



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

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
Spécialité Matériaux et Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+12),
Contreventé par un système mixte
(Voiles-Portiques).**

Réalisé par :

M^r MOULOUDJI YACINE

M^r TAHIR FAROUK

Encadré par :

M^{me} AREZKI SAMIA

Membres de Jury:

M^{me} BOUGHAMSSA .W

M^{me} SOUIDI .F

Promotion 2014/2015

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier le bon Dieu de nous avoir donné la force, le courage, la santé et la patience pour accomplir ce modeste travail.

Nous remercions sincèrement les membres de jury qui ont fait l'honneur de juger ce travail.

*Nous tenons à exprimer nos remerciements et sincères reconnaissances à notre promotrice, **Madame AREZKI SAMIA** pour l'honneur qu'elle nous a fait en assurant l'encadrement du présent mémoire et pour son soutien scientifique et morale et pour ces précieux conseils.*

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

DEDICACES

Je dédie du fond du cœur ce modeste travail à ceux que j'aime :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents d'être là à mes cotés durant toutes ces années, que dieu vous garde et vous bénisse.

*A Mon cher frère : **NADJIB***

*A Ma chère Sœur : **SARAH -HIND***

*A mon binôme : **FAROUK***

*A tout mes amis : **DJIDJI, SNITCH, JAMES, FAIÇAL, DAOUD, FAWZI, ELHADJ...***

A tous les étudiants (es) du Génie Civil.

MOULOUDDJI YACINE

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

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

*A mes frères : **DADI ET ZIDANE***

*A mes sœurs : **KARIMA, BAHIA, FARIDA, SAIDA, RYMA, FARAH***

*A mon neveu : **HOUSSAM***

A mes cousins et cousines

*A mon Bînôme : **YACINE***

A tous mes amis (es) sans exception.

A tous les étudiants (es) du Génie Civil.

TAHIR FAROUK

Sommaire

Liste des figures	I
Liste des tableaux	III
Symboles et notations	VI
Introduction générale.....	1

Chapitre I : Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage	2
I.2 .Caractéristiques de la structure	2
I.2.1.Caractéristique géométrique	2
I.2.2. Données de site	2
I.2.3. Choix de contreventement	2
I.3. Règlements et normes utilisés	2
I.4.Caractéristiques des matériaux	3
I.4.1.Le béton	3
I.4.1.1.Définition	3
I.4.1.2.Contrainte limite	4
I.4.1.3. Déformation longitudinale du béton	4
I.4.2.L'acier	6
I.4.2.1.Définition	6
I.4.2.2.Résistance caractéristique de l'acier	6
I.4.2.2.1.Principales armatures utilisées.....	7
I.5.Conclusion	8

Chapitre II : Le pré dimensionnement

II.1. Introduction	9
II.2. Pré dimensionnement des éléments	9
II.2.1. Les planchers	9
II.2.1.1. Planchers à corps creux	9
II.2.1.2. Les Dalles pleines	11
II.2.2. Les poutres	12
II.2.3. Les poteaux	13
II.2.4. L'acrotère	14

Sommaire

II.2.5. Les voiles	14
II.2.6. Les escaliers	15
II.3. Descente de charges	16
II.3.1. La loi de dégression des charges d'exploitation	16
II.3.2. Evaluation des charges et surcharges	17
II.4. Les vérifications	26
II.4.1. Vérifications du critère de résistance.....	26
II.4.2. Vérification du critère de stabilité de forme	27
II.5. Conclusion	28

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction	29
III.2. Les planchers (corps creux et dalles pleines)	29
III.2.1. Planchers à corps creux	29
III.2.1.1 La disposition des poutrelles	29
III.2.1.2. Méthodes de calcul des poutrelles	30
a) La méthode forfaitaire	31
b) La méthode de Caquot	32
III.2.1.3. Etude des poutrelles	33
III.2.1.4. Calcul des moments et efforts tranchant des poutrelles	33
III.2.1.5. Récapitulation des sollicitations les plus défavorables	44
III.2.1.6. Ferrailage des poutrelles	44
A- Armature longitudinales	44
B- armatures transversales	47
III.2.1.7. Ferrailage de la dalle de compression	56
III.2.1.8. Schéma de ferrailage des poutrelles	57
III.2.2. Dalles pleines	58
III.2.2.1. Dalle sur deux appuis	59
III.2.2.1.1. Evaluation des charges	59
III.2.2.1.2. Les sollicitations	59
III.2.2.1.3. Ferrailage de la dalle pleine	60
III.2.2.1.4. Espacement des armatures	61
III.2.2.1.5. Vérifications	61

Sommaire

A-L'ELU	61
B-L'ELS	61
III.2.2.1.6.Vérification à l'ELS	62
III.2.2.1.7.Schéma de ferrailage	64
III.2.2.2. Dalle sur trois appuis	64
a-Méthode de calcul	64
b-Evaluation des charges	65
c) Ferrailage à l'E.L.U	66
III.3.Etude de l'acrotère	70
III.3.1.Hypothèse de calcul	70
III.3.2. Evaluation des charges	70
III.3.3. Calcul des sollicitations.....	71
III.3.4.Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime	71
III.3.5.Vérifications	73
III.3.6.Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	74
III.4. Les escaliers	75
III.4.1.Evaluation des charges et surcharges	75
III.4.2. Calcul d'escalier	75
III.4.3.Combinaison de charges	75
III.4.4. Ferrailage d'escalier	77
III.5.Schéma de ferrailage des escaliers	83
III.5. Etude de la poutre palière	83
III.5.1.Dimensionnement.....	83
III.5.2.Les charges sur la poutre	84
III.5.3.Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple	85
III.5.4.Calcul d'armature à la torsion	85
III.5.5. Section d'armature longitudinale à prendre	86
III.5.6.Schéma de ferrailage de la poutre palière	88
III.6. Etude de la dalle de l'ascenseur	89
III.6.1. Evaluation des charges et surcharges	89
III.6.2.Calcul du ferrailage	90
III.6.3. Calcul des sollicitations	95
III.6.4.Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU	96
III.6.5. Le Ferrailage	96

Sommaire

III.6.5.1. Vérification à l'ELU	98
III.6.5.2. Calcul à l'ELS	99
III.6.6. Schéma de ferrailage	100

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction	101
IV.2. Etude de la structure au séisme	101
IV.2.1. Modélisation de la structure à l'aide du logiciel SAP 2000	101
IV.2.2. Méthodes de calcul	102
IV.2.2.1. Méthode statique équivalente	102
IV.2.2.2. Méthode dynamique modale spectrale	107
IV.1. Introduction	101
IV.2. Etude de la structure au séisme	101
IV.2.1. Modélisation de la structure à l'aide du logiciel SAP 2000	101
IV.2.2. Méthodes de calcul	102
IV.2.2.1. Méthode statique équivalente	102
IV.2.2.2. Méthode dynamique modale spectrale	107
IV.2.3. La disposition des voiles	108
IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques	111
IV.4. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003	113
IV.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques	113
IV.5. Vérification de l'effort normal réduit	113
IV.6. Calcul des déplacements	114
IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	116
IV.8. Conclusion	118

Chapitre V : Etude des éléments principaux

V.1. Introduction	119
V.2. Étude des poteaux	119
V.2.1. Recommandations du RPA99	119
a. Les armatures longitudinales	119
b. Armatures transversales	121
V.2.2. Ferrailage des poteaux	122

Sommaire

a. Les armatures longitudinales	122
b. Les armatures transversales	123
V.2.3 Vérification des contraintes	124
V.2.4 Vérification aux des sollicitations tangentes	125
V.2.5 .Dispositions constructives	125
V.2.6.Schéma de ferrailage des poteaux	126
V.3. Etude des poutres	127
V.3.1. Recommandation du RPA 99	127
a. Coffrage	127
b. Ferrailage	127
V.3.2. Recommandation de BAEL	129
V.3.3 Ferrailages des poutres	129
a) Les armatures longitudinales	129
b) Les armatures transversales	130
V.3.4 Vérifications à l'ELU	131
V.3.5. Vérification à l'ELS	132
V.3.6 Vérification des zones nodales	134
a. Détermination du moment résistant dans les poteaux	134
b. Détermination du moment résistant dans les poutres	135
V.3.7 Schéma de ferrailage des poutres	135
V.4.Etude des voiles.....	137
V.4.1. Définition	137
V.4.2 Recommandation du RPA	138
a. Armatures verticales	138
b. Les armatures horizontales	138
c. Les armatures transversales	139
d. Les armatures de coutures	139
e. Règles communes (armatures verticales et horizontales)	139
V.4.3 Le ferrailage	139
a. Les armatures verticales	139
b) Les armatures horizontales	140
V.4.4.Calcul du ferrailage du voile	140
V.4.5 .Schémas de ferrailage	143
V .5 .Conclusion	144

Sommaire

Chapitre VI : Etude des Fondations

VI .1.Introduction	145
VI .2.Choix du type de fondation	145
VI.2.1Vérification des semelles isolées	145
VI.2.2.Vérification des semelles filantes	146
VI.2.3 Radier général	147
VI.2.3.1.Dimensionnement	147
VI.2.3.2 Les vérifications	148
a. Vérification de la poussée hydrostatique	148
b.Vérification au poinçonnement	148
c. Vérification au cisaillement	149
d. Vérification des contraintes dans le sol	149
e. Vérification de la stabilité au renversement	151
VI.3.Ferraillage du radier	151
A. Calcul des sollicitations	151
B. Ferraillage	152
C. Vérifications à l'ELS	153
VI.3.1 : Schéma de ferraillage de la dalle	154
VI.3.2 Ferraillage du débord	154
VI.3.3.Ferraillage des nervures	155
<i>Conclusion générale</i>	159
<i>Références bibliographiques</i>	
<i>Annexes</i>	

Liste des figures

Chapitre I : Généralités

Figure I.1 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	3
Figure I.2 : Diagramme des contraintes du béton	4
Figure I.3 : Diagramme des contraintes limite du béton	5
Figure I.4 : Diagramme de Contrainte-Déformation de l'acier à l'ELU	7

Chapitre II : Le pré dimensionnement

Figure II.1: Plancher à corps creux	9
Figure II.2: La disposition des poutrelles	10
Figure II.3: Schéma d'une poutrelle	10
Figure II.4: Hauteur libre d'étage	13
Figure II.5: Acrotère accessible	26
Figure II.6: Acrotère inaccessible	28
Figure II.7: Vue en plan d'un voile.	15
Figure II.8: Schéma de l'escalier	15
Figure II.9: Schéma statique	15
Figure II.10: Poteau « B-1 » de la descente de charges.....	21
Figure II.11: Poteau « E-2» de la descente de charges	23
Figure II.12: Section brute (B_r).....	27

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure III.1: Schéma de la disposition des poutrelles	29
Figure III.2 : Diagramme des efforts tranchants	32
Figure III.3 : Schéma statique de la poutrelle type 4.....	34
Figure III.4 : Schéma statique de la poutrelle type 2.....	38
Figure III.5 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	57
Figure III.6 : Schéma de ferrailage des poutrelles	58
Figure III.7 : Schéma de la dalle type 2	59

Liste des figures

Figure III.8 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis	64
Figure III.9 : Schéma de la dalle type 3	64
Figure III.10 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis	70
Figure III.11 : Vue en plan de l'acrotère.	70
Figure III.12 : Schéma ferrailage de l'acrotère	74
Figure III.13 : Schéma statique d'escalier	75
Figure III.14 : Schéma ferrailage des escaliers.....	83
Figure III.15 : Schéma statique de la poutre palière	84
Figure III.16 : Section creuse.	85
Figure III.17 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	88
Figure III.18 : Cage d'ascenseur	89
Figure III.19 : Schéma représentant la surface d'impact.....	94
Figure III.20 : Vue en coupe du ferrailage de la dalle	100

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV.1 :vue 3D de la structure	101
Figure IV.2 : Spectre de réponse	108
Figure IV.3 : Disposition des voiles	108
Figure IV.4 : Les modes de vibration	110

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Figure V.1 :Zone nodale	120
Figure V.2 : Schémas de ferrailage des poteaux	126
Figure V.3 : la zone nodale	135
Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres	137
Figure V.5 : Section du voile	141
Figure V.6 : Schéma de ferrailage du voile Vy3 RDC	144

Chapitre VI : Etude des Fondations

Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolée	146
Figure VI.2 : Semelles filantes sous poteaux	146
Figure VI.3 : Le travail de l'effort normal sur le poteau	148
Figure VI.4 : Schéma d'une dalle sur quatre appuis	151
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de la dalle	154
Figure VI.6 : Répartition des efforts sur le débord	154
Figure VI.7 : Dispositions constructives des armatures dans la nervure	158

Liste des figures

Figure VI.8 : Feuillage de la nervure	158
--	-----

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralités

Tableau I.1 : <i>Fe</i> en fonction du type d'acier	7
--	---

Chapitre II : Le Pré dimensionnement

Tableau II.1 : Evaluation des charges du plancher terrasse accessible	17
Tableau II.2 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible	17
Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher étage courant	18
Tableau II.4 : Evaluation des charges des balcons	18
Tableau II.5 : Evaluation des charges des murs extérieurs	18
Tableau II.6 : Evaluation des charges des murs de séparations	19
Tableau II.7 : Evaluation des charges des escaliers	20
Tableau II.8 : Evaluation des charges du palier	20
Tableau II.9 : Descente de charge poteau central « B-1 »	21
Tableau II.10 : Descente de charge poteau cage d'escalier « E-2 »	24
Tableau II.11 : Résultats dans les deux descentes	25
Tableau II.12 : Vérification du critère de résistance	26
Tableau II.13 : Vérification du critère de stabilité de forme	28

Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

Tableau III.1 : Charges et surcharges d'exploitation	34
Tableau III.2 : Chargement sur les poutrelles.	34
Tableau III.3 : Sollicitation poutrelle type 1 ELU	41
Tableau III.4 : Sollicitation poutrelle type 1 ELS	41
Tableau III.5 : Sollicitation poutrelle type 2 ELU	42
Tableau III.6 : Sollicitation poutrelle type 2 ELS	42
Tableau III.7 : Sollicitation poutrelle type 3 ELU	42

Tableau III.8: Sollicitation poutrelle type 3 ELS	43
Tableau III.9: Sollicitation poutrelle type 4 ELU	43
Tableau III.10: Sollicitation poutrelle type 4 ELS	43
Tableau III.11: Sollicitation poutrelle type 5 ELU	44
Tableau III.12: Sollicitation poutrelle type 5 ELS	44
Tableau III.13: Récapitulation des sollicitations les plus défavorables	44
Tableau III.14: Ferrailage des poutrelles	54
Tableau III.15: Vérification au cisaillement	55
Tableau III.16: Vérification des états limite de compression du béton	55
Tableau III.17: Vérification des états de limite de déformation	55
Tableau III.18: Ferrailage de panneau sur 02 appuis	60
Tableau III.19: Les sollicitations à L'ELS	62
Tableau III.20: Vérification des contraintes de compression dans le béton	63
Tableau III.21: Vérification de la contrainte de l'acier	63
Tableau III.22: Calcul des sollicitations	66
Tableau III.23: Ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis	66
Tableau III.24: Vérification de la condition de non fragilité	67
Tableau III.25: Vérification des contraintes de compression dans le béton	69
Tableau III.26: Vérification de la contrainte de l'acier	69
Tableau III.27: Combinaison d'action de l'acrotère	71
Tableau III.28: Vérification de la condition de non fragilité : [BAEL91].	77
Tableau III.29: Evaluation des moments	80
Tableau III.30: Calcul d'armature.	85
Tableau III.31: Ferrailage en travée	90
Tableau III.32: Ferrailage en appuis	91
Tableau III.33: Vérification de la condition de non fragilité	91
Tableau III.34: Vérification de l'effort tranchant.	91
Tableau III.35: Vérification de la flèche.	93
Tableau III.36: Ferrailage en travées	96
Tableau III.37: Ferrailage à l'appui	97

Chapitre IV : Etude Dynamique.

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q	103
Tableau IV.2. Valeurs du coefficient de pondération β	104
Tableau IV.3. Différents poids d'étages	104
Tableau IV.4. Les valeurs du coefficient C_T	106
Tableau IV.5. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales.....	109
Tableau IV.6. Vérification de l'interaction sous charges verticales	111
Tableau IV.7. Vérification de l'interaction sous charges horizontales	112
Tableau IV.8. Vérification de l'effort tranchant à la base.	113
Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit	114
Tableau IV.10. Vérification des déplacements relatifs sens x-x.....	115
Tableau IV.11. Vérification des déplacements relatifs sens y-y.....	115
Tableau IV.12. Vérification des effets P- Δ sens X-X.....	116
Tableau IV.13. Vérification des effets P- Δ sens Y-Y	117

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	121
Tableau V.2. Les Armatures longitudinales dans les poteaux	123
Tableau V.3. Les Armatures transversales dans les poteaux	123
Tableau V.4. Vérification des contraintes dans le béton	124
Tableau V.5. Vérification des sollicitations tangentes	125
Tableau V.6. Tableau récapitulation du ferrailage des poutres	129
Tableau V.7. Vérification de l'effort tranchant	132
Tableau V.8. Vérification de la flèche dans les poutres.	133
Tableau V.9. Vérification des conditions de la flèche	134
Tableau V.10. Moment résistant dans les poteaux	135
Tableau V.11. Vérification des zones nodales	135
Tableau V.12. Ferrailage du voile V_{x1}	142
Tableau V.13. Ferrailage du voile V_{x2}	142
Tableau V.14. Ferrailage du voile V_{y1}	143
Tableau V.15. Ferrailage du voile V_{y2}	143
Tableau V.16. Ferrailage du voile V_{y3}	144

Chapitre VI : Etude des Fondations

Tableau VI.1. Tableau du ferrailage du radier	154
Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le radier	154
Tableau VI.3. Les Armatures transversales dans les poteaux	123
Tableau VI.4. Tableau du ferrailage des nervures	157
Tableau VI.5. Vérification de l'effort tranchant dans les nervures	157
Tableau VI.6. Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.	159
Tableau VI.7. Redimensionnement du Ferrailage des nervures	159
Tableau VI.8. Redimensionnement du Ferrailage des nervures	159

Symboles Et Notations

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur du voile.

α : Coefficient de la fibre neutre.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite.

B , b : La largeur (m).

A_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

C : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

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

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

f_{ji} : La flèche correspondant à j.

f_{gt} : La flèche correspondant à g.

f_{qi} : La flèche correspondant à q.

f_{gv} : La flèche correspondant à v.

Δf_i : La flèche totale.

Δf_{tadm} : La flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

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

h_t : Hauteur totale du plancher.

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression.

h_e : Hauteur libre d'étage.

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

I_{ji}^f : Moment d'inertie correspondant à j.

I_{gi}^f : Moment d'inertie correspondant à g.

I_{qi}^f : Moment d'inertie correspondant à q.

I_{gv}^f : Moment d'inertie correspondant à v.

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : Charge ultime.

q_s : Charge de service.

L : Longueur ou portée.

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

L_x : Distance entre nus de poutrelles.

L_y : Distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : Longueur fictive.

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

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : Moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

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

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.
 n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.
 N_{tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).
 P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
 P_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.
 R : Coefficient de comportement global.
 S : Section, surface
 S_{rad} : Surface du radier (m^2).
 S_t : Espacement des armatures.
 T : Effort tranchant.
 T_2 : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.
 V : Effort tranchant.
 W : Poids propre de la structure.
 W_{Q_i} : Charges d'exploitation.
 W_{G_i} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
 X, Y et Z : Coordonnées en général.
 Y : Ordonnée de la fibre neutre.
 Z : Coordonnée, bras de levier
 Z : Profondeur au dessous de la fondation (m).
 b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure
 d : Hauteur utile.
 e : Excentricité, épaisseur.
 f : Flèche.
 f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R
 f_e : Limite d'élasticité.
 f_{c_j} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).
 f_{t_j} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).
 h_t : Hauteur total du radier (m).
 h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
 σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ_j : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

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

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_s : Coefficient de sécurité.

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

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

q : Chargement KN/ml.

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

ζ : Facteur d'amortissement.

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

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

INTRODUCTION GENERALE

Jusqu'à nos jours, des constructeurs et des ingénieurs en génie civil sont censé investir tout leur savoir faire dans l'étude et la conception des d'ouvrages. Continuent leurs recherches dans le domaine de la construction afin d'aboutir à des méthodes de calcul précises tout en tenant compte des différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité, assurer la durabilité et le confort.

Les constatations faites dans le monde après les séismes, ont montré que les structures à base de portiques doivent supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs. En revanche, il à été constaté que de nombreux bâtiments en béton armé à contreventement mixte ont bien résisté sans endommagement exagéré. Pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règlements parasismiques et les règlements en vigueur.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (**R+12**). Il est contreventé par un système mixte (voiles-portiques) étant donné qu'il est situé en zone **IIa** et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le travail est partagé en 6 chapitres :

- La présentation du projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements sont donnés au premier chapitre.
- Le pré-dimensionnement des éléments du bâtiment au deuxième chapitre.
- Le calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère au troisième chapitre.
- Au quatrième chapitre, l'étude dynamique est faite en utilisant le logiciel SAP 2000.
- Le calcul du ferrailage des éléments structuraux dans le cinquième chapitre.
- Dans le sixième chapitre l'étude des fondations

Introduction :

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, Le calcul sera fait conformément aux Règles Parasismiques Algérienne (**RPA99 version 2003**) et aux règles de béton armé en vigueur (**BAEL91** et **CBA93**).

