des Armatures
(en Cm²)**

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33