I.1 . Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage objet de notre étude est un immeuble en (**R+12 étages**). Cet ouvrage est à usage multiple (commerces au RDC et habitation aux autres niveaux), d'après les règles parasismiques algériennes « **RPA99 /version 2003** », ayant une importance moyenne.

Le site est situé dans la wilaya de Bejaia à environ 04 Km au nord-ouest du chef lieu de wilaya. Le terrain en lui même est localisé juste au pied du djebel **OUFERNOU-GOURAYA** au lieu dit **DAR NACER**, distant d'environ 200 mètres au sud –Est de l'intersection **IGHIL EL BERDJ** et la route national RN 24

I.2 .Caractéristiques de la structure :**I.2.1.Caractéristique géométrique :**

- Largueur du bâtiment **22.20 m**
- Longueur du bâtiment **22.50 m**
- Hauteur de bâtiment **41.34 m**
- Hauteur des étages courants **02.88 m**
- Hauteur de RDC **03.90 m**

I.2.2. Données de site :

- La contrainte admissible du sol $\sigma = 1.9$ bars
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA99 version 2003
- L'ancrage minimal des fondations $D=3.8$ m

I.2.3. Choix de contreventement :

Selon le **RPA99 version 2003** ; pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone **IIa**, il est indispensable d'introduire des voiles porteurs, c'est pour cette raison que nous optons pour un système de contreventement mixte (portiques –voiles) avec justification d'interaction portique-voile .

I.3. Règlements et normes utilisés : Les règlements et normes utilisés sont :

RPA99 /version 2003.

CBA93.

DTR B.C.2.2.

BAEL91/version 99.

DTR BC2.33.2.

I.4.Caractéristiques des matériaux : on utilise le béton et l'acier ;

I.4.1.Le béton :

I.4.1.1.Définition :

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant).

La résistance caractéristique à la compression (à 28 jours) du béton utilisé est $f_{c28}=25\text{Mpa}$

- **Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$.**

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \text{ si } 28 < j < 60$$

$$f_{cj} = 1.1 * f_{c28} \text{ si } j > 60$$

- **Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$.**

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \text{ si } 28 < j < 60$$

$$f_{cj} = 1.1 * f_{c28} \text{ si } j > 60$$

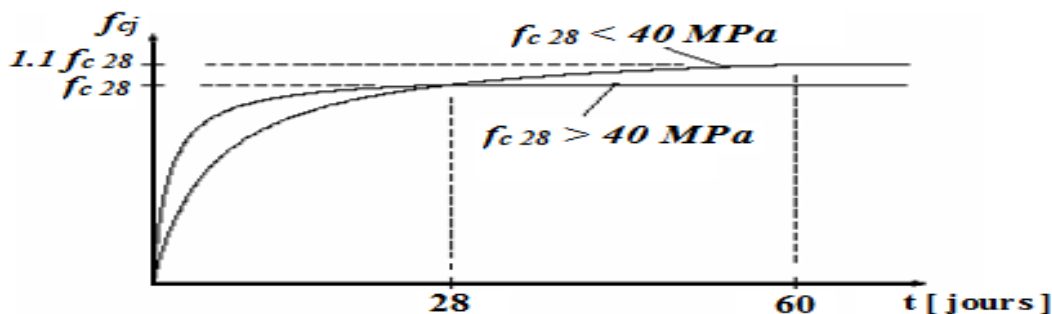


Figure I.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

➤ **Résistance à la traction f_{tj} :**

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

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa .}$$

$$f_{ij} = 0.275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

I.4.1.2. Contrainte limite :

à l'ELU:

➤ **Contrainte ultime de compression:**

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

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

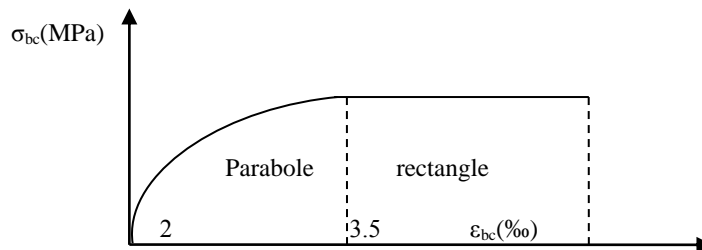


Figure I.2 : Diagramme des contraintes du béton.

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.

$$f_{bu} = 14.20 \text{ MPa pour : } \gamma_b = 1.5$$

$$f_{bu} = 18.48 \text{ MPa pour : } \gamma_b = 1.15$$

➤ **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 :

$$\tau_{Adm} = 3.33 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{Adm} = 2.5 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{fissuration préjudiciable.}$$

À l'ELS

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

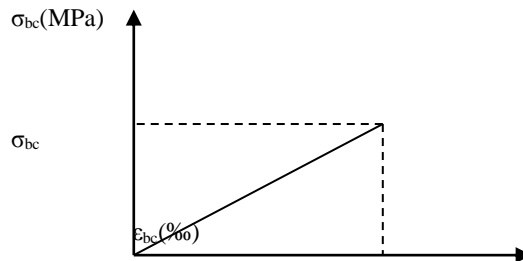


Figure I.3 : Diagramme des contraintes limite du béton.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

I.4.1.3. Déformation longitudinale du béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané **Eij** et différé **Evj**

➤ **Le module longitudinal 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 Eij 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 longitudinal 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:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} \text{ ,}$$

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

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

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

$$E_{v28}=10721.40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28}=32164.20 \text{ MPa}$$

➤ **Module déformation transversale :**

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

Avec :

E : module de Young ; ν : Coefficient de poisson

$$G_{ELS}=18493.5 \text{ MPA}$$

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'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à **0.2**.

I.4.2.L'acier :

I.4.2.1.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 constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000 \text{ MPa}$.

I.4.2.2.Résistance caractéristique de l'acier :

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

I.4.2.2.1.Principales armatures utilisées

Tableau I .1 : 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 FeE400 type 1.

Contrainte limite :

➤ Etat limite ultime :

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

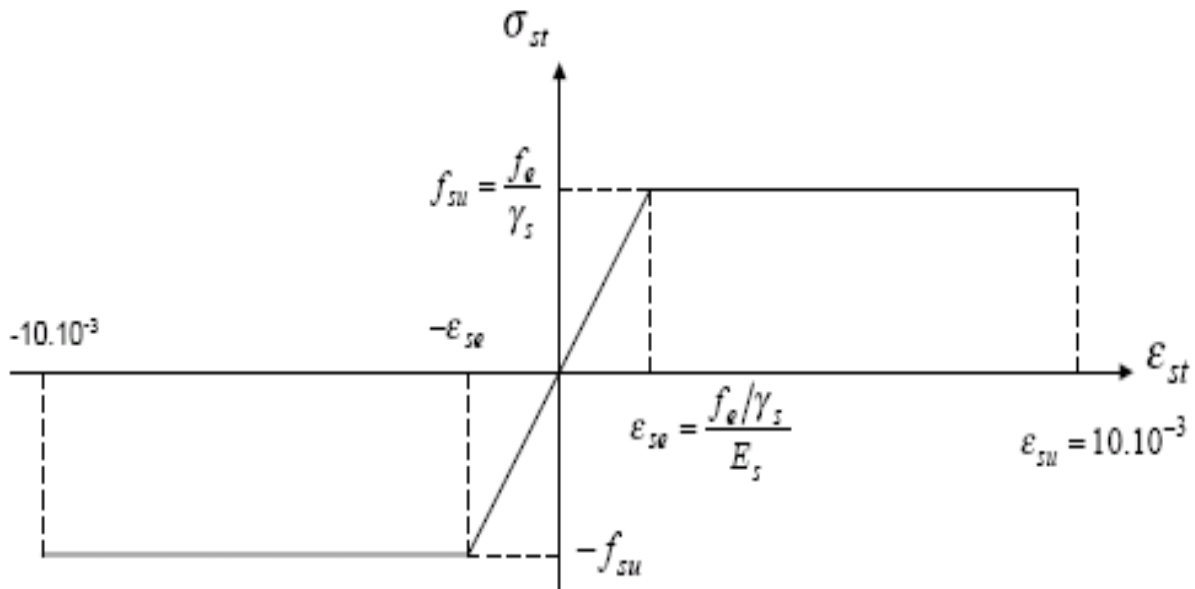


Figure I. 4: Diagramme de Contrainte-Déformation de l'acier à l'ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \text{Avec : } E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

γ_s : Coefficient de sécurité. $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1.15 \quad \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{array} \right.$

➤ Etat limite de service :

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable : $\leq \min (2/3f, 110)$
- Fissuration très préjudiciable : $\leq \min (1/2 f, 90)$

η : Coefficient de fissuration.

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

$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.5.Conclusion

Dans notre étude, les caractéristiques des matériaux sont :

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1$ MPa.
- $E_{vj} = 10721.40$ MPa.
- $E_{ij} = 32164.195$ MPa.
- $f_e = 400$ MPa.

II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point du vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus n'étant pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré dimensionnement des éléments :

II.2.1. Les planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis qui déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, et s'appuient en transmettant leurs charges (charges permanentes et les surcharges d'exploitations) aux éléments porteurs (voiles, poteaux, poutres). Elles contribuent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

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

II.2.1.1. Planchers à corps creux :

Composés de corps creux (hourdis), poutrelles et de dalle de compression.

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

$$\frac{L}{20} \geq h_t \geq \frac{L}{25} \implies h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

Avec :

L_{max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq (440-30)/22.5=18.22 \text{ cm} \implies \text{Soit } h_t=20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 20 \text{ cm}$: $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$

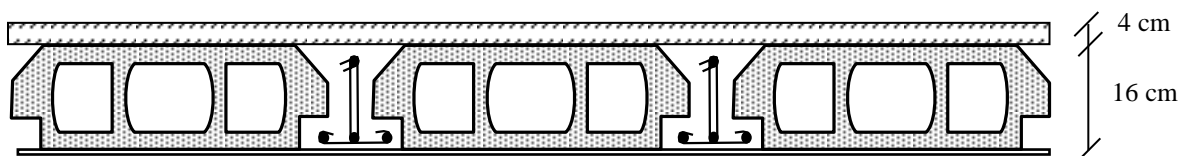


Figure II.1 : Plancher à corps creux

➤ **Les poutrelles :**

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

La disposition des poutrelles se fait selon le critère :

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

Pour notre projet la disposition est effectuée selon le premier critère et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure ci dessous.

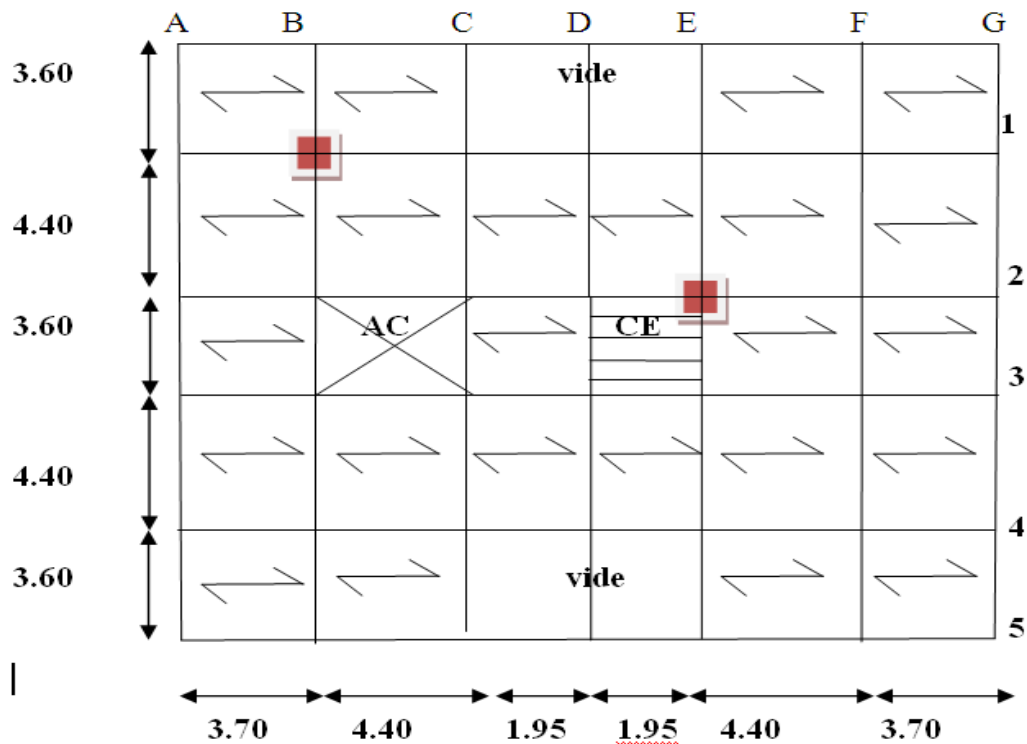


Figure II.2 La disposition des poutrelles

➤ **Dimensionnement des poutrelles :**

Le dimensionnement des poutrelles se fait comme suit:

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

$$b_0 = (0.5 \text{ à } 0.6) \cdot h_t = (10 \text{ à } 12) \text{ cm}$$

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

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

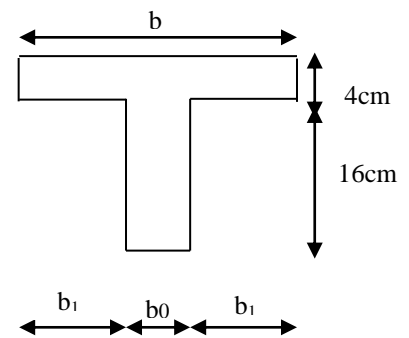


Figure II.3. Schéma d'une poutrelle

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 55$ cm).

L_y : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($l_y = 410$ cm).

$$b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{410}{10}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min(27.5; 41)$$

On adopte $b_1 = 27.5$ cm.

$$b = 2*b_1 + b_0$$

$$b = 2*27.5 + 10 = 65$$
 cm

Soit : **b = 65 cm.**

II.2.1.2. Les Dalles pleines :

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

- **Résistance au feu :**

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

On admet que : **e = 12 cm.**

- **Isolation phonique :**

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

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

- **Résistance à la flexion :**

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

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$.
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$.

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

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 3 appuis ont une portée égale à : $L_x = 110$ cm

On aura donc $\frac{110}{50} \leq e \leq \frac{110}{40}$

Soit : 2.2 cm $\leq e \leq 2.75$ cm

Nous retenons donc comme épaisseur des dalles **e = 12 cm** sous réserve de vérifier la

condition de flèche.

II.2.2. Les poutres :

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

Poutre principale :

Le pré dimensionnement des poutres de section rectangulaire courantes se fait en respectant la condition du CBA 93 suivante :

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

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

$L_{\max} = 410\text{cm.}$

$\Rightarrow 27.33 \leq h \leq 41.$

Vérifications :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right. \dots\dots\dots (2)$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Soit : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm.}$

$$(2) \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 40 / 30 = 1.33 < 4. \end{array} \right. \quad \text{Vérfiée.}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$B \cdot h = 30 * 40 \text{ cm}^2.$

Les poutres secondaires :

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

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

L_{max} : Portée libre maximale entre axe de la poutre longitudinale.

$L_{max}=410\text{cm}$.

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

Vérifications :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right.$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

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

$$(2) \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 35 / 30 = 1.17 < 4 \end{array} \right. \quad \text{Vérifiée.}$$

II.2.3. Les poteaux :

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

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

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

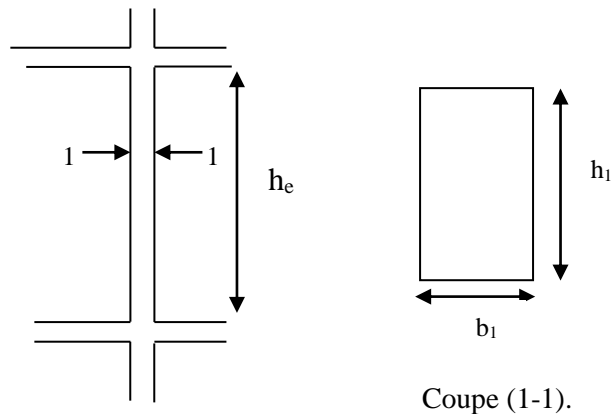


Figure II.4 Hauteur libre d'étage.

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$h_e = 2.88$ m Pour les étages 1^{er} jusqu'au 12^{ème}

RDC=3.90 m.

II.2.4. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture.

Pour notre cas la terrasse est accessible.

On prend $H = 104$ cm

$$S = 10 * 104 + \frac{3 * 10}{2} + 7 * 10.$$

$$S = 0.1125m^2.$$

$$G = 25 * 0.1125 = 2.8125KN / ml.$$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

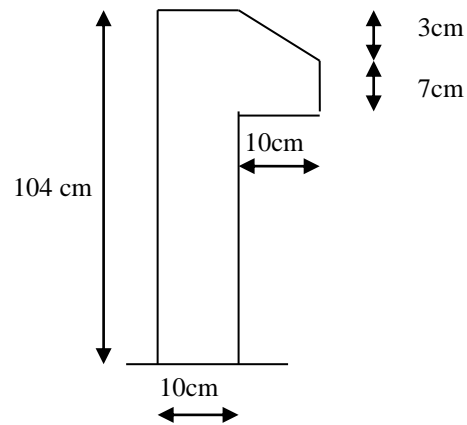


Figure. II.5. Acrotère accessible

Il y'a aussi la terrasse inaccessible.

On prend $H = 104$ cm

$$S = 10 * 70 + \frac{3 * 10}{2} + 7 * 10.$$

$$S = 0.0785m^2.$$

$$G = 25 * 0.0785 = 1.9625KN / ml.$$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

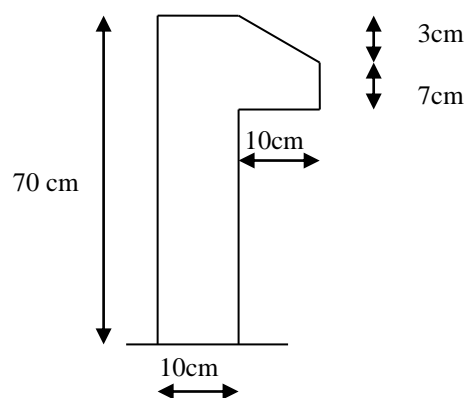


Figure II.6. Acrotère inaccessible

II.2.5. Les voiles :

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes:

L'épaisseur a :

D'après **RPA99 (version 2003 A.7.7.1)**.

On a :

$$a \geq \max \left[\frac{he}{20}; 15\text{cm} \right].$$

pour RDC : $a \geq \max \left[\frac{390}{20}; 15\text{cm} \right] \Rightarrow a \geq 19.5\text{cm}.$

Etage courant : $a \geq \max \left[\frac{288}{20}; 15\text{cm} \right] \Rightarrow a \geq 15\text{cm}.$

Donc on opte pour une épaisseur a=20 cm.



Figure II.7 Vue en plan d'un voile.

II.2.6. 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 projeté de la volée

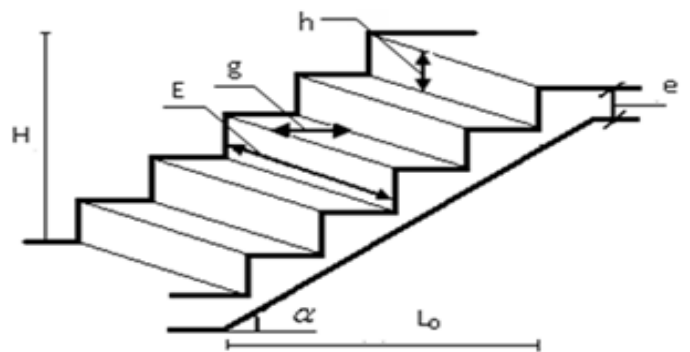


Figure II.8 : Schéma de l'escalier.

L'escalier est constitué de deux volées et un palier intermédiaire.

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$0.59 \leq g + 2 \times h \leq 0.64\text{m} \dots \dots \dots (1)$$

Or :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \begin{cases} n: & \text{Nombre de contre marches.} \\ n-1: & \text{Nombre de marches.} \end{cases}$$

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

Remplaçant dans (1) on trouve :

$$64 * n^2 - (64 + 2 * H_0 + L_0) * n + 2 * H_0 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

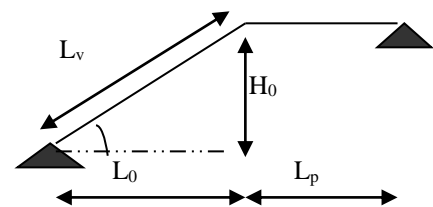


Figure II.9 Schéma statique

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{1.44^2 + 2.10^2} = 2.546m.$$

$$\frac{254.6}{30} \leq e \leq \frac{254.6}{20}$$

$$\Rightarrow 8.48 \leq e \leq 12.73cm \quad \text{Soit } e = 12cm.$$

$$\frac{210}{n-1} + \frac{288}{n} = 64$$

$$\Rightarrow 64 * n^2 - 562 * n + 288 = 0.$$

$$\Rightarrow n = 8$$

$$h = \frac{144}{8} = 18cm$$

$$L' \text{ inclinaison } (\alpha) = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L} \right) = 34.43^\circ.$$

$$g = \frac{210}{7} = 30cm$$

II.3. Descente de charges :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

II.3.1. La loi de dégression des charges d'exploitation :

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, au même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

➤ **La Loi dégression :**

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, et c'est notre cas, la loi de dégression ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduite dans les proportions indiquées ci-dessous :

➤ **Différentes surcharges selon la loi de dégression :**

- Sous la terrasse..... Q_0 .
- Sous le dernier étage..... $Q_0 + Q_1$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur..... $Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur..... $Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

- Pour $n \geq 5$ $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

II.3.2. Evaluation des charges et surcharges

D’après le DTR B.C 2.2, on tire les évaluations des charges et surcharges suivantes :

➤ **Plancher Terrasse :**

- **Terrasse accessible**

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

N°	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
04	Forme de pente (15%)	0.10	22	2.2
05	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
06	Plancher à corps creux (16+4)	0.2	14.25	2.85
07	Enduit en ciment	0.02	20	0.4
Charge permanente totale				G = 6.57
Surcharge d’exploitation				Q = 1.50

- **Terrasse inaccessible**

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

N°	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité	Poids (KN/m ²)
01	Gravillon de protection	0.05	20	1.00
02	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
03	Forme de pente (15%)	0.10	22	2.2
04	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
05	Plancher à corps creux (16+4)	0.2	14.25	2.85
06	Enduit en ciment	0.02	20	0.4
Charge permanente totale				G = 6.73
Surcharge d’exploitation				Q = 1

➤ Plancher de l'étage courant :

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

N°	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité	Poids (KN/m ²)
01	Cloison de séparation	0.1	9	0.9
02	carrelage	0.02	0.02	0.44
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Lit de sable	0.02	18	0.36
05	Plancher à corps creux (16+4)	0.2	14.25	2.85
06	Enduit plâtre	0.02	20	0.4
Charge permanente totale				G = 5.35
Surcharge d'exploitation				Q = 1.5
La charge d'exploitation pour le RDC				Q=1.5

➤ Les balcons :

Tableau II.4 : Evaluation des charges des balcons

N°	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle pleine	0.14	25	3.5
05	Enduit en plâtre	0.02	20	0.4
Charge permanente totale				G = 5.1
Surcharge d'exploitation				Q = 3.50

➤ Mur extérieur (double parois en briques creuses) :

Tableau II.5 : Evaluation des charges des murs extérieurs

N°	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité	Poids (KN/m ²)
01	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
02	Brique creuses	0.15	9	1.35
03	Lame l'air	0.05	/	/

04	Brique creuses	0.10	9	0.9
05	Enduit en plâtre	0.02	20	0.4
Charge permanente totale				G = 3.05

➤ Mur de séparation :

Tableau II.6 : Evaluation des charges des murs de séparations

N°	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité	Poids (KN/m ²)
01	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
02	Brique creuses	0.15	9	1.35
03	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Charge permanente totale				G = 2.15

➤ Les escaliers :

Escalier à deux volées :

- Les escaliers :

Volée type1 (escalier principale) :

Paillasse..... $\frac{\gamma_{b*e}}{\cos \alpha} = \frac{25*0.14}{\cos 34.43} = 4.24 \text{ KN/m}^2$.

Marche..... $\gamma_h * \frac{h}{2} = (22 * 0.18)/2 = 1.98 \text{ KN/m}^2$.

Mortier de pose..... $\gamma_m * e = 20 * 0.02 = 0.4 \text{ KN/m}^2$.

Carrelage horizontal..... $\gamma_c * e = 22 * 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$.

Carrelage vertical..... $\gamma_{end} * \frac{h}{g} * e = 22 * \frac{0.18}{0.3} * 0.02 = 0.264 \text{ KN/m}^2$.

Enduit..... $\frac{\gamma_{b*e}}{\cos \alpha} = \frac{14*0.020}{\cos 34.43} = 0.34 \text{ KN/m}^2$.

Lit du sable..... $\gamma_s * e = 18 * 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}^2$.

Tableau II.7 : Evaluation des charges des escaliers

N°	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité	Poids (KN/m ²)
01	Paillasse	0.14/cos 34.43	25	4.24
02	Poids des marches	018/2	22	1.98
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Carrelage horizontal	0.02	22	0.44
	Carrelage vertical	(0.18*0.02)/2	22	0.264
05	Enduit de plâtre	0.02/cos 34.43	14	0.34
06	Lit de sable	0.02	18	0.36
Charge permanente totale				G = 8.024
Charge d'exploitation				Q=2.5

• Palier :

Palier..... $\gamma_p * e = 25 * 0.14 = 3.5\text{kn/m}^2$.

Mortier de pose..... $\gamma_m * e = 20 * 0.02 = 0.4\text{kn/m}^2$.

Revêtement en carrelage..... $\gamma_c * e = 22 * 0.02 = 0.44\text{kn/m}^2$.

Enduit..... $\gamma_e * e = 14 * 0.02 = 0.28\text{kn/m}^2$.

Tableau II.8 : Evaluation des charges du palier

N°	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité	Poids (KN/m ²)
01	Palier	0.14	25	3.5
02	Mortier de pose	0.02	20	0.02
03	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
04	Enduit	0.02	2	0.4
Charge permanente totale				G = 4.36
Charge d'exploitation				Q=2.5

A) Poteau « B-1 » central

$S_1 = 2.805 \text{ m}^2.$

$S_2 = 3.382 \text{ m}^2.$

$S_3 = 3.485 \text{ m}^2.$

$S_4 = 4.202 \text{ m}^2.$

$S_{\text{aff}} = 13.875 \text{ m}^2$

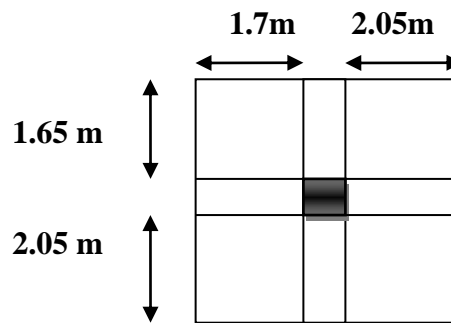


Figure. II.10:Poteau « B-1 » de la descente de charges.

➤ Les charges permanentes :

- Le poids des poutres

$P_{\text{poutre}} = P_{p.s} + P_{p.p}$

$P_{\text{poutre}} = ((3.70 * 0.35 * 0.30) + (3.75 * 0.30 * 0.40)) * 25 = 20.96 \text{ KN}$

Les résultats des différents efforts sont représentés ci-dessous :

Tableau II.9 : Descente de charge poteau central « B-1 »

Niveaux	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N ₀	Plancher inaccessible	93.37	13.875
	Poutre	20.96	
	Total	114.33	
N ₁	Venant N ₀	114.33	34.68
	Plancher étage courant	74.23	
	Poutre	20.96	
	Poteau	8.82	
	Total	218.32	
N ₂	Venant N ₁	218.32	53.414
	Plancher étage courant	74.23	
	Poutre	20.96	
	Poteau	11.52	
	Total	325.01	
N ₃	Venant N ₂	325.01	70.062
	Plancher étage courant	74.23	
	Poutre	20.96	
	Poteau	11.52	
	Total	431.72	
N ₄	Venant N ₃	431.72	84.629
	Plancher étage courant	74.23	
	Poutre	20.96	
	Poteau	11.52	

	Total	538.43	
N5	Venant N ₄ Plancher étage courant Poutre Poteau Total	538.43 74.23 20.96 14.58 648.2	97.115
N6	Venant N ₅ Plancher étage courant Poutre Poteau Total	648.2 74.23 20.96 14.58 757.97	107.52
N7	Venant N ₆ Plancher étage courant Poutre Poteau Total	771.16 74.23 20.96 14.58 867.74	117.925
N8	Venant N ₇ Plancher étage courant Poutre Poteau Total	867.74 74.23 20.96 18 980.93	128.33
N9	Venant N ₈ Plancher étage courant Poutre Poteau Total	980.93 74.23 20.96 18 1094.12	138.735
N10	Venant N ₉ Plancher étage courant Poutre Poteau Total	1094.12 74.23 20.96 18 1207.02	149.14
N11	Venant N ₁₀ Plancher étage courant Poutre Poteau Total	1228.02 74.23 20.96 21.98 1324.28	159.54
N12	Venant N ₁₁ Plancher étage courant Poutre Poteau Total	1324.28 74.23 20.96 21.98 1441.25	129.95
RDC	Venant N ₁₂ Plancher étage courant Poutre Poteau Total	1441.25 74.23 20.96 21.98 1558.42	180.355
	TOTAL	1558.42	180.355

B) Poteau « E-2 » au niveau de la cage d'escalier :

$$L_V = \frac{0.9}{\cos 34.43} = 1.09 \text{ m}$$

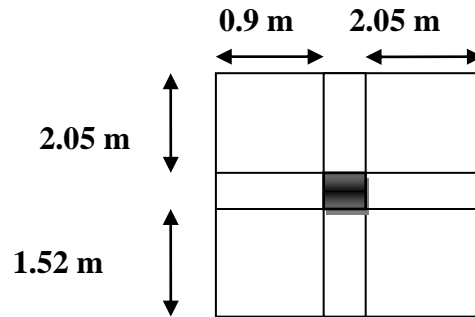


Figure II.11: Poteau « E-2 » de la descente de charges.

- **Plancher à c.c**

$$S_{cc} = (2.05 * 2.05) + (1.52 * 2.05) + (0.9 * 2.05) = 9.16 \text{ m}^2$$

$$Q_{CC} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{PC} = 5.35 * 9.16 = 49.00 \text{ KN}$$

$$Q_{PC} = 1.5 * 9.16 = 13.74 \text{ KN}$$

- **Escalier**

$$Q_{esc} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

- **Poids de la volée**

$$S = (1.09 * 1.52) = 1.65 \text{ m}^2$$

$$G_{volée} = 8.24 * 1.65 = 13.59 \text{ KN}$$

$$G_{escalier} = 13.59 \text{ KN}$$

- **Poids de la Poutres**

$$PP = ((0.40 * 0.30 * 3.35) + (0.35 * 0.30 * 3.9)) = 20.28 \text{ KN}$$

- **Plancher Terrasse inaccessible**

$$S = 1.65 \text{ m}^2$$

$$G_{Terrasse \text{ inaccessible}} = 6.57 * 1.65 = 10.84 \text{ KN}$$

$$Q = 1 * 1.65 = 1.65 \text{ KN}$$

$$G_{poutre} = 20.28 \text{ KN}$$

Les résultats des différents efforts sont représentés ci-dessous :

Tableau II.10 : Descente de charge poteau cage d'escalier « E-2 »

Niveaux	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N ₀	Plancher inaccessible	10.84	1.65
	Poutre	20.28	
	Total	31.12	
N ₁	Venant N ₀	31.12	4.125
	Plancher étage courant	49.00	
	Poutre	20.28	
	Poteau	8.82	
	Escalier	13.59	
Total	122.81		
N ₂	Venant N ₁	122.81	6.35
	Plancher étage courant	49.00	
	Poutre	20.28	
	Poteau	11.52	
	Escalier	13.59	
Total	217.2		
N ₃	Venant N ₂	217.2	8.33
	Plancher étage courant	49.00	
	Poutre	20.28	
	Poteau	11.52	
	Escalier	13.59	
Total	311.59		
N ₄	Venant N ₃	311.59	10.06
	Plancher étage courant	49.00	
	Poutre	20.28	
	Poteau	11.52	
	Escalier	13.59	
Total	405.98		
N ₅	Venant N ₄	405.59	11.55
	Plancher étage courant	49.00	
	Poutre	20.28	
	Poteau	14.58	
	Escalier	13.59	
Total	503.43		
N ₆	Venant N ₅	503.43	12.78
	Plancher étage courant	49.00	
	Poutre	20.28	
	Poteau	14.58	
	Escalier	13.59	
Total	600.88		
N ₇	Venant N ₆	600.88	14.02
	Plancher étage courant	49.00	
	Poutre	20.28	
	Poteau	14.58	
	Escalier	13.59	
Total	698.33		

N₈	Venant N ₇	698.33	15.26
	Plancher étage courant	49.00	
	Poutre	20.28	
	Poteau	18	
	Escalier	13.59	
	Total	799.2	
N₉	Venant N ₈	799.2	16.5
	Plancher étage courant	49.00	
	Poutre	20.28	
	Poteau	18	
	escalier	13.59	
	Total	900.07	
N₁₀	Venant N ₉	900.07	17.73
	Plancher étage courant	49.00	
	Poutre	20.28	
	Poteau	18	
	Escalier	13.59	
	Total	1000.94	
N₁₁	Venant N ₁₀	1000.94	18.97
	Plancher étage courant	49.00	
	Poutre	20.28	
	Poteau	21.78	
	Escalier	13.59	
	Total	1105.59	
N₁₂	Venant N ₁₁	1105.59	20.21
	Plancher étage courant	49.00	
	Poutre	20.28	
	Poteau	21.78	
	Escalier	13.59	
	Total	1210.24	
RDC	Venant N ₁₂	1210.24	21.45
	Plancher étage courant	49.00	
	Poutre	20.28	
	Poteau	21.78	
	Escalier	13.59	
	Total	1314.89	
	TOTAL	1314.89	21.45

Le tableau ci-dessous montre la comparaison des 2 descentes de charge

Tableau II.11 Résultats dans les deux descentes

	G(KN)	Q(KN)
Poteau B-1	1558.42	180.355
Poteau E-2	1314.89	21.45

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité ; on a trouvé que le poteau (**B-1**) est le plus sollicité sous charge verticale

$$G= 1558.42 \text{ KN}$$

$$Q= 180.355 \text{ KN}$$

Alors :

Selon le CBA 93 (art .13.8.1.1) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime Nu à 10%, tel que :

$$Nu=1.1 (1.35 G+ 1.5 Q)$$

$$Nu=1.1 (1.35*1558.42) + (1.5*180.355)$$

$$Nu=2216.22 \text{ KN}$$

II.4. Les vérifications:

II.4.1. Vérifications du critère de résistance

On doit vérifier que la contrainte limite de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible.

Telle que :

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

Tableau II.12 Vérification du critère de résistance

Niveau	Nu	Section (m ²)	Condition B > B _{calculé}		Observation
			B (m ²)	B _{calculé}	
N ₁	346.75	0.35*0.35	0.1225	0.0244	Vérifié
N ₂	518.88	0.40*0.40	0.16	0.036	Vérifié
N ₃	687.915	0.40*0.40	0.16	0.048	Vérifié
N ₄	853.82	0.40*0.40	0.16	0.060	Vérifié
N ₅	1020.74	0.45*0.45	0.2025	0.072	Vérifié
N ₆	1184.54	0.45*0.45	0.2025	0.083	Vérifié
N ₇	1348.33	0.45*0.45	0.2025	0.094	Vérifié
N ₈	1516.75	0.50*0.50	0.25	0.106	Vérifié
N ₉	1685.16	0.50*0.50	0.25	0.118	Vérifié
N ₁₀	1853.58	0.50*0.50	0.25	0.130	Vérifié
N ₁₁	2027.08	0.55*0.55	0.3025	0.142	Vérifié
N ₁₂	2200.61	0.55*0.55	0.3025	0.154	Vérifié
RDC	2216.22	0.55*0.55	0.3025	0.167	Vérifié

II.4.2. Vérification du critère de stabilité de forme :

On doit vérifier que l'effort normal ultime : $Nu \leq \overline{Nu} = \alpha * \left[\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right]$

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

$$Br = (a-2) * (b-2)$$

$$As \geq 0.8\% * Br \quad \text{on prend } As = 1\% * Br$$

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s} \right]}$$

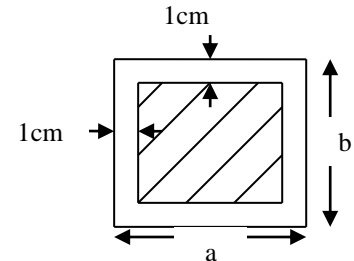


Figure II.12 : Section brute (Br)

BAEL 91(7-4-2)

Le calcul se fait en compression simple en considérant 02 cas :

- **1^{er} cas:** $\lambda \leq 70 \rightarrow$ calcul en compression simple en tenant compte des effets du 1^{er} ordre (λ Élanement géométrique)

$$\lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$50 \leq \lambda \leq 70 \rightarrow \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2$$

- **2^{eme} cas**

$\lambda > 70$ calcul en tenant compte des effets du second ordre.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec } l_f : \text{ la longueur de flambement}$$

$$l_f = 0.7 * l_0 \quad (\text{encastrement ou assemble a des poutres de plancher})$$

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

Tableau II.13 : Vérification du critère de stabilité de forme

Type de poteau	B (m ²)	I (m ⁴)	i (m)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	B _r (m ²)	B _{real} (m ²)	OBS
55*55	0.3025	7.62*10 ⁻³	0.158	3.70	2.59	16.39	0.814	0.2809	0.132	Vérifié
50*50	0.25	5.20*10 ⁻³	0.144	2.68	1.876	13.02	0.827	0.2304	0.101	Vérifié
45*45	0.2025	3.42*10 ⁻³	0.130	2.68	1.876	13.02	0.827	0.1849	0.074	Vérifié
40*40	0.16	2.13*10 ⁻³	0.115	2.68	1.876	13.02	0.827	0.1444	0.046	Vérifié
35*35	0.1225	1.25*10 ⁻³	0.101	2.68	1.876	13.02	0.827	0.1089	0.019	Vérifié

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

II.5. Conclusion :

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

- Section des poutres principales : (30*40) cm²
- Section des poutres secondaire : (30*35) cm²
- Section des poteaux :
- **Poteaux carrées :**
 - RDC, 1^{er} et 2^{ème} étages : (55*55) cm²
 - 3^{ème} au 5^{ème} étage : (50*50) cm²
 - 6^{ème} au 8^{ème} étage : (45*45) cm²
 - 9^{ème} étage au 11^{ème} étage : (40*40) cm²
 - 12^{ème} étage : (35*35) cm²

III.1.Introduction

Dans une structure quelconque on distingue de types d'éléments :

- Les éléments principaux qui contribuent aux contreventements directs.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires à savoir : les planchers, l'acrotère, l'escalier, la poutre palière et ainsi que l'ascenseur.

III.2.Les planchers (corps creux et dalles pleines)

III.2.1. Planchers à corps creux :

Le plancher c'est une aire généralement plane qui sépare les différents niveaux d'une construction. Il doit :

- Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Participer à la résistance aux efforts horizontaux.
- Transmettre les charges et surcharges.
- Présenter une isolation thermique et phonique.

Nous rappelons que nous avons deux types de planchers, planchers à corps creux et planchers à dalles pleines.

III.2.1.1 La disposition des poutrelles

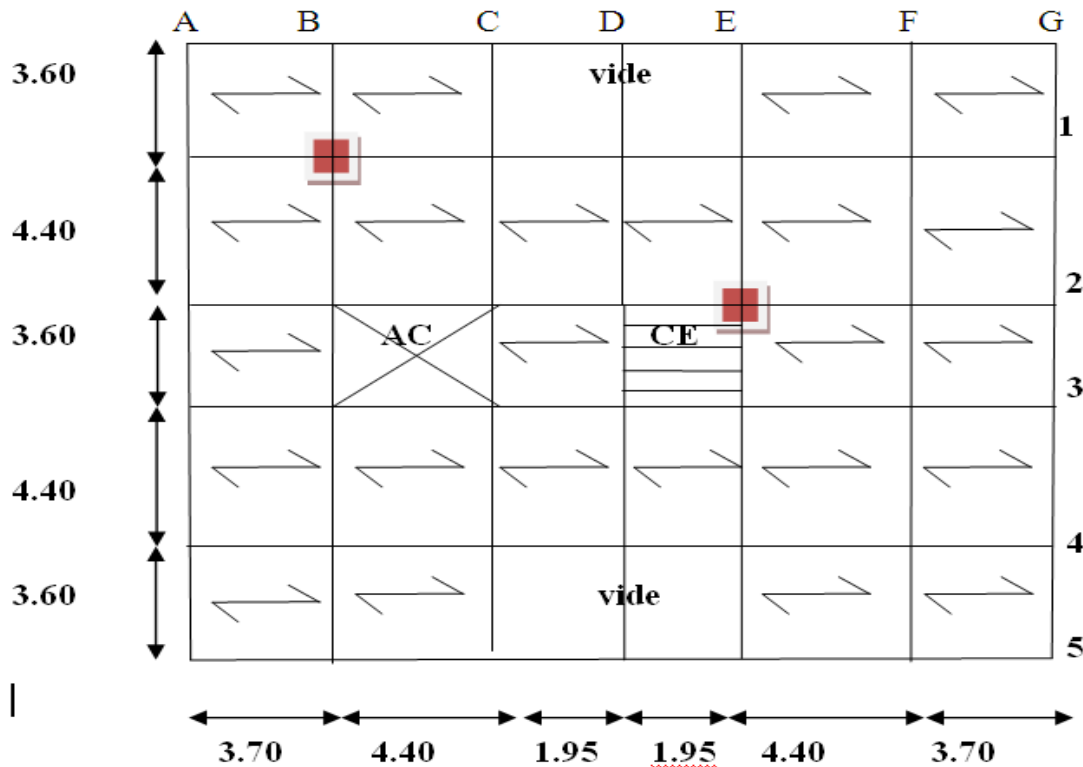
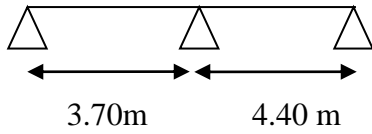


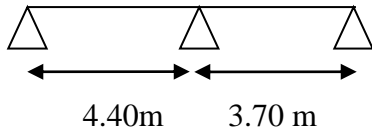
Figure III.1 Schéma de la disposition des poutrelles

➤ Type de poutrelles

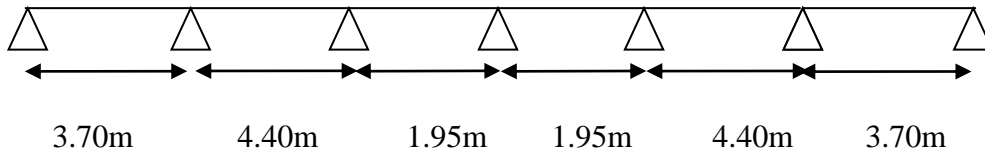
Type 1 :



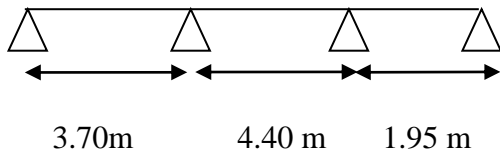
Type 2 :



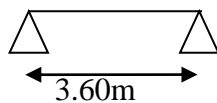
Type 3 :



Type 4 :



Type 5:



III.2.1.2.Méthodes de calcul des poutrelles :

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

a) La méthode forfaitaire

Le **BAEL91 (Art. L.III,2)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
2. Le rapport des portées successives (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.
3. Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
4. La fissuration est peu nuisible.

➤ **Principe de la méthode forfaitaire**

- **Les moments fléchissant :**

En travée :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 * \alpha) * M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases}$$

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 * \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 * \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{p * l^2}{8}$$

P : la charge répartie à l'état limite considéré.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

l_i : Portée de la travée.

Aux appuis

$-0.5 \times M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$-0.4 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

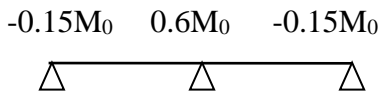
$-0.6 \times M_0$: Pour l'appui intermédiaire pour une poutre à deux travées.

$-0.15 \times M_0$: Pour les appuis de rive.

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 :

$$-0.15 M_0$$

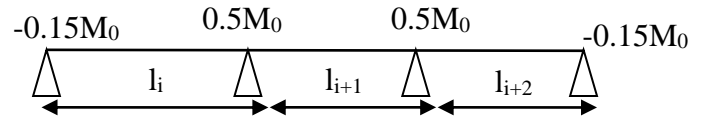
Cas de 02 travées :



• cas de plus de 03 travées :



cas de 03 travées :



➤ **Les efforts tranchants :**

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec :

15 % pour une poutre à deux travées et 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

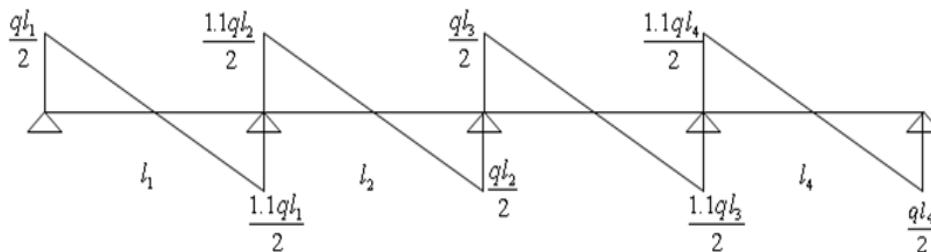


Figure III.2. Diagramme des efforts tranchants

b) La méthode de Caquot :

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > (2G ; 5KN/m^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

➤ **Principe de la méthode Caquot :**

- **Calcul des moments**

Aux appuis :
$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \text{ (BAEL. Art. L.III,3)}$$

Avec $l' = 0.8 \times l$: Pour une travée intermédiaire ; $l' = l$: Pour une travée de rive.

P_g ; P_d : Charge à droite et à gauche de la travée.

En travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

Evaluation des efforts tranchants : $V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$ BAEL(ArtL.III.3)

III.2.1.3. Etude des poutrelles :

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des poutrelles car toutes les conditions d'application de cette méthode sont satisfaites.

➤ **Condition d'application :**

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

• **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 6.73 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \cdot 6.73 ; 5) \text{ KN/m}^2 \quad \text{Vérfiée.}$$

• **Plancher terrasse accessible :**

$$G = 6.57 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \cdot 6.57 ; 5) \text{ KN/m}^2 \quad \text{Vérfiée.}$$

• **Plancher étage courant :**

$$G = 5.35 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \cdot 5.35 ; 5) \text{ KN/m}^2 \quad \text{Vérfiée.}$$

2. Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée. Vérfiée.

3. Le rapport $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

4. FPN

III.2.1.4. Calcul des moments et efforts tranchant des poutrelles :

➤ **Calcul des sollicitations :**

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

à l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \cdot q_s$

Tableau III.1. Charges et surcharges d'exploitation

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.73	1.0	10.58	6.87	7.73	5.02
Terrasse accessible	5.88	1.5	11.12	7.22	8.07	5.24
Etages courants	5.35	1.5	9.47	6.15	6.85	4.45

➤ Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Tableau III.2.Chargement sur les poutrelles.

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	l ₀ (m)	q _u =(1.35G+1.5Q)*l ₀ (KN/ml)	q _s =(G+Q)*l ₀ (KN/ml)
Etage courant	5.35	1.5	0.65	6.15	4.45
Terrasse inaccessible	6.73	1	0.65	6.87	5.02
Terrasse accessible	6.57	1.5	0.65	7.22	5.24

Avec :l₀ : entre-axe des poutrelles.

➤ Etude de la poutrelle type 4 :

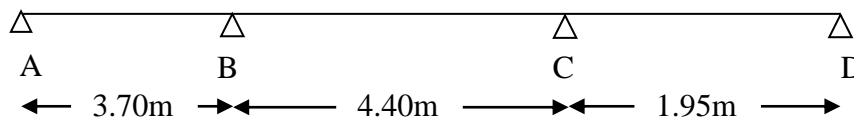


Figure III.3 : Schéma statique de la poutrelle type 4

Dans ce type de poutrelle, on voit que :

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4.4}{1.95} = 2.25 \notin [0,8 ; 1,25]$$

⇒ On applique la méthode de Caquot minorée. On minore G de 2/3 pour le calcul des moments aux appuis, puis on revient à G pour le calcul des moments en travées.

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$G' = 2/3G = 2/3 * 5.35 = 3.53 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35G' + 1.5Q) * l_0 = (1.35 * 3.53 + 1.5 * 1.5) * 0.65 = 4.56 \text{ KN/m}$$

$$q_s = (G' + Q) * l_0 = (3.53 + 1.5) * 0.65 = 3.27 \text{ KN/m}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques:**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{4.56 * 3.70^2}{8} = 7.80 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis :**

– **Appuis de rive : A L'ELU**

$M_A = M_D = 0$ (Le **BAEL 91** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $0.15M_0$)

A L'ELU: $M_A = M_D = -0.15 * 7.80 = -1.17 \text{ KN.m}$

– **Appuis intermédiaires :**

$$\text{Avec : } \begin{cases} q_g = q_d = q \\ l'_g = l_g = 3.70 \text{ mT. rive} \\ l'_d = 0.8 * l_d = 0.8 * 4.40 = 3.56 \text{ mT. inter} \end{cases}$$

$$M_B = -\frac{q_g l'_g{}^3 + q_d l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)} = -\frac{4.56 * 3.70^3 + 4.56 * 3.52^3}{8.5(3.52 + 3.70)} = -7 \text{ KN.m}$$

A L'ELU: $M_B = -7.00 \text{ KN.m}$

A L'ELS: $M_B = -4.304 \text{ KN.m}$

Même chose pour l'appui C ; on obtient:

$$\text{Avec : } \begin{cases} q_g = q_d = q \\ l'_g = 0.8 * l_g = 0.8 * 3.70 = 2.96 \text{ m} \\ l'_d = 1.95 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{A L'ELU: } M_C = -\frac{q_g l'_g{}^3 + q_d l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)} = -\frac{4.56 * 2.96^3 + 4.56 * 1.95^3}{8.5(2.96 + 1.95)} = -3.64 \text{ KN.m}$$

A L'ELU: $M_C = -3.64 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des moments en travées :**

– **Travée AB :**

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

$$M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} \times (l - x) ; \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l_i} = \frac{3.70}{2} - \frac{7}{6.15 \cdot 3.70} = 1.54 \text{ m}$$

$$M_0(1.54) = \frac{6.15 \cdot 1.54}{2} \cdot (3.70 - 1.54) = 10.22 \text{ KN.m}$$

$$M_t(AB) = 7.30 \text{ KN.m}$$

– **Travée BC :**

$$M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} \times (l - x) ; \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l_i} = \frac{4.40}{2} - \frac{7 - 3.62}{6.15 \cdot 4.40} = 2.32 \text{ m}$$

$$M_0(2.32) = \frac{6.15 \cdot 2.32}{2} \cdot (4.40 - 2.32) = 14.83 \text{ KN.m}$$

$$M_t(BC) = 12.44 \text{ KN.m}$$

– **Travée CD :**

$$M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} \times (l - x) ; \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l_i} = \frac{1.95}{2} + \frac{3.64}{6.15 \cdot 1.95} = 1.27 \text{ m}$$

$$M_0(1.27) = \frac{6.15 \cdot 1.27}{2} \cdot (1.95 - 1.27) = 2.65 \text{ KN.m}$$

$$M_t(CD) = 1.38 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis :**

– **Appuis de rive : A L'ELS**

$M_A = M_D = 0$ (Le **BAEL 91** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $0.15M_0$)

$$\text{A L'ELS: } M_A = M_D = -0.15 \cdot 5.59 = -0.83 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires :

$$\text{Avec : } \begin{cases} q_g = q_d = q \\ l'_g = l_g = 3.70 \text{ mT.rive} \\ l'_d = 0,8 * l_d = 0,8 * 4.40 = 3.52 \text{ mT.inter} \end{cases}$$

$$M_B = -\frac{q_g l'_g{}^3 + q_d l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)} = -\frac{3.27 * 3.70^3 + 3.27 * 3.52^3}{8.5(3.52 + 3.70)} = -5.02 \text{ KN.m}$$

A L'ELS: $M_B = -5.02 \text{ KN.m}$

Même chose pour l'appui C ; on obtient:

$$\text{Avec : } \begin{cases} q_g = q_d = q \\ l'_g = 3.52 \text{ m} \\ l'_d = 1.95 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{A L'ELS: } M_C = -\frac{q_g l'_g{}^3 + q_d l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)} = -\frac{3.27 * 3.52^3 + 3.27 * 1.95^3}{8.5(3.52 + 1.95)} = -3.58 \text{ KN.m}$$

➤ A L'ELS: $M_C = -3.58 \text{ KN.m}$

Calcul des moments en travées :

– **Travée AB :**

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

$$M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} \times (l - x) ; \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l_i} = \frac{3.70}{2} - \frac{7}{6.15 * 3.70} = 1.54 \text{ m}$$

$$M_0(1.54) = \frac{4.45 * 1.54}{2} * (3.70 - 1.54) = 7.40 \text{ KN.m}$$

$$M_t(AB) = 5.31 \text{ KN.m}$$

– **Travée BC :**

$$M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} \times (l - x) ; \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l_i} = \frac{4.40}{2} - \frac{7 - 3.62}{6.15 * 4.40} = 2.32 \text{ m}$$

$$M_0(2.32) = \frac{4.45 * 2.32}{2} * (4.40 - 2.32) = 10.73 \text{ KN.m}$$

$$M_t(BC) = 7.83 \text{ KN.m}$$

– Travée CD :

$$M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} \times (l - x) ; \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l_i} = \frac{1.95}{2} + \frac{3.64}{6.15 \cdot 1.95} = 1.27 \text{ m}$$

$$M_0(1.27) = \frac{4.45 \cdot 1.27}{2} \cdot (1.95 - 1.27) = 2.65 \text{ KN.m}$$

$$M_t(\text{CD}) = 0.67 \text{ KN.m}$$

➤ **Exemple illustratif :**

Pour le calcul des sollicitations on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire (le type 2 du plancher courant et terrasse inaccessible). Les résultats des autres types seront résumés dans un tableau.

➤ **Etude de la poutrelle type 2 (étage courant):**

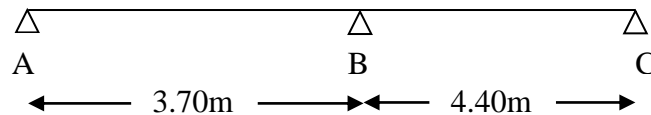


Figure III.4: Schéma statique de la poutrelle type 2

$$q_u = 6.15 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4.45 \text{ KN/ml}$$

• **Moments isostatiques :**

À l'ELU :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{6.15 \cdot 3.70^2}{8} = 10.52 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{6.15 \cdot 4.40^2}{8} = 14.88 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = 7.61 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = 10.76 \text{ KN.m}$$

• **Moments aux appuis :**

Appuis de rive :

$$M_A = M_C = 0$$

Remarque

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $(-0.15 * m_0)$.

Avec $m_0 = \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = M_0^{AB}$.

m_0 : moment max dans la travée considérée isostatique.

A L'ELU: $M_A = M_C = -0.15 * 10.52 = -1.58 \text{ KN.m}$

A L'ELS: $M_A = M_C = -0.15 * 7.61 = -1.14 \text{ KN.m}$

➤ **Appuis intermédiaire :**

À l'ELU : $M_B = -0.6 * M_0^{AB} = -0.6 * 10.52 = -6.31 \text{ KN.m}$

À l'ELS : $M_B = -0.6 * M_0^{AB} = -0.6 * 7.61 = -4.56 \text{ KN.m}$

Remarque :

Les moments aux appuis de rives sont négatifs mais pour les calculs des moments en travées, on les remplace par leur valeur absolue.

• **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.35} = 0.21$$

$$\alpha = 0.21 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.063 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.263 \end{cases}$$

À l'ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Travée A-B :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.063 * 10.52 - \frac{6.31}{2} = 8.02 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.263}{2} * 10.52 = 6.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.063 * 14.88 - \frac{6.31}{2} = 12.66 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.263}{2} * 14.88 = 9.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

À l'ELS :

Travée A-B

$$\begin{cases} M_t \geq 1.063 * 7.61 - \frac{4.56}{2} = 5.90 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.263}{2} * 7.61 = 4.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.063 * 10.76 - \frac{4.56}{2} = 9.15 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.263}{2} * 10.76 = 6.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

Dans le calcul des moments en travées on écrit toujours M_t en fonction de m_0 pour faciliter le calcul à l'ELS sinon on est obligé de refaire, tous les calculs

➤ **Evaluation des efforts tranchants :**

À l'ELU :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{ql_1}{2} = \frac{6.15 * 3.70}{2} = 11.37 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 * V_A = -13.07 \text{ KN}$$

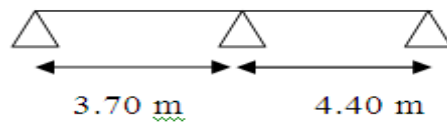
Travée B-C :

$$V_B = 1.15 * \frac{6.15 * 4.40}{2} = 15.55 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.15 * 4.40}{2} = -13.53 \text{ KN}$$

Les résultats des autres types de poutrelles du plancher terrasse et plancher étage courant sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Type 1 :



ELU

Tableau III.3.Sollicitation poutrelle type 1 ELU

	Travée	L(m)	P _u (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _g	M _d	M _t	V _g (KN)	V _d (KN)
T.I	A-B	3.70	6.88	11.77	-2.49	-10.12	17.46	12.45	-14.31
	B-C	4.40	6.88	16.64	-10.12	-2.49	12.47	17.02	-14.80
E.C	A-B	3.70	6.15	10.52	-1.58	-6.31	8.02	11.37	-13.07
	B-C	4.40	6.15	14.88	-6.31	-1.58	12.66	15.55	-13.53

ELS

Tableau III.4.Sollicitation poutrelle type 1 ELS

	Travée	L(m)	P _u (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _g	M _d	M _t
T.I	A-B	3.70	5.02	8.79	-1.82	-7.28	2.98
	B-C	4.40	5.02	12.14	-7.28	-1.82	6.72
E.C	A-B	3.70	4.45	7.61	-1.36	-4.56	5.90
	B-C	4.40	4.45	10.76	-4.56	-1.36	9.15

Type 2 :



ELU

Tableau III.5.Sollicitation poutrelle type 2 ELU

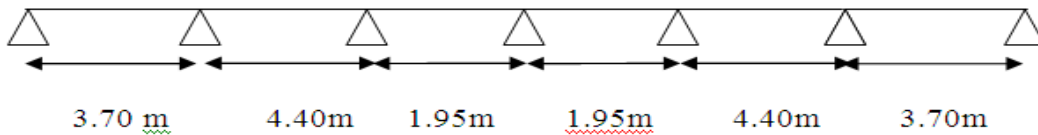
	Travée	L(m)	P_u (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_g	M_d	M_t	V_g (KN)	V_d (KN)
T.I	A-B	4.40	6.88	16.28	-2.47	-9.76	22.03	14.50	-17.02
	B-C	3.70	6.88	11.51	-9.76	-2.47	7.25	14.31	-12.45
E.C	A-B	4.40	6.15	14.88	-2.23	-8.92	19.89	13.53	-15.55
	B-C	3.70	6.15	10.52	-8.92	-2.23	6.72	13.07	-11.37

ELS

Tableau III.6.Sollicitation poutrelle type 2 ELS

	Travée	L(m)	P_u (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_g	M_d	M_t
T.I	A-B	4.40	5.02	16.28	-2.47	-9.76	22.03
	B-C	3.70	5.02	11.51	-9.76	-2.47	7.25
E.C	A-B	4.40	4.45	10.76	-1.61	-6.45	14.66
	B-C	3.70	4.45	7.61	-6.45	-1.61	4.86

Type 3 :



ELU

Tableau III.7.Sollicitation poutrelle type 3 ELU

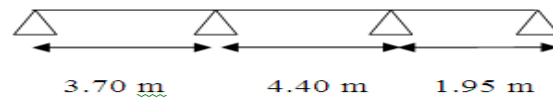
	Travée	L(m)	P_u (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_g	M_d	M_t	V_g (KN)	V_d (KN)
T.I	A-B	3.70	6.88	11.46	-1.25	-7.52	8.31	10.69	-14.76
	B-C	4.40	6.88	16.63	-7.52	-5.38	11.69	14.64	-15.62
	C-D	1.95	6.88	2.97	-5.38	-1.40	1.31	3.56	-9.84
	D-E	1.95	6.88	1.70	-1.40	-5.38	-1.39	8.74	-4.66
	E-F	4.40	6.88	11.60	-5.38	-1.25	12.51	16.35	-13.91
E.C	A-B	3.70	6.15	7.40	-1.17	-7.03	7.30	9.47	-13.27
	B-C	4.40	6.15	14.86	-7.03	-5.02	5.43	13.07	-13.98
	C-D	1.95	6.15	2.63	-5.02	-1.31	8.86	3.06	-8.92
	D-E	1.95	6.15	2.63	-1.31	-5.02	0.06	7.87	-4.04
	E-F	4.40	6.15	0.16	-5.02	-7.03	-7.01	13.98	-13.07
	F-G	3.70	6.15	10.24	-7.03	-1.17	6.16	13.27	-9.47

ELS

Tableau III.8.Sollicitation poutrelle type 3 ELS

	Travée	L(m)	P _s (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _g	M _d	M _t
T.I	A-B	3.70	5.02	8.36	-1.25	-5.46	6.07
	B-C	4.40	5.02	12.13	-5.46	-3.90	11.69
	C-D	1.95	5.02	2.16	-5.90	-1.01	0.70
	D-E	1.95	5.02	1.24	-1.01	-3.90	-0.96
	E-F	4.40	5.02	8.46	-3.90	-1.25	9.12
E.C	A-B	3.70	4.45	7.40	-0.84	-5.03	5.43
	B-C	4.40	4.45	10.75	-5.03	-3.60	6.45
	C-D	1.95	4.45	2.63	-3.60	-0.93	0.06
	D-E	1.95	4.45	2.63	-0.93	-3.60	0.07
	E-F	4.40	4.45	1.17	-3.60	-5.03	-3.48
	F-G	3.70	4.45	7.41	-5.03	-0.84	4.49

Type 4 :



ELU

Tableau III.9.Sollicitation poutrelle type 4 ELU

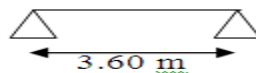
	Travée	L(m)	P _u (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _g	M _d	M _t	V _g (KN)	V _d (KN)
T.I	A-B	3.70	6.88	11.44	-1.25	-7.52	8.31	10.69	-14.76
	B-C	4.40	6.88	16.60	-7.52	-5.38	11.69	14.64	-15.62
	C-D	1.95	6.88	2.97	-5.38	-1.25	1.31	3.56	-9.84
E.C	A-B	3.70	6.15	10.22	-1.17	-7	7.30	9.40	-13.26
	B-C	4.40	6.15	14.83	-7	-3.64	12.44	14.29	-12.76
	C-D	1.95	6.15	2.65	-3.64	-1.17	1.38	7.86	-4.12

ELS

Tableau III.10.Sollicitation poutrelle type 4 ELS

	Travée	L(m)	P _s (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _g	M _d	M _t
T.I	A-B	3.70	5.02	8.34	-0.91	-5.46	6.07
	B-C	4.40	5.02	12.11	-5.46	-3.90	11.69
	C-D	1.95	5.02	2.16	-3.90	-0.91	0.71
E.C	A-B	3.70	4.45	7.40	-0.83	-5.02	5.31
	B-C	4.40	4.45	10.73	-5.02	-3.58	7.83
	C-D	1.95	4.45	1.92	-3.58	-0.83	0.67

Type 5:



ELU

Tableau III.11.Sollicitation poutrelle type 5 ELU

	Travée	L(m)	P _u (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _g	M _d	M _t	V _g (KN)	V _d (KN)
T.A	A-B	3.70	6.88	12.35	-1.85	-1.85	12.09	13.35	-13.35

ELS

Tableau III.12. Sollicitation poutrelle type 5 ELS

	Travée	L(m)	P _u (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _g	M _d	M _t
T.A	A-B	3.70	5.02	9.13	-13.69	-13.69	8.93

III.2.1.5.Récapitulation des sollicitations les plus défavorables

Tableau III.13.Récapitulation des sollicitations les plus défavorables

Type de poutrelle	ELU				ELS		
	M _{appui^{rive}} (KN.m)	M _{appui^{inter}} (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)	V _{max} (KN.m)	M _{appui^{rive}} (KN.m)	M _{appui^{inter}} (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)
T.I	-2.49	-10.12	22.03	17.02	-2.47	-7.28	22.03
E.C	-2.23	-8.92	19.88	15.62	-1.61	-6.47	14.66
T.A	-1.85	/	12.09	13.55	-1.369	/	8.93

III.2.1.6.Ferrailage des poutrelles :

➤ Calcul étage courant

$$M_t^{\max} = 19.88 \text{ Kn.m}$$

$$M_a^{\text{rive}} = -2.23 \text{ Kn.m}$$

$$V^{\max} = 15.62 \text{ Kn}$$

$$M_a^{\text{inter}} = -8.92 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

Calcul du moment équilibré par la table de compression M

A) Armature longitudinales :

• Ferrailage en travée :

b=65cm; h=20cm; h₀=4cm; d=18cm; b₀=10cm

f_{c28}=25MPA; f_{bu}=14.2MPA; f_{st}=400MPA.

- Calcul de M_{TU} :

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

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\text{max}} = 19.88 \text{ KN.m} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire $b * h$.

- Calcul des armatures :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} * d^2 * b} = \frac{19.88 * 10^{-3}}{14.2 * 0.65 * 0.18^2} = 0.066 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a } \mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.3916 \quad \alpha_l = 0.668$$

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

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a } \mu_l = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \quad \text{Pas d'armature comprimée}$$

- Calcul de A :

$$A = \frac{M_t}{Z * f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * 0.066)}) = 0.085$$

$$Z = 0.18 * (1 - (0.4 * 0.085)) = 0.173 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{19.88 * 10^{-3}}{348 * 0.173} = 3.30 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t = 3.30 \text{ cm}^2$$

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

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.65 * 0.18 * 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ **Ferraillage aux appuis :**

Appui de rive : (calcul forfaitaire)

$$M_a^{rive} = -0.15 * 14.88 = -2.23 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{2.23 * 10^{-3}}{0.10 * 0.18^2 * 14.2} = 0.048 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.048}) = 0.061$$

$$z = 0.18 * (1 - 0.4 * 0.061) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z * f_{st}} = \frac{2.23 * 10^{-3}}{0.175 * 348} = 0.36 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.36 \text{ cm}^2$$

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

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

$$A_{\min} < A_t \quad \text{Vérifiée.}$$

On choisit : **A= 1HA12=1.13 cm²**

➤ **Appuis intermédiaire : (calcul forfaitaire)**

$M_a^{\max} < 0 \Rightarrow$ le moment est négatif c'est-à-dire la partie supérieure est tendue donc la table est tendue et comme le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, la nervure travaille toute seule \Rightarrow calcul d'une section rectangulaire ($b_0 * h$)

$$M_a^{\text{inter}} = -8.92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{inter}}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{8.92 * 10^{-3}}{0.10 * 0.18^2 * 14.2} = 0.193$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * 0.193)}) = 0.270$$

$$z = 0.18 * (1 - (0.4 * 0.270)) = 0.160$$

$$A_{inter} = \frac{M_a^{inter}}{z * f_{st}} = \frac{8.92 * 10^{-3}}{0.160 * 348} = 1.60 * 10^{-4} m^2 = 1.60 cm^2$$

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

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

$$A_{min} < A_t \quad \text{Vérifiée.}$$

On choisit : **A = 2HA12 = 2.26 cm²**

B- armatures transversales :

➤ **Vérification à L'ELU :**

➤ **Cisaillement**

$$V_u = 15.62 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{15.62 * 10^3}{0.10 * 0.18} = 0.867 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 MPa] = 3.33 MPa \quad (\text{fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié. Pas de risque de cisaillement}$$

➤ **Choix des armatures transversales :**

$$\Phi t \leq \left[\frac{h}{35} ; \Phi ; \frac{b_0}{10} \right]$$

$$\Phi t \leq \left[\frac{200}{35} ; 8 ; \frac{100}{10} \right]$$

$$\Phi t \leq 5.7 mm = 6 mm \quad \text{On choisit un étrier } \Phi_6 A_t = 2 \Phi_6 = 0.57 cm^2$$

➤ **Vérification de L'espace :**

$$S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 16.2cm$$

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

Flexion simple, fissuration peu nuisible, pas de reprise de bétonnage. $\Rightarrow K=1$

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

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 * f_e}{b * (\tau_u - 0.3 * f_{t28})}$$

$$S_t \leq 0.57 * 10^{-4} \frac{0.8 * 400}{0.10 * (0.863 - 0.3 * 2.1)} = 0.782m$$

$$S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 * 10^{-4} * 400}{0.4 * 0.10} = 0.57m = 57cm$$

On prend $S_t = 15cm$

➤ **Vérification à l'effort tranchant des armatures longitudinales :**

• **Vérification de la bielle :**

On doit vérifier

$$V_u \leq 0.267 * a * b_0 * f_{c28} \quad \text{avec} \quad a \leq 0.9 * d = 0.162 \text{ m}$$

$$V_u \leq 0.267 * 0.162 * 0.1 * 25 = 108.135 \text{ KN}$$

$$V_u = 15.55 \text{ KN} < 108.135 \text{ KN} \quad \text{Vérfié}$$

• **Vérification de A_l à l'effort tranchant**

➤ **Au niveau de l'appui de rive**

$$A_l = 3HA12 + 1HA10 = 3.39 + 0.79 = 4.18cm^2$$

On a $M_u = 0$.

$$A_l \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} * 15.62 * 10^{-3} = 0.44cm^2$$

$$A_l \geq 0.44cm^2$$

$$\text{Or } A_l = 3HA12 + 1HA10 = 3.39 + 0.79 = 4.18cm^2 \quad \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$$

➤ **Au niveau de l'appui intermédiaire.**

$$A_l = 3HA12 + 2HA12 = 3.39 + 2.26 = 5.65cm^2$$

On a $M_u = 0$.

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 * d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} * \left(15.62 * 10^{-3} - \frac{8.92 * 10^{-3}}{0.9 * 0.18} \right) = -1.13cm^2$$

$$A_l \geq -1.13cm^2$$

Or $A_s = 3HA12 + 2HA12 = 3.39 + 2.26 = 5.65\text{cm}^2$ vérifiée.

- **Vérification de la jonction table nervure au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u * b_1}{0.9 * dbh_0} = \frac{15.62 * 10^{-3} * 0.275}{0.9 * 0.18 * 0.65 * 0.04} = 1.02\text{MPa}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27.5\text{cm}$$

$$\overline{\tau}_u = 3.33\text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u = 3.33\text{ MPa} \text{ C'est vérifié.}$$

Pas de risque de rupture à la jonction table nervure

- **Vérification des poutrelles à l'ELS :**

Il y a lieu de vérifier :

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

- **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91**(Article B-6-3)

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 * f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

- **En travée**

$$M_{ser}^{max} = 14.66\text{Kn.m}$$

$$A_s = 3.39\text{cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15 A * (d - h_0) \text{BAEL91.L.III.3}$$

$$H = 0.65 * \frac{0.04^2}{2} - 15 * 3.39 * 10^{-4} * (0.18 - 0.04)$$

$H = - 1.91 * 10^{-4} < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en T.

$$b_0 y^2 + [2 * (b - b_0) * h_0 + 30 + A] * y - [(b - b_0) * h_0^2 + 30 * d * A] = 0$$

$$10 y^2 + [2 * (65 - 10) * 4 + 30 + 3.39] * y - [(65 - 10) * 4^2 + 30 * 18 * 3.39] = 0$$

$$10 y^2 + 473.39 y - 2710.6 = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.0516 m = 5.16 cm$$

• **Calcul de l'inertie I :**

$$I = \frac{10 * 5.16^3}{3} + (65 - 10) * \frac{4^3}{12} + (65 - 10) * 4 * (5.16 - \frac{4}{2})^2 + 15 * 3.39 * (18 - 5.16)^2 = 11331.53 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = \frac{14.66 * 10^{-3}}{11331.53 * 10^{-8}} * 0.0516 = 6.67 MPa$$

$$\sigma_{bc} < 15 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \quad \text{(BAEL E.III.2)}$$

• **Aux appuis :**

$$M_a^{ser} = -6.47 Kn.m$$

$$A_s = 2.26 cm^2$$

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15 * A * (d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91.L.III.3}$$

$$H = 0.65 * \frac{0.04^2}{2} - 15 * 2.26 * 10^{-4} * (0.18 - 0.04)$$

H = 4.54 * 10⁻⁴ > 0 => l'axe neutre passe par la table de compression.

• **Position de l'axe neutre :**

$$b y^2 - 30 A_a (d - y) = 0 \Rightarrow 0.65 y^2 - 30 * 2.26 * (18 - y) = 0$$

$$65 y^2 + 67.8 y - 1220.4 = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.0384 m = 3.84 cm$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 = \frac{0.65 * 3.84^3}{3} + 15 * 2.26 * (18 - 3.84)^2 = 6809.40 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.47 * 10^{-3}}{6809.40 * 10^{-8}} * 0.0384 = 3.64 MPa$$

$$\sigma_{bc} < 15 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \quad \text{(BAEL E.III.2)}$$

• **Evaluation de la flèche**

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

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

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{440} = 0.045 < \frac{1}{16}$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

Tel que :

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

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{440}{500} = 0.88cm$$

• **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 * G = 0.65 * 3.99 = 2.59KN/m$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 * G = 0.65 * 5.35 = 3.47KN/m$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 * (G + Q) = 0.65 * (5.35 + 1.5) = 4.45KN/m$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.75 * \frac{q_{jser} * l^2}{8} = 0.75 * \frac{2.59 * 4.40^2}{8} = 4.70KN.m$$

$$M_{gser} = 0.75 * \frac{q_{gser} * l^2}{8} = 0.75 * \frac{3.47 * 4.40^2}{8} = 6.29KN.m$$

$$M_{pser} = 0.75 * \frac{q_{pser} * l^2}{8} = 0.75 * \frac{4.45 * 4.40^2}{8} = 8.07 KN.m$$

➤ **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre : $y=5.16cm$

$$Y_G=6.165 cm$$

Moment d'inertie de la section total homogène :

$$I_0 = \frac{b * y_G^3}{12} + b_0 * \left(\frac{h - y_G}{3}\right)^3 - (b - b_0) * \left(\frac{y_G - h_0}{3}\right)^3 + nA(d - y_G)^2$$

$$I_0 = 15958.69cm^4$$

$$I = 11331.53cm^4$$

$$A_s = 3.39cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 * d} = \frac{3.39}{10 * 18} = 0.0188$$

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

$E_i = 32164.195Mpa$	Module de déformation longitudinale du béton
$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.39Mpa$	Module de déformation longitudinale différé du béton
	$y = 0.0516m$

• **Contraintes (σ_s) :**

$$\sigma_{sj} = 15 * \frac{M_{Jser} * (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 * \frac{M_{gser} * (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 * \frac{M_{pser} * (d - y)}{I}$$

• **Inerties fictives (I_f) :**

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

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \quad \text{Coefficient de déformation instantané.}$$

$$\lambda_v = 0.4 * \lambda_i \quad \text{Coefficient de déformation différée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * 2.1}{(2 + 3 * \frac{0.10}{0.65}) * 0.0188} = 2.27 \quad ; \quad \lambda_v = 0.4 * 2.27 = 0.908$$

- **Calcul des contraintes :**

$$y = 5.16 \text{ cm}; A_s = 3.39 \text{ cm}^2; I = 11331.53 \text{ cm}^4; I_0 = 15958.69 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{sj} = 79.88 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 106.91 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 137.16 \text{ Mpa}$$

- **Calcul des inerties fictives :**

$$\mu_j = 0.54$$

$$\mu_g = 0.63$$

$$\mu_p = 0.70$$

$$I_{ij} = 7886.85 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig} = 7223.80 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip} = 6780.43 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = 10732.79 \text{ cm}^4$$

- **Evaluation des flèches :**

$$f_{ij} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ij}} = \frac{4.70 * 10^{-3} * 4.40^2}{10 * 32164.195 * 7886.85 * 10^{-8}} = 0.0035 \text{ m}$$

$$f_{ig} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ig}} = \frac{6.29 * 10^{-3} * 4.40^2}{10 * 32164.195 * 7223.80 * 10^{-8}} = 0.0052 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ip}} = \frac{8.07 \cdot 10^{-3} \cdot 4.40^2}{10 \cdot 32164.195 \cdot 6780.43 \cdot 10^{-8}} = 0.0071m$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{gv}} = \frac{8.07 \cdot 10^{-3} \cdot 4.40^2}{10 \cdot 32164.195 \cdot 10732.79 \cdot 10^{-8}} = 0.0045m$$

• **La flèche totale Δf :**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (0.0045 - 0.0035 + 0.0071 - 0.0052) = 0.0029m$$

$$\Delta f = 0.29cm \leq f_{adm} = 0.88cm$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

Tableau III.14.Ferraillage des poutrelles

		M KN.m	μ_{bu}	α	ζ	A_s (cm²)	A_{min} (cm²)	Barres
TI	Travée	22.03	0.073	0.094	0.173	3.65	1.41	2HA14+1HA10=3.87cm²
	Appuis inter	10.12	0.219	0.312	0.157	1.85	0.217	2HA10=2.14cm²
	Appuis rive	2.49	0.054	0.069	0.175	0.40	0.217	1HA10=0.79cm²
EC	Travée	19.88	0.066	0.085	0.173	3.30	1.41	3HA12= 3.39 cm²
	Appuis inter	8.92	0.193	0.270	0.160	1.60	0.217	2HA12=2.26 cm²
	Appuis rive	2.23	0.048	0.061	0.175	0.36	0.217	1HA12=1.13cm²
TA	travée	12.09	0.262	0.38	0.152	2.28	1.41	3HA10=2.36cm²
	Appuis rive	1.85	0.040	0.051	0.176	0.30	1.41	2HA10=1.51cm²

➤ **Ferraillage transversale**

Pour tous les types de poutrelles on prend $A_t=2\emptyset_6=0.57 \text{ cm}^2$

L'espaceur $St=15 \text{ cm}$

➤ Vérification au cisaillement

Tableau III.15 .Vérification au cisaillement

Type de plancher	Influence sur le béton		Influence sur les aciers		Jonction table nervure (MPa)
	Vérification de la contrainte (KN)	Vérification de bielle (KN)	Appui intermédiaire (cm ²)	Appui de rive (cm ²)	
Terrasse inaccessible	1.11 < 3.33	17.02 < 108.135	5.65 > -1.28	4.18 > 0.48	1.11 > 3.33
Etage courant	1.02 < 3.33	15.62 < 108.135	5.65 > -1.13	4.18 > 0.44	1.02 > 3.33
Terrasse accessible	0.88 < 3.33	13.55 < 108.135	/	4.18 > 0.50	0.88 < 3.33
Observation	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

➤ Vérification des états limite de compression du béton

Tableau III.16 .Vérification des états limite de compression du béton

Plancher	Travée				Appui			
	M _t KN .m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)	M _a KN .m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)
Terrasse inaccessible	22.03	5.60	12826.24	9.93	7.28	3.75	6529.73	3.70
Etage courant	14.66	5.16	11331.59	6.67	6.47	3.84	6809.40	3.64
Terrasse accessible	12.09	4.18	8110.42	6.23	/	/	/	/
				Vérifié				Vérifié

➤ Vérification des états de limite de déformation :

Tableau III.17 .Vérification des états de limite de déformation

Plancher	Etage courant	Terrasse inaccessible	Terrasse accessible
q_{jer} (kn/m)	2.59	3.28	3.17
q_{ger} (kn/m)	3.47	4.37	4.27
q_{pser} (kn/m)	4.45	5.02	5.24
M_j^{ser} (kn .m)	4.70	5.95	5.75
M_g^{ser} (kn .m)	6.29	7.93	7.75
M_p^{ser} (kn .m)	8.07	9.11	9.51

I (cm ⁴)	11331.53	12422.67	8110.42
I_0 (cm ⁴)	15094.79	15094.79	15094.79
λ_i	2.27	1.98	3.25
λ_v	0.908	0.792	1.30
σ_{sj} (MPa)	79.88	89.08	146.96
σ_{sg} (MPa)	106.91	118.73	198.08
σ_{sp} (MPa)	137.16	136.40	243.07
μ_j	0.54	0.62	0.62
μ_g	0.63	0.70	0.70
μ_p	0.70	0.73	0.75
I_{fij} (cm ⁴)	7886.85	7880.53	5822.44
I_{fig} (cm ⁴)	7223.80	7357.36	5360.20
I_{fip} (cm ⁴)	6780.43	7178.64	5106.81
I_{fvg} (cm ⁴)	10732.79	11293.53	9190.92
f_{ij} (mm)	0.0035	0.0045	0.0042
f_{ig} (mm)	0.0052	0.0064	0.0061
f_{ip} (mm)	0.0088	0.0076	0.0079
f_{vg} (mm)	0.0071	0.0048	0.0044
Δf (mm)	0.0029	0.0015	0.0020
f_{adm} (mm)	0.88	0.88	0.88
Obs	Vérifié	Vérifié	Vérifié

III.2.1.7. Ferrailage de la dalle de compression :

Selon le **BAEL 91** et **CBA93(B.6.8.4.2.3)** la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

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

On utilise des barres de type rond lisse de nuance Fe= 235 MPa.

$$A_{\perp} = \frac{4 * I_0}{f_e} = \frac{4 * 65}{235} = 1.10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\perp} = 1.10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit: $5\Phi 6 = 1.41\text{cm}^2$ $St = 20\text{ cm}$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.10}{2} = 0.55\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: $A_{//} = 3\phi 6 = 0.85\text{cm}^2 / \text{m}$ $St = 33.33\text{cm}$

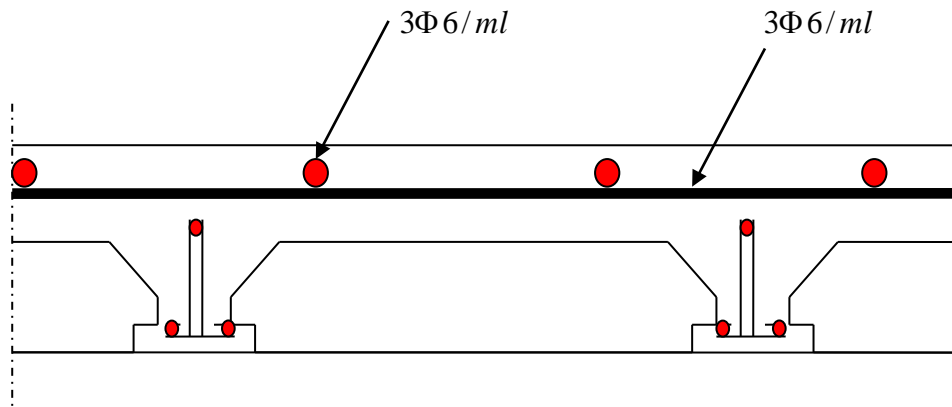


Figure. III.5 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2.1.8. Schéma de ferrailage des poutrelles :

plan cher	Schéma de ferrailage des poutrelles		
	Travées	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse Inaccessible			

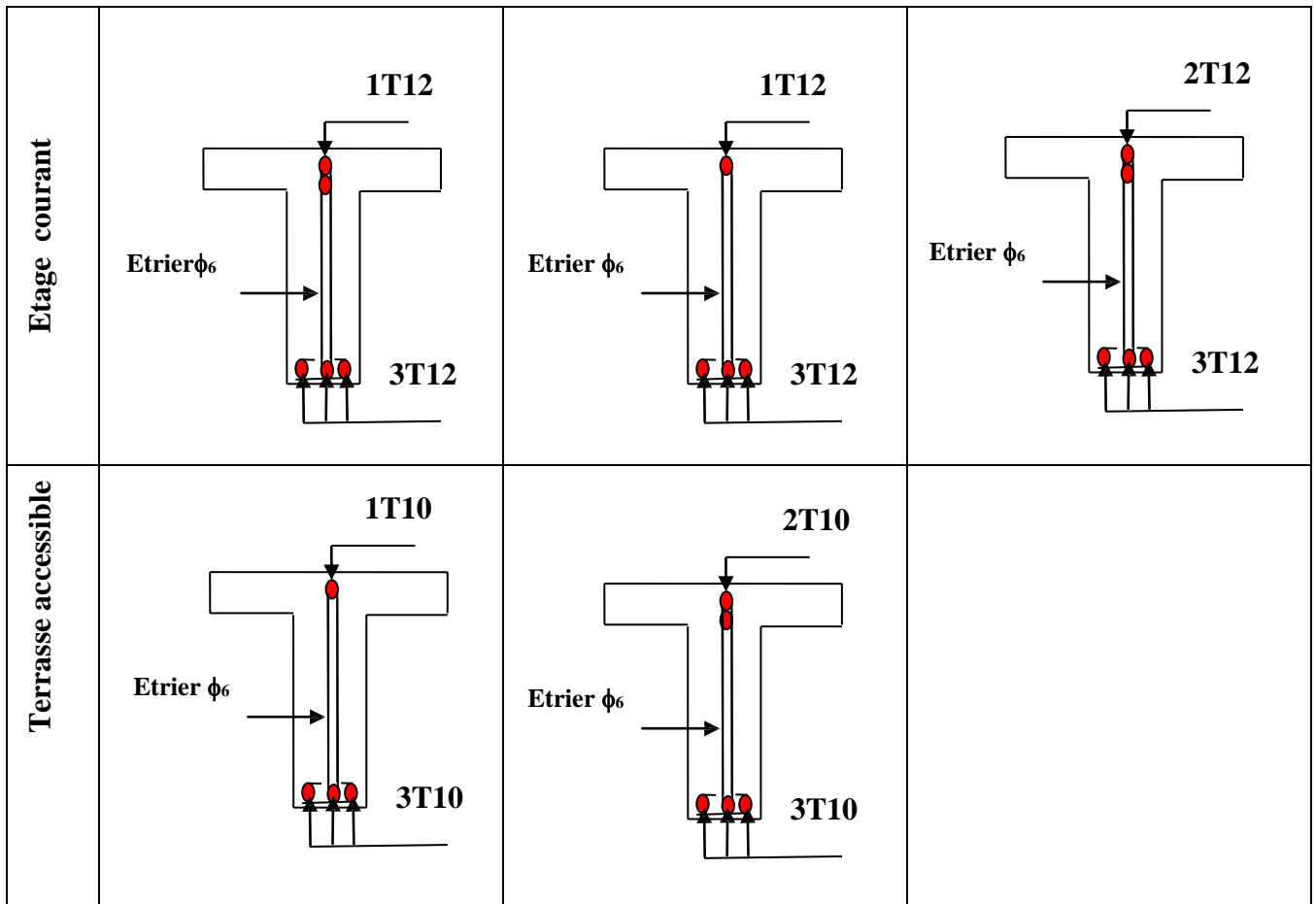


Figure III.6. Schéma de ferrailage des poutrelles

III.2.2. Dalles pleines :

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et planes. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

l_x : la plus petite dimension du panneau.

l_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} .$$

Si : $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

III.2.2.1. Dalle sur deux appuis :

$e = 12\text{cm}$

$L_x = 1.05\text{ m}$

$L_y = 1.10\text{m}$

$\rho = \frac{1,05}{1.10} = 0,96 > 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille sur les deux sens.

III.2.2.1.1. Evaluation des charges :

$G = 5.1\text{KN/m}^2$; $Q = 3,5\text{ KN/m}^2.$

$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 12.9\text{KN} / \text{m}^2.$

$P_s = G + Q = 8.6\text{KN/m}^2.$

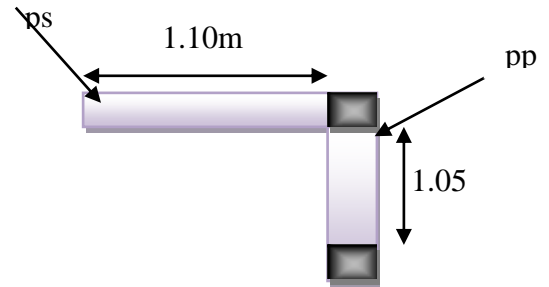


Figure III.7 : Schéma de la dalle type 2

III.2.2.1.2. Les sollicitations :

A) L'ELU

Du tableau (annexe 2) on tire la valeur μ_x et μ_y

$\mu_x = 0.0401$

$\mu_y = 0.9092$

$M_{0x} = (\mu_x \times (p_u \times l_x^2)) = 0.570\text{KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.518\text{KN.m}$

- **Moment en travée**

$M_x^t = 0.75 * M_{0x} = 0.42\text{KN.m}$

$M_y^t = 0.75 * M_{0y} = 0.38\text{KN.m}$

- **Moment en appuis**

$M_x^0 = M_y^0 = -0.5 * M_{0x} = -0.28\text{KN.m.}$

III.2.2.1.3. Ferrailage de la dalle pleine :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1ml. Avec une épaisseur $e=12$ cm

Sens X-X :

$$b=100 \text{ cm} ; h=12\text{cm} ; d=10\text{cm} ; f_{bu}=14.2 \text{ MPA}$$

$$M_t=0.42\text{KN.m}$$

$$A_t=M_t / (z*f_{st})$$

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b*d^2*f_{bu}} = 0.0033$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392$$

⇒ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$\mu_{bu} = 0.0033 < 0.186 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot A

$$\varepsilon_{sc} = 10^0/00 \Rightarrow f_{st} = 348\text{MPA}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0037$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.099\text{m}$$

$$A^t = \frac{M^t}{f_{st} \times z} = \frac{0.42 \times 10^{-3}}{348 \times 0.099} = 0.12\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 4\text{HA8} = 2.08\text{cm}^2/\text{m}$$

Tableau III.18 : Ferrailage de panneau sur 02 appuis

Sens		Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2/\text{ml})$	St (cm)
travée	x-x	0.42	0.0033	0.0037	0.099	0.12	4HA8=2.01	25
	y-y	0.38	0.003	0.0048	0.081	0.13	4HA8=2.01	25
Appuis	x-x	0.28	0.0022	0.0027	0.081	0.1	4HA8=2.01	25
	y-y							

III.2.2.1.4. Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$; on adopte $St_y = 25cm$.

Sens y-y: $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$; on adopte $St_x = 25cm$.

III.2.2.1.5. Vérifications :

➤ **Vérification de diamètre des barres :**

$$\phi \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \phi \leq 12mm.$$

A) L'ELU:

• **La condition de non fragilité :**

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{(3-\rho)}{2} * b * e = 0.0008 * \frac{(3-0.96) * 100 * 12}{2} \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * e = 0.0008 * 100 * 12 = 0.96cm^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0.81 < 2.01cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 0.96 < 2.01cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

• **L'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16MPa .$$

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{12.9 * 1.10}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.96}{2}} = 4.79KN .$$

$$\tau_u = \frac{4.79 * 10^{-3}}{1 * 0.10} = 0.047MPa < 1.25MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée} . \text{ (Les armatures transversales ne sont pas}$$

nécessaires).

B) L'ELS : à ($\nu = 0$; $\rho = 0.96$)

$$\mu_x = 0.0474$$

$$\mu_y = 0.9385$$

$$M_{0x} = 0.44KN.m$$

$$M_{0y}=0.42\text{KN.m}$$

Tableau III.19.Les sollicitations à L'ELS

ELS	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)
Sens x-x	0.44	0.33
Sens y-y	0.42	0.31

III.2.2.1.6.Vérification à l'ELS :

✓ Etat limite de compression de béton :

$$P_s = G + Q = 8.6\text{KN/m}^2$$

$$M_{t_{xser}} = 0.33\text{KN.m} ; M_{t_{yser}} = 0.31\text{KN.m} ; d=10\text{cm} ; A=2.01\text{cm}^2$$

Sens x-x :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} ; \text{il faut que } \sigma_{bc} \leq \sigma'_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 * 25 = 15\text{MPa}$$

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 * 2.01 * 10^{-4} * y - 15 * 2.01 * 10^{-4} * 0.12 = 0$$

$$A_x = 2.01\text{cm}^2 ; y = 2.17\text{cm};$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 2101.53\text{cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 0.34\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

Sens y-y :

$$A_y = 2.01\text{cm}^2 ; y = 2.17\text{cm} ; I = 2101.53.\text{cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 0.32\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

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

Tableau III.20. Vérification des contraintes de compression dans le béton

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Travées	x-x	0.33	2101.53	2.17	0.34	15	Vérifié
	y-y	0.31	2101.53	2.17	0.32	15	

➤ **Vérification de contrainte de l'acier :**

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \sigma_s' = \min \left[\frac{2}{3} * f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}) \right] = 240 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * M_{ser}}{I} \times (d - y) \quad \sigma < \sigma_s'$$

Tableau III.21 : Vérification de la contrainte de l'acier.

Localisation	d (cm)	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _s (MPa)	σ _s ' (MPa)	σ _s < σ _s '
	10	0.33	2101.53	2.17	18.60	240	Vérifié

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

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

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

D'après le BAEL 91 et CPA93, la vérification est inutile si :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

Sens y-y :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.12}{1.05} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 .$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.1 > \frac{Mt}{10 * M_0} = \frac{15.45}{10 * 18.48} = 0.084 .$$

$$3) \frac{A}{b * d} = \frac{2.01 * 10^{-4}}{1 * 0.10} = 0.0016 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 .$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

Sens x-x :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.12}{1.10} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625.$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.1 > \frac{Mt}{10 * M_0} = \frac{0.31}{10 * 0.449} = 0.069.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée

III.2.2.1.7. Schéma de ferrailage :

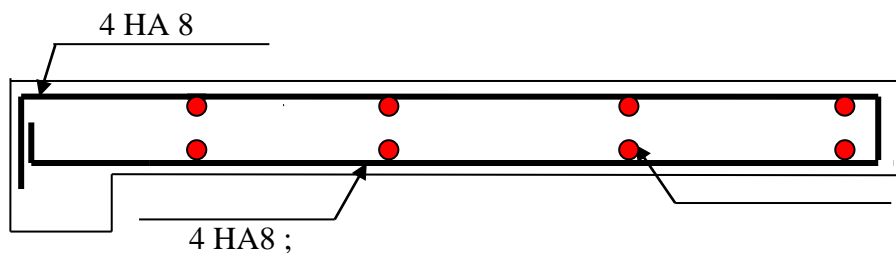


Figure III. 8 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis

III.2.2.2. Dalle sur trois appuis :

a) Méthode de calcul :

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, on a recours pour le calcul des sollicitations, à la théorie des lignes de rupture.

Dans notre projet, on distingue un panneau sur trois appuis comme l'indique la figure ci-dessous :

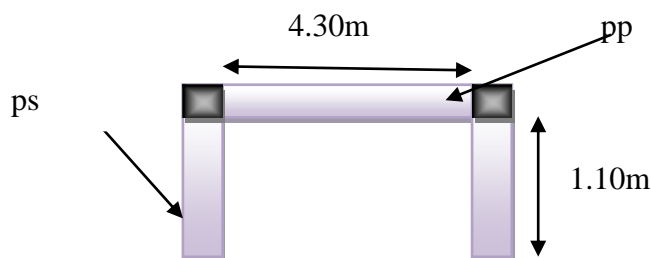
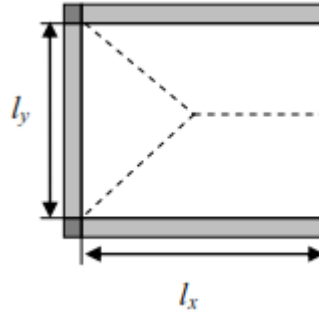


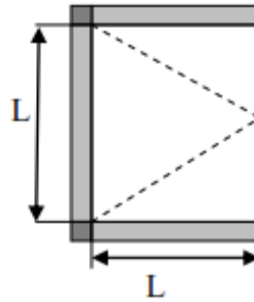
Figure III.9 : Schéma de la dalle type 3

Pour le calcul des moments fléchissant on distingue deux cas :

$$1) l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$



$$2) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$



Dans notre cas, le panneau vérifie le premier cas et vu que leur dimension est très proche, alors on va faire l'étude seulement pour le panneau le plus sollicité dont les dimensions sont :

$$l_x = 1.10m ; l_y = 4.30m .$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{110}{430} = 0.25 < 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans un sens.}$$

b) Evaluation des charges :

$$G = 6.16 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 12.9 \text{ KN / m}^2.$$

$$P_s = G + Q = 8.6 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{matrix} l_x = 1.10m \\ l_y = 4.30m \end{matrix} \Rightarrow \frac{l_y}{2} = 2.15m > l_x = 1.10m \Rightarrow \begin{cases} M_x^0 = \frac{P * l_x^2}{2} * l_y - 2 \frac{P * l_x^3}{3} = 20.79 \text{ KN.m} \\ M_y^0 = \frac{P * l_x^3}{6} = 2.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée $M_x^t = 0.85 * M_x^0 = 17.67 \text{ KN.m} .$

$$M_y^t = 0.85 * M_y^0 = 2.28 \text{ KN.m} .$$

Aux appuis : $M_x^a = M_y^a = -0.5 * M_x^0 = 10.39 \text{ KN.m}$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.22.Calcul des sollicitations.

Combinaisons	P (KN/m ²)	Les moments en KN.m				
		M ₀ ^x	M ₀ ^y	M _t ^x	M _t ^y	M _a
ELU	12.13	20.79	2.69	15.59	2.01	10.39
ELS	8.6	14.74	3.53	11.05	1.42	7.37

c) Ferrailage à l'E.L.U :

On fera le calcul de la dalle à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur et de 12 cm d'épaisseur.

➤ Détermination de la hauteur utile d :

Le diamètre maximal des armatures à utiliser dans le ferrailage est :

$$\phi_x^{\max} \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \phi_x^{\max} \leq \frac{120}{10} = 12\text{mm} ; \text{ Soit } \phi_x = 12\text{mm}$$

On prend l'enrobage c'=2 cm.

$$d_x = e - \left(\frac{\phi_x}{2} + c'\right) \Rightarrow d_x = 12 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 9.4\text{cm}$$

$$d_y = e - \left(\frac{3}{2}\phi_x + c'\right) \Rightarrow d_y = 12 - \left(\frac{3}{2} * 1.2 + 2\right) = 8.2\text{cm}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.23: Ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

Sens		M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² / ml)	A _{adp} (cm ² / ml)
travée	x-x	15.59	0.123	0.164	0.088	5.09	6HA12=6.79
	y-y	2.69	0.028	0.035	0.080	0.96	4HA8=2.01
appui	x-x	10.39	0.108	0.143	0.077	3.87	5HA10=3.93
	y-y						

➤ Espacement des armatures :

- Armatures // L_x: S_t ≤ min (3e, 33 cm) = 33 cm ⇒ S_t=16cm.....vérifiée.
- Armatures // L_y: S_t ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm ⇒ S_t = 25cm.....vérifiée.

➤ **Vérification :**

• **Condition de non fragilité :**

$$e \geq 12\text{cm et } \rho < 0.4 \Rightarrow \left\{ A_x^{\min} = \rho_0 * b * e \text{ Avec : } \rho_0 = 0.0008 \text{ Acier HA F}_e400 \right.$$

Tableau III.24: Vérification de la condition de non fragilité

Localisation	ρ_0	$A_t^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_t^{\text{min}}(\text{cm}^2)$	$A_t^{\text{min}} < A_t^{\text{cal}}$
Sens x-x	0.0008	5.09	1.03	vérifié
Sens y-y	0.0008	0.96	1.03	vérifié

➤ **Vérification à l'ELU :**

• **Cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.2}{\gamma_b} * f_{c28} = 3.33\text{MPa} \quad \rho < 0.4 \Rightarrow V_u = \frac{p_u * l_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{6.671}{1.125} = 5.92\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{5.92 * 10^{-3}}{1 * 0.094} = 0.062\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

• **Etat limite d'ouverture de fissures**

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

• **Vérification des contraintes de compression dans le béton**

$$M_t^x = 11.05 \text{ KN.m, } M_t^y = 1.42\text{KN.m, } M_a = 7.37\text{KN.m}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

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

La position de l'axe neutre y est donnée par la résolution de l'équation ci-après :

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

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

Sens x-x :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I}; \text{ Il faut que } \sigma_{bc} \leq \sigma'_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 * 25 = 15MPa$$

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 * 5.65 * y - 15 * 5.65 * 9.4 = 0$$

$$A_x = 6.79cm^2; y = 3.47cm; M_{ser}=11.05KN.m$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4125.25cm^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 9.94MPa < 15MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}.$$

Sens y-y :

$$A_y = 2.01cm^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I}; \text{ il faut que } \sigma_{bc} \leq \sigma'_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 * 25 = 15MPa$$

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 * 2.01 * y - 15 * 2.01 * 8.2 = 0$$

$$A_y = 2.01cm^2; y = 1.94cm; I = 1303.19cm^4; M_{ser}=1.42KN.m.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 2.11MPa < 15MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}.$$

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

Tableau III.25. Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Travées	x-x	11.05	4125.25	3.47	9.94	15	Vérifiée
	y-y	1.42	1303.19	1.94	2.11	15	
Appuis	x-x	7.37	2151.44	2.57	8.80	15	
	y-y					15	

• Vérification de la contrainte de l'acier :

Fissuration nuisible => σ_s' = min [$\frac{2}{3} * f_e$; max(240; 110√(η * f_{tj}))] = 240MPa

$$\sigma_s = \frac{15 * M}{I} * (d - y) \sigma < \sigma'_s$$

Tableau III.26 : Vérification de la contrainte de l'acier.

Localisation	d (cm)	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ _s (MPa)	σ _s ' (MPa)	σ _s < σ _s '
x-x	9.4	11.05	4125.25	3.23	238.2	240	Vérifiée
y-y	8.2	1.42	1303.19	1.94	102.31	240	Vérifiée

• Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{10 * M_0^x} ; \frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

BAEL91 (Art.L.IV, 10)

$$\frac{h}{l_x} = \frac{12}{110} = 0.109 > \frac{M_t^x}{10 * M_0^x} = \frac{15.59}{10 * 20.79} = 0.074 \dots\dots\dots \text{Vérifié e.}$$

$$\frac{A_s}{b * d} = \frac{6.79}{100 * 9.4} = 0.0072 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifié e.}$$

Les deux conditions sont vérifiées => l'évaluation de la flèche est inutile

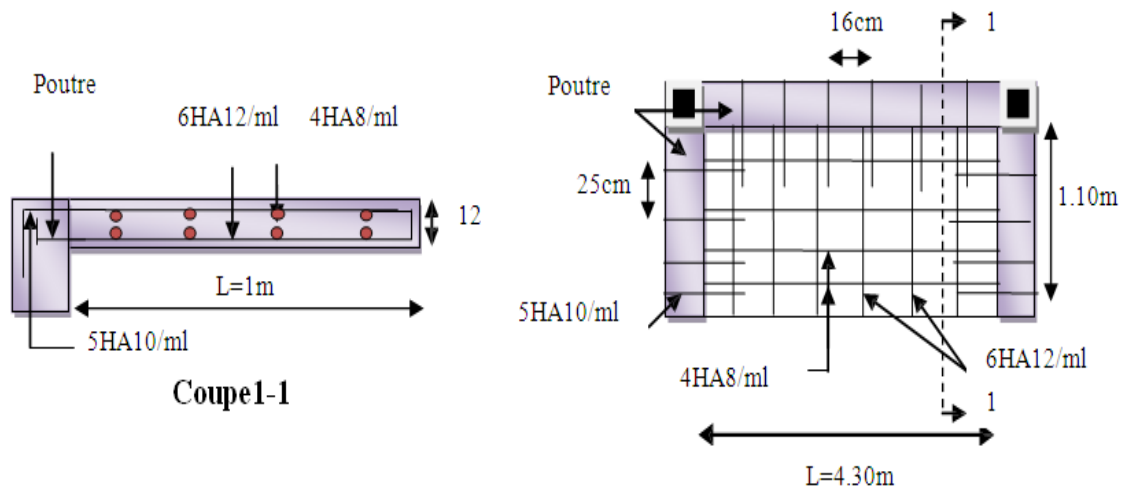


Figure III.10 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

III.3. Etude de l'acrotère

III.3.1. Hypothèse de calcul

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

La fissuration est considérée nuisible.

III.3.2. Evaluation des charges

- Poids propre :

$$S = 10 * 104 + \frac{3 * 10}{2} + 7 * 10 \Rightarrow S = 1125 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poids propre : } G_1 = 25 \times 0.1125 \times 1 \text{ m} \Rightarrow G_1 = 2.81 \text{ KN}$$

$$\text{Poids d'enduit extérieur (ciment: } e = 1.5 \text{ cm) : } G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.70 \times 1 \Rightarrow G_2 = 0.21 \text{ KN}$$

$$\text{Poids d'enduit intérieur (ciment: } e = 2 \text{ cm) : } G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.70 \times 1 \Rightarrow G_3 = 0.28 \text{ KN}$$

$$\text{Le poids total : } W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 3.33 \text{ KN}$$

- La charge due à la main courante : $Q = 1 \text{ KN}$
- La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \text{ (RPA Article 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0,15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

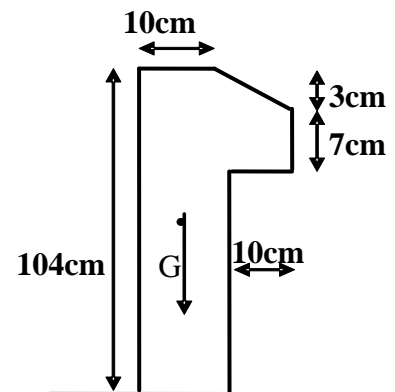


Figure (III.11). Vue en plan de l'acrotère.

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.33 \Rightarrow F_p = 1.59KN$.

III.3.3. Calcul des sollicitations

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

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 0.056m; Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 0.51m$$

$$N_G = 3.33KN$$

L'acrotère est soumis à : $M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 1.04 \Rightarrow M_Q = 1.04KN.m$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.59 \times 0.51 \Rightarrow M_{F_p} = 0.81KN.m$$

Tableau III.27. Combinaison d'action de l'acrotère

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	3.33	4.99	3.33
(M KN.m)	1.04	1.64	1.04

III.3.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

On a : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = 0.32m; \frac{h}{6} = 0.17m$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur 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 pour avoir : $e = e_1 + e_a + e_2$

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.

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \varphi)$$

Avec : l_f : Longueur de flambement $l_f = 2 * h = 2.08m$

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 10\text{cm}$

α : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage et la déformation instantanée sous la charge considérée

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) = 2\text{cm}. ; \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

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.

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

$$N_u = 4.99\text{KN} ; M_u = N_u \times e = 4.99 \times 0.344 \Rightarrow M_u = 1.716\text{KN.m} ; f_{bu} = 14.2\text{MPa} ; \sigma_{st} = 348\text{MPa}$$

$h = 10\text{ cm} ; d = 8\text{ cm} ; b = 100\text{ cm}$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.716 + 4.99 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2}\right) \Rightarrow M_{uA} = 1.86\text{KN.m}$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.86 * 10^{-3}}{1 * 0.08^2 * 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.0204) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 * \left(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.0257; \quad Z = d * \left(1 - 0.4 * \alpha\right) \Rightarrow Z = 0.079\text{m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z * f_{st}} = \frac{1.86 * 10^{-3}}{0.079 * 348} \Rightarrow A_1 = 0.6765\text{cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.6765 * 10^{-4} - \frac{4.99 * 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.6621\text{cm}^2$$

III.3.5. Vérifications

➤ à l'E.L.U

1. La condition de non fragilité

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

$A_{\min} \geq A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

2. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Espacement

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement** : 'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0.1 * f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.59 + 1 \Rightarrow V_u = 2.59 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.59 * 10^{-3}}{1 * 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.032 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifié}$$

- **Vérification de l'adhérence** : $\zeta_{es} = V_u / (0.9 * d * \sum \mu_i)$ **RPA (Article. A.6.1, 3)**

$\sum \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n * \pi * \Phi \Rightarrow \sum \mu_i = 4 * 3.14 * 8 \Rightarrow \sum \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.59 * 10^{-3} / (0.9 * 0.08 * 0.10043) \rightarrow \zeta_{es} = 0.358 \text{ MPa}$$

$$0.6 * \psi_s^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

➤ à l'ELS

$d = 0.08 \text{ m}$; $M_{ser} = Q * h \Rightarrow M_{ser} = 1.04 \text{ KN.m}$; $\eta = 1.6$ pour les HR

Vérification des contraintes : $\sigma_{bc} = N_{ser} * y_{ser} / \mu_t$; $\sigma_s = 15 * N_{ser} * (d - y_{ser}) / \mu_t$;

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 150 * \eta \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

- **Position de l'axe neutre : $c = d - e_1$**

e_1 : distance du centre de pression "c« » la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser}/N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (1.04/3.33) + (0.08 - 0.10/2) \Rightarrow e_1 = 0.3423 \text{ m.}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c« » l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.08 - 0.3423 \Rightarrow c = -0.2623 \text{ m.}$$

$$c = -0.2623 \text{ m ; } y_{ser} = y_c + c ; y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \cdot A \cdot (d - c) / b ; q = -2 \cdot c^3 + 90 \cdot A \cdot \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$P = -3 \cdot (-0.2623)^2 + 90 \cdot 2.01 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{0.08 + 0.2623}{1} \Rightarrow P = -0.200 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \cdot (-0.2623)^3 + 90 \cdot 2.01 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{(0.08 + 0.2623)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0382 \text{ m}^3 \text{ En remplaçant "q"}$$

et "p" dans (*), sa résolution donne :
 $y_c = 0.6748 \Rightarrow y_{ser} = 0.408 \text{ m.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.084 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.33 \times 10^{-3}}{0.084} \times 0.408 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.016 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3.33 \times 10^{-3}}{0.084} \times (0.08 - 0.408) \Rightarrow \sigma_s = -0.195 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

III.3.6. Schéma de ferrailage de l'acrotère :

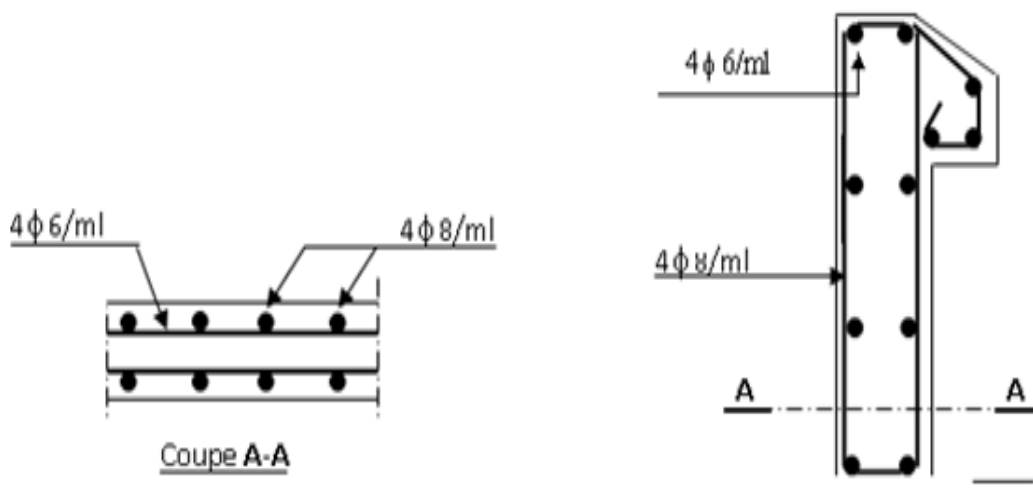


Figure III.12. Schéma ferrailage de l'acrotère

III.4. Les escaliers :

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale « L » uniformément chargée

III.4.1. Evaluation des charges et surcharges :

- **Le chargement :**

- ✓ Sur la volée :

$$G = 8.024 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

- ✓ Sur le palier :

$$G = 4.36 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

III.4.2. Calcul d'escalier

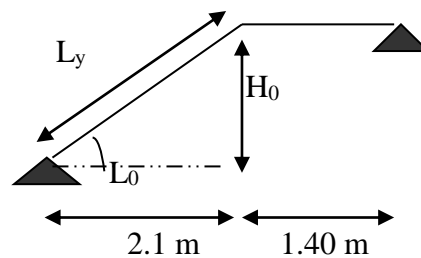


Figure III.13 Schéma statique d'escalier

III.4.3. Combinaison de charges :

- **Pour la volée :**

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.58 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 10.58 \text{ KN} / \text{m}$$

- **Pour le palier :**

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 9.63 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 6.86 \text{ KN} / \text{m}$$

➤ **Les sollicitations :**

1) **à l'ELU :**

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

- Les sollicitations sont calculées par la méthode R.D.M.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 14.58 * 2.1 + 9.63 * 1.4 \Leftrightarrow R_A + R_B = 44.1 \text{ KN} .$$

$$\sum M / A = 0 \Leftrightarrow (14.58 * 2.1 * \frac{2.1}{2}) + (9.63 * 1.4) * (\frac{1.4}{2} + 2.1) = R_B (2.1 + 1.4)$$

$$\Rightarrow R_B = 19.97 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_A = 24.12 \text{ KN}.$$

- **Calcul des moments :**

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 2.1 \text{ m}$

$$T_y = -R_A + q_v x \Rightarrow$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T_y = -24.12 \text{ KN} \\ x = 2.1 \text{ m} \Rightarrow T_y = 6.49 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - q_v \frac{x^2}{2} \Rightarrow$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M = 0 \text{ KN.m} \\ x = (2.1) \Rightarrow M = 18.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- On à $T_y=0$ $x = 1.65 \text{ m}$
- $M_{\max} = 19.95 \text{ KN.m}$

Tronçon 2 : $0 \leq x \leq 1.40 \text{ m}$

$$T_y = -R_B + q_p x \Rightarrow$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T_y = -19.97 \text{ KN} \\ x = 1.4 \text{ m} \Rightarrow T_y = -6.48 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_B x - q_p \frac{x^2}{2} \Rightarrow$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M = 0 \text{ KN.m} \\ x = (2.1) \Rightarrow M = 18.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc on trouve

$$M_0^{\max}(x=1.65\text{m}) = 19.95 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 14.96 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -9.97 \text{ KN.m} \quad T_{\max} = -24.12 \text{ KN.m}$$

2) à l'ELS

$$q_s = G + Q = 10.58 \text{ KN/m}$$

• Pour le palier :

$$q_s = G + Q = 6.86 \text{ KN/m}$$

Par la Méthode d' RDM on trouve

$$\implies R_B = 14.34 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_A = 17.47 \text{ KN.}$$

On procède de même façon par La RDM

$$M_0^{\max} = 10.24 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 10.24 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -5.12 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = -17.47 \text{ KN.m}$$

III.4.4. Ferrailage d'escalier :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b*h)

Avec $M_t^{\max} = 14.96 \text{ KN.m}$; $M_a^{\max} = -9.97 \text{ Kn.m}$; $b = 100 \text{ cm}$; $h = 14 \text{ cm}$; $d = 12 \text{ cm}$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.28: Vérification de la condition de non fragilité : [BAEL91].

Elément	$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{Cal}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{Adopté}(\text{cm}^2)$
Travée	14.96	0.073	0.094	0.115	3.73	1.44	4T12=4.52
Appui	9.97	0.048	0.061	0.117	2.44	1.44	4T10=3.14

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 1 * 0.12 * 2.1}{400} = 1.44 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.44 \text{ cm}^2$$

A l'ELU :

➤ Vérification au cisaillement :BAEL 91(Art A.5.1, 211)

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Tel que : $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b * d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{24.12 * 10^{-3}}{1 * 0.12} = 0.201 MPa$$

$$\tau_u = 0.201 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

➤ **Calcul des armatures de répartition :**

Selon l'article **E.8.2.41 du BAEL91** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égales à A/4 alors :

• **En travée**

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 cm^2 \quad \text{soit : } 4HA8 = 2.01 cm^2 / m,$$

• **En appuis**

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 cm^2 \quad \text{soit : } 4HA8 = 2.01 cm^2 / m,$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_t > (V_u + \frac{M_u}{0.9 * d}) * \frac{\gamma_s}{f_e} = (24.12 * 10^3 - \frac{14.96 * 10^3}{0.9 * 0.12}) * \frac{1.15}{400} = -0.328 cm^2 \quad \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

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

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

-Les armatures longitudinales : $St \leq (3h; 33cm) \Rightarrow St = 25cm$

-Les armatures transversales : $St \leq (4h; 48cm) \Rightarrow St = 25cm$

➔ Ces conditions sont vérifiées dans les deux directions

➤ **L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :**

D'après le **BAEL91** (article 5. 13. 2) on a deux types :

✓ **L'influence sur le béton :**

On vérifie que :

$$V_{\max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}$$

$$a = 0.9 * d = 0.9 * 0.14 = 0.126$$

$$0.267 * a * b * f_{c28} = 0.267 * 0.126 * 1 * 25 = 0.841 MN$$

$$V_{\max} = 28.58 KN \leq 841 KN \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

✓ **L'influence sur les armatures longitudinales :**

$$A_l = A_{Sup} + A_{Inf} = 3.14 + 4.52 = 7.66 cm^2$$

$$A_l = 7.66 cm^2 \geq 0.82 cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

➤ **A P'ELS :**

$$q_v = 11.32 KN / m^2$$

$$q_p = 7.12 KN / m^2$$

On détermine les sollicitations ;

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$M_0^{ser} = 10.24 KN.m$$

$$M_t^{ser} = 7.68 KN.m$$

$$M_a = 5.12 KN.m$$

$$V = -17.47 KN.m$$

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

➤ **Aux appuis**

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

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

$$\Rightarrow 50y^2 + 15(3.14)y - 15(3.14) * 12 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.92 cm$$

• **Moment d'inertie**

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15A(d - Y)^2 = (100 * \frac{2.92^3}{3}) + 15 * 3.14 * (12 - 2.92)^2 = 4713.12 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = \frac{5.12 * 10^{-3} * 2.92 * 10^{-2}}{4713.12 * 10^{-8}} = 3.17 MPa \leq 15 MPa$$

➤ **En travées**

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

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

$$\Rightarrow 50y^2 + 67.8y - 813.6 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.41cm$$

• **Moment d'inertie**

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15A(d - Y)^2 = 6324.55cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = \frac{7.68 * 10^{-3} * 3.41 * 10^{-2}}{6324.55 * 10^{-8}} = 4.14MPa \leq 15MPa$$

➤ **Vérification de l'état limite de déformation :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{14}{3.50} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{(Non vérifiée) BAEL 91 ; A 6.5.2}$$

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

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{2.4}{f_e} \dots\dots\dots \text{(Vérifiée)}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq f_{adm}$$

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

$$f_{adm} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ cm.}$$

➤ **Evaluation des moments :**

Tableau III.29 : Evaluation des moments

	δ (KN/m ²)	g (KN/m ²)	q (KN/m ²)
Volée	6.78	8.024	10.52
Palier	3.5	4.36	6.86
M_{ser}	8.38	7.53	10.40

➤ Calcul des contraintes :

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{4.52 * 10^{-4}}{1 * 0.12} \Rightarrow \rho = 0.0037$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 * 2.1}{(2 + 3 * \frac{100}{100}) * 0.0037} = 6.56 \quad \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 * \lambda_i = 0.4 * 6.57 = 2.24 \quad \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$$\sigma_{sj} = 15 * \frac{M_{jser} * (d - y)}{I} = 15 * \frac{8.37 * 10^{-3} (0.12 - 0.0341)}{6324.55 * 10^{-8}} = 170.52 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 * \frac{M_{gser} * (d - y)}{I} = 15 * \frac{7.53 * 10^{-3} (0.12 - 0.0341)}{6324.55 * 10^{-8}} = 153.40 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 * \frac{M_{pser} * (d - y)}{I} = 15 * \frac{10.40 * 10^{-3} (0.12 - 0.0341)}{6324.55 * 10^{-8}} = 211.87 \text{MPa}$$

• Inerties fictives (If) :

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 = 24087.06 \text{cm}^4$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0037 * 170.52 + 2.1} = 0.205$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0037 * 153.40 + 2.1} = 0.159$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0037 * 211.87 + 2.1} = 0.298$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} = \frac{1.1 * 24087.06}{1 + 5.67 * 0.205} = 12253.22 \text{cm}^4$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = \frac{1.1 * 24087.06}{1 + 5.67 * 0.159} = 13933.91 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} = \frac{1.1 * 24087.06}{1 + 5.67 * 0.298} = 9850.97 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{iv}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g} = \frac{1.1 * 24087.06}{1 + 2.24 * 0.159} = 19537.34 \text{cm}^4$$

• Evaluation des flèches

$$E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164.195 \text{ MPa}$$

$$E_v = 1/3 * E_i = 10721.4 \text{ MPa}$$

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

$$f_{ji} = \frac{8.37 * 10^{-3} * 3.5^2}{10 * 32164.195 * 12253.22 * 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.00228 \text{m}$$

$$f_{gi} = \frac{7.53 * 10^{-3} * 3.5^2}{10 * 32164.195 * 13933.91 * 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.00205 \text{m}$$

$$f_{pi} = \frac{10.40 * 10^{-3} * 3.5^2}{10 * 32164.195 * 9850.97 * 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.00402 \text{m}$$

$$f_{gv} = \frac{10.40 * 10^{-3} * 3.5^2}{10 * 32164.195 * 19537.34 * 10^{-8}} \Rightarrow f_{gv} = 0.00202 \text{m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.00202 - 0.00228 + 0.00402 - 0.00205 \Rightarrow \Delta f_t = 0.00171 \text{m}$$

$$\Delta f_t = 0.17 \text{cm} < f_{adm} = 0.7 \text{cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

III.5. Schéma de ferrailage des escaliers

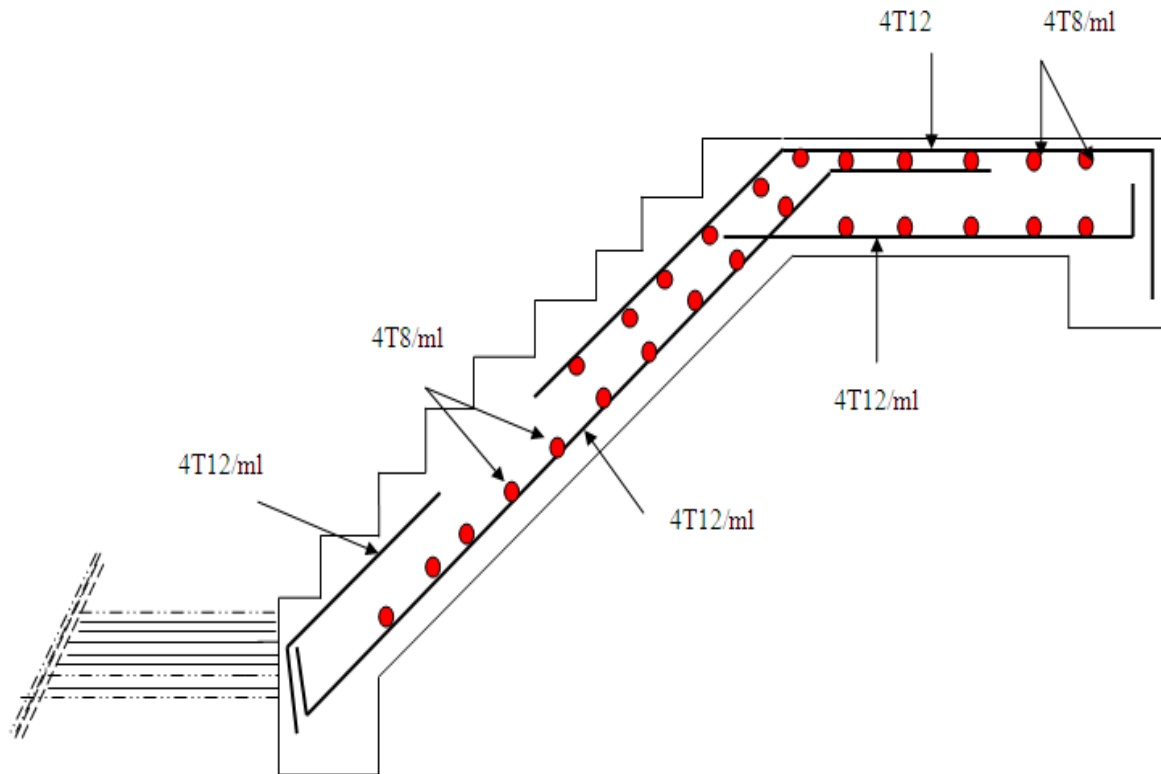


Figure III.14. Schéma ferrailage des escaliers

III.5. Etude de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges extérieures qu'on calcule à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcule à la torsion.

III.5.1. Dimensionnement

- Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

$$24.33\text{cm} < h < 30\text{cm}$$

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

Vérification des conditions de RPA99, version 2003

$$b = 30 \geq 20\text{cm}$$

$$h = 30 \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1 \leq 4$$

(Vérifiés)

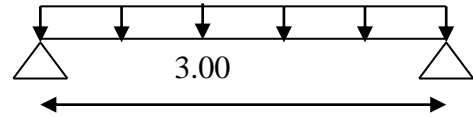


Figure III.15 : Schéma statique de la poutre palière

III.5.2. Les charges sur la poutre :

G_0 : Poids propre de la poutre

$$G_0 = 0.30 * 0.30 * 25 = 2.25\text{KN} / m$$

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

$$\text{ELU} : R_B = 19.97\text{KN}$$

$$\text{ELS} : R_B = 14.31\text{KN}$$

- **Les sollicitations**

1) ELU :

$$P_u = 1.35 G_0 + R_B$$

$$P_u = 23\text{KN/m}$$

2) ELS :

$$P_s = 14.31 + 2.5 = 16.81\text{KN/ml}$$

La poutre palière est simplement appuyée sur deux poteaux ; les sollicitations sont comme suite :

$$M_{0u} = \frac{P_u * l^2}{8} = \frac{23 * 3^2}{8} = 25.87\text{KN.m}$$

$$M^t = 0.75M_0 = 19.40\text{KN} / m$$

$$M^a = -0.5M_0 = -12.93\text{KN} / m$$

$$V_u = \frac{P_u * L}{2} = 38.67\text{KN}$$

$$M_{0ser} = \frac{16.81 * 3^2}{8} = 18.91\text{KN.m}$$

$$M^t = 0.75M_0 = 14.18KN / m$$

$$M^a = -0.5M_0 = -9.45KN / m$$

$$V_u = \frac{P_u * L}{2} = 25.21KN$$

III.5.3.Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple :

b=30cm ;h=30cm ;d=28cm ; $f_{c28}=25MPa, f_{bu}=14.2MPa ; f_{st}=400MPa$.

Tableau III.30 .Calcul d'armature.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{CAL} (cm ²)
En travée	19.40	0.058	0.074	0.271	2.05
En appuis	12.93	0.010	0.012	0.278	1.33

➤ **Vérification à L'ELU**

- **La vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.05 \text{ cm}^2 > 1.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$A_a = 1.33 \text{ cm}^2 > 1.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

- **Exigence du RPA art7.5.2.1:**

$$A_{min} = 0.5\% b \times h = 4.5 \text{ cm}^2$$

III.5.4.Calcul d'armature à la torsion

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

Le moment de torsion à prendre est le moment à d'appui de l'escalier.

$M^{torsion} = M_b^a = 9.97KN.m$ Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section (Art A.5.4.2 .2.)

- μ : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer ami hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A₁ : section d'acier

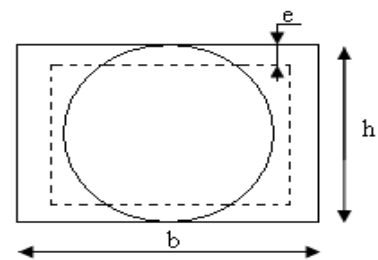


Figure III.16 : Section creuse

$$e = \varnothing / 6 = b / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$\mu = 2 * [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}^2$$

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

$$A_l = \frac{M_{Tu} * \mu * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{9.45 * 1 * 1.15}{2 * 0.0625 * 400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

III.5.5. Section d'armature longitudinale à prendre :

• **En travée :**

$$A^t = A^{FS} + \frac{A_{torsion}}{2} = 2.05 + \frac{2.17}{2} = 3.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit}$$

$$3\text{HA}12 + 2\text{HA}10 = 3.39 + 1.57 = 4.96 \text{ cm}^2$$

• **À l'appui :**

$$A^a = A^{FS} + \frac{A_{torsion}}{2} = 1.33 + \frac{2.17}{2} = 2.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}12 + 2\text{HA}10 = 3.39 + 1.57 = 4.96 \text{ cm}^2$$

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

On doit vérifier la condition suivante :

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

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec :

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

On a $V_{\max} = 38.67 \text{ kN}$

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 * d} = \frac{38.67 * 10^{-3}}{0.28 * 0.3} = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 * \Omega * e} = \frac{9.45 * 10^{-3}}{0.0625 * 2 * 0.05} = 1.51 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 1.57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

➤ **Espacement des armatures S_t :**

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25.2\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$S_t \leq \frac{A^t * f_e}{0.4 * b} = S_t \leq 18.83 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc $S_t = 15\text{cm}$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Flexion simple :

$$A_t \geq \frac{0.4 * b * S_t}{f_e} = \frac{0.4 * 0.3 * 0.15}{400} = 0.45\text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b * S_t * (\tau_v - 0.3 * f_{t28})}{0.8 * f_e} = \frac{0.3 * 0.15 * (0.46 - 0.3 * 2.1)}{0.8 * 400} = -0.239\text{cm}^2$$

Torsion :

$$A_t^{\min} = 0.003 * S_t * b = 0.003 * 15 * 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} * S_t}{2 * \Omega * f_{st}} = \frac{13.77 * 10^{-3} * 0.15}{2 * 0.0625 * 348} = 0.32\text{cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.32 = 1.67\text{cm}^2$ soit $3HA12 = 3.39\text{cm}^2$

➤ **Armatures longitudinales :**

• **Flexion simple :**

$$A_L = \frac{M * \mu * \gamma_s}{2 * f_e * \Omega} = \frac{9.45 * 10^{-3} * 1 * 1.15}{2 * 400 * 0.0625} = 2.17\text{cm}^2$$

Avec $\mu = 2 * [(b - e) + (h - e)] = 100\text{cm}$

• **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

1-) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{3.00} = 0.1 > 0.0625$ vérifié

2-) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 * M_0} \Rightarrow 0.1 > \frac{0.85M_0}{10 * M_0} = 0.075$ vérifié

$$3-) \frac{A_s}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65*10^{-4}}{0.3*0.28} = 0.0067 < 0.010 \text{ vérifié}$$

• Vérification de l'état limite de compression de béton

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} * \frac{y}{I} < \overline{\sigma_{bc}}$

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

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

➤ **En travée :** ($M^t=14.18\text{KN.m}$); $y = 6.62\text{cm}$; $I = 16957.13\text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{14.18*10^{-3}}{16957.13*10^{-8}} * 0.0668 = 5.58 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 5.58 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifié

➤ **En appuis :** ($M_a=9.45\text{KN.m}$) $y = 5.63\text{cm}$; $I = 11750\text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 4.52 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$
 Condition vérifié

III.5.6.Schéma de ferrailage de la poutre palière :

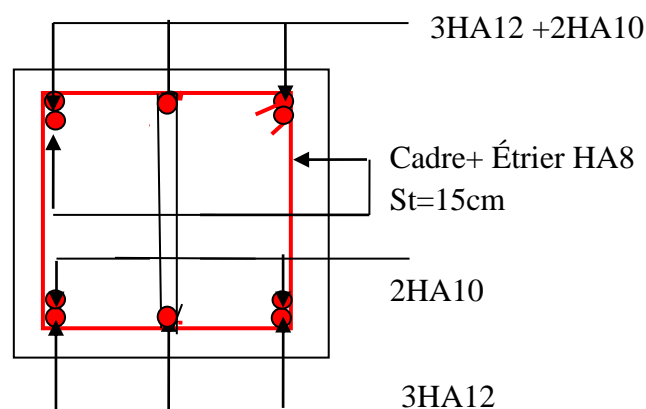


Figure III.17 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6. Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes.

On a $l_x = 1.40m$ et $l_y = 2.00m$ donc une surface $S = 1.90 * 2.30 = 4.37m^2$.

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{2.00}{20} = 0.1m \quad \text{soit } e = 20cm.$$

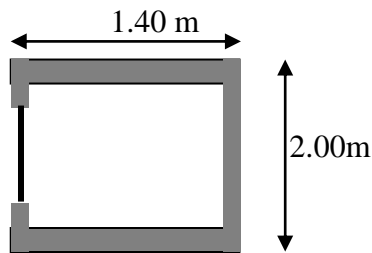


Figure III.18.Cage d'ascenseur

III.6.1. Evaluation des charges et surcharges :

Poids propre de la dalle et du revêtement

$$G_1 = 25 * 0.20 + 22 * 0.04 = 5.88KN / m^2$$

Poids de la cuvette

$$G_2 = \frac{F_e}{S} = \frac{65}{1.40 * 2.00} = 23.21KN / m^2.$$

Poids total

$$G_{total} = G_1 + G_2 = 5.88 + 23.21 = 29.09 KN / m^2$$

$$Q = 1 KN / m^2$$

➤ **1^{er} Cas charge uniformément répartie :**

- **Evaluation des moments:**

A l'ELU :

$$P_u = 1.35 * G_{total} + 1.5 * Q = 1.35 * 29.09 + 1.5 * 1 = 40.77KN / m^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.7 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille en flexion simple dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.7 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.4320 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x * P_u * l_x^2 = 0.0684 * 40.77 * 1.4^2 \Rightarrow M_0^x = 5.46 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y * M_0^x \Rightarrow M_0^y = 2.35 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul des moments réels :**

• **En travée :**

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.75 * M_0^x = 0.75 * 5.46 = 4.09 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 * M_0^y = 0.75 * 2.35 = 1.76 \text{KN.m}$$

• **En appui :**

$$M_a^x = 0.3 * M_0^x = 0.3 * 5.46 = 1.63 \text{KN.m}$$

$$M_a^y = M_0^y = 1.63 \text{KN.m}$$

III.6.2.Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $b=100 \text{ Cm}$, $h=20 \text{ Cm}$, $d_x = 18 \text{ cm}$ et $d_y = 18 \text{ cm}$; $f_{bu}=14.2 \text{ MPa}$

En travée :

Tableau III .31.Ferrailage en travée

	Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculé (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Sens x-x	4.09	0.008	0.010	0.179	0.65	4 HA 10 = 3.14
Sens y-y	1.76	0.003	0.0037	0.179	0.28	4HA 10 = 3.14

Aux appuis :

Tableau III .32.Ferraillage en appuis

	Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculé (cm ²)	A adoptée(cm ²)
Sens x-x	1.63	0.0035	0.0043	0.179	0.26	4 HA 10 = 3.14
Sens y-y	1.63	0.0035	0.0043	0.179	0.26	4HA 10 = 3.14

➤ Vérification à l'ELU:

- Condition de non fragilité:

On calcule A_{min} :

$$\left. \begin{matrix} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 * \frac{3-\rho}{2} * b * h \\ A_{min}^y = \rho_0 * b * h \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 20cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.7$$

$$\begin{cases} A_{min}^x = 1.84cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml \end{cases}$$

Tableau III.33.Vérification de la condition de non fragilité

	A _t (cm ²)	A _a (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Type	A _{apt} (cm ²)	Observation
Sens x-x	0.65	0.26	1.84	4 HA 10	3.14	Vérifié
Sens y-y	0.68	0.26	1.6	4 HA 10	3.14	Vérifié

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 * f_{c28} = 1.25MPa$$

$\rho = 0.7 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens:

$$V_x = q_u * \frac{l_x}{3} = 19.02 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u * \frac{l_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 21.13 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Tab III 34. Vérification de l'effort tranchant

	Vu(KN)	τ_u (Mpa)	τ_u^- (MPa)	Observation
Sens x-x'	19.02	0.10	1.25	Vérifié
Sens y-y'	21.13	0.11	1.25	Vérifié

➤ **Vérification à l'ELS:**

$$P_{ser} = G_{total} + Q = 29.09 + 1 = 30.09 \text{ KN} / m^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x * P_{ser} * l_x^2 = 0.0743 * 30.09 * 1.4^2 \Rightarrow M_0^x = 4.38 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y * M_0^x \Rightarrow M_0^y = 2.54 \text{ KN.m}$$

En Travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.75 * M_0^x = 0.75 * 4.38 = 3.28 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.75 * M_0^y = 0.75 * 2.54 = 1.90 \text{ KN.m}$$

En Appui

$$\text{Sens x-x'} : M_a^x = 0.3 * M_0^x = 0.3 * 4.38 = 1.31 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_a^y = M_{max} = 1.31 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

On va vérifier la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = \frac{3.28 * 10^{-3}}{9738.02} * 0.0367 = 1.23MPa$$

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

$$\Rightarrow y = 3.67cm$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 9738.02cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.23MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa.....Vérifiée$$

On va vérifier la contrainte de traction dans l'acier :

On a F.N :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 * f_e; 110 * \sqrt{\eta f_{t28}}) = 240MPa$$

$$\sigma_s = \frac{15 * M_{ser}}{I} * (d - y) = 15 * 3.28 * 10^{-3} * \frac{0.18 - 0.0367}{9738.02 * 10^{-8}} = 72.40Mpa.$$

$$\sigma_s = 72.40MPa \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 240 MPa \rightarrow vérifiée$$

➤ **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 01$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 * M_0} \dots\dots\dots 02$$

$$\frac{A}{b_0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots 03$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.35.Vérification de la flèche

Sens	Condition 01	Condition 02	Condition 03
x-x	vérifiée	vérifiée	vérifiée
y-y	vérifiée	vérifiée	vérifiée

➤ 2^{ème} Cas d'une charge concentrée:

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens $x-x'$.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens $y-y'$

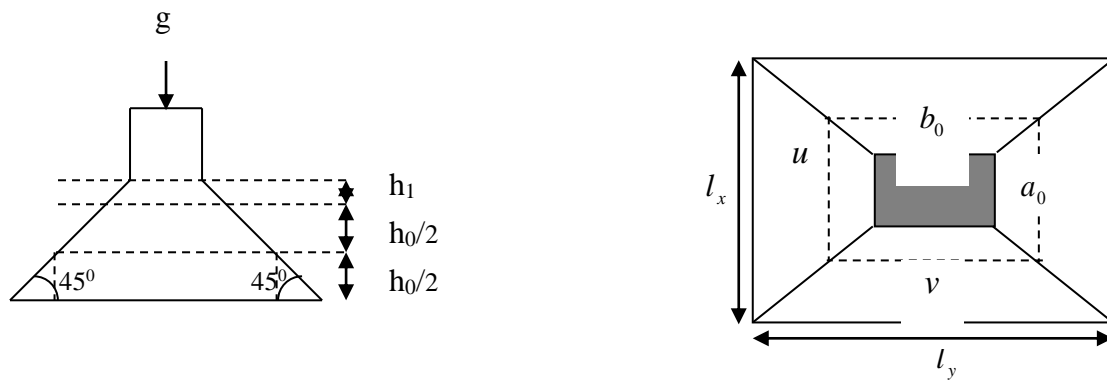


Figure III.19. Schéma représentant la surface d'impact.

Le 2^{ème} type de dalle (charge concentrée)

Elle supporte une grande charge donc en adopte une épaisseur $e = 12$ cm

On a : $P = P_m + D_m + 6.3 = 72.3$ kN.

$H_0 = 20$ cm

P_m est la charge due à la dalle des machines

D_m est la charge due à l'ascenseur.

V est la vitesse de levage.

Le poids propre de l'ascenseur est de 500 kg.

Avec

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 * \xi * h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 * \xi * h_1. \end{cases}$$

$$\text{On a une vitesse } V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 * 1 * 4 = 108cm. \\ v = 80 + 20 + 2 * 1 * 4 = 108cm. \end{cases}$$

III.6.3. Calcul des sollicitations :

Vérification des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u * (M_1 + \nu * M_2). \\ M_{y1} = P_u * (M_2 + \nu * M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$M_1 \text{ en fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 0.77 \quad \text{et } \rho = 0.7$$

$$M_2 \text{ en fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.54 \quad \text{et } \rho = 0.7$$

En se référant à l'annexe n° 3 on trouve $M_1 = 0.089$ et $M_2 = 0.052$

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u * M_1 \\ M_{y1} = P_u * M_2 \end{cases}$$

$$P_u = 1.35 * g = 1.35 * 72.3$$

$$P_u = 97.605KN$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 97.605 * 0.089 = 8.68KN.m \\ M_{y1} = 97.605 * 0.052 = 5.07KN.m \end{cases}$$

III.6.4. Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 * 5.88 + 1.5 * 1 = 9.44 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x * P_u * l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0684 * 9.44 * 1.4^2 = 1.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y * M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.432 * 1.26 = 0.54 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments :**

- Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.94 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

N.B/ Pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des murs

- Les moments en travée et à l'appui sont

$$M_x^t = 0.75 * 9.94 = 7.45 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 * 5.61 = 4.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 * M_x = 2.98$$

III.6.5. Le Ferrailage :

La section considérée est une section de (1m*0.20m) sollicitée en flexion simple
 b=100 cm ; h=20 cm $d_x = 18 \text{ cm}$ et $d_y = 18 \text{ cm}$ $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

- En travée

Tableau III.36. Ferrailage en travée

	Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculé (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Sens x-x	7.45	0.016	0.020	0.178	1.20	4 HA 10 = 3.14
Sens y-y	4.20	0.009	0.011	0.179	0.67	4HA 10 = 3.14

- A l'appui

Tableau III.37.Ferrailage à l'appui

	Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculé (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Sens x-x	2.98	0.006	0.007	0.179	0.47	4 HA 10 = 3.14
Sens y-y	2.98	0.006	0.007	0.179	0.47	4HA 10 = 3.14

III.6.5.1.Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité :

$h_0=20 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$; $\rho_0 = 0.0008 \text{ HAFeE } 400$

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12 \text{ cm} \\ \rho = 0.7 > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 * \frac{3-\rho}{2} * b * h \\ A_{\min}^y = \rho_0 * b * h \end{cases}$$

$$A_{\min}^x = 0.0008 * \frac{3-0.7}{2} * 0.2 = 1.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^y = 0.0008 * 1 * 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t^x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}^x = 1.72 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

$$A_t^y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- Le diametre des barres

Il faut vérifié que:

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{\max} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$$

- Vérification au poinçonnement :

$$P_u \leq 0.045 * U_c * b * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \qquad \text{BAEL91(Article H. III.10)}$$

Avec :

P_u : Charge de calcul à l'état limite.

b : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 * (u + v) = 2 * (108 + 108)$$

$$U_c = 432 \text{ cm.}$$

$$P_u \leq 0.045 * 4.32 * 0.2 * \frac{25}{1.5} = 648 \text{ KN}; \gamma_b = 1.5$$

$$P_u = 1.35 * 72.3 = 97.605 \text{ KN}$$

Après calcul on constate que $P_u = 97.605 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 648 \text{ KN}$ **Vérifié**

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

$$\tau_u = \frac{P_u}{b * d} = \frac{97.605}{4.32 * 0.18} = 0.125 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } v = u \Rightarrow T_u = V_u = \frac{P_u}{2 * v + u} = \frac{97.605}{3 * 1.08} = 30.125 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{\max} = 30.125 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{30.125 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

C'est vérifié.

- **Diamètre maximum des barres :**

$$\phi_{\max} < \frac{h}{10} = 20 \text{ mm.}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm.}$$

- **Espacement des barres :**

$$\text{Sens x-x'} : S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm.}$$

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

III.6.5.2.Calcul à l'ELS:

Les moments engendrés par le système de levage:

$$q_{ser} = g = 72.3KN.$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} * (M_1 + \nu * M_2) = 72.3 * (0.089 + 0.2 * 0.052) = 7.18KN.m. \\ M_{y1} = q_{ser} * (M_2 + \nu * M_1) = 72.3 * (0.052 + 0.2 * 0.089) = 5.04KN.m. \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} due au poids propre de la dalle :**

$$q_{ser} = 5.88 + 1 = 6.88KN / m$$

$$\rho = 0.7 \Rightarrow \mu_x = 0.0684, \mu_y = 0.4320$$

$$M_{x2} = \mu_x * q_{ser} * l_x^2 = 0.0684 * 6.88 * 1.4^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.92KN.m$$

$$M_{y2} = \mu_y * M_{x2} = 0.4320 * 0.92 \Rightarrow M_{y2} = 0.39KN.m$$

➤ **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.18 + 0.92 = 8.1KN.m \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.04 + 0.39 = 5.45KN.m \end{cases}$$

Les moments en travée et en appuis :

$$M_{tx} = 0.75 * 8.1 = 6.07 KN.m$$

$$M_{ty} = 0.75 * 5.43 = 4.07 KN.m$$

➤ **Vérification des contraintes de l'acier et du béton :**

$$\sigma_{bc} = 2.28MPa < 15MPa$$

$$\sigma_{sc} = 133.98MPa < 240MPa$$

➤ **Vérification de la flèche :**

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

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

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

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées il y'a pas lieu de vérifié la flèche.

III.6.6. Schéma de ferrailage :

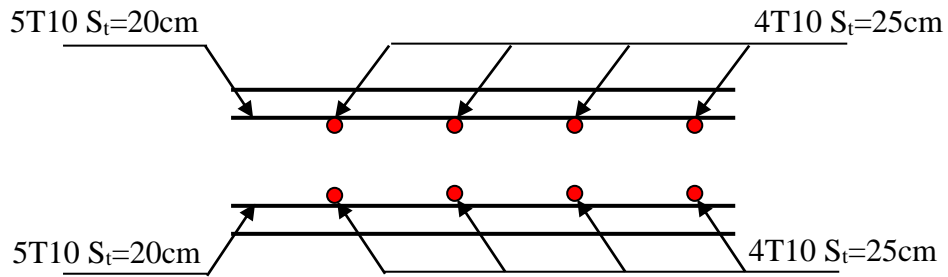


Figure III.20 .Vue en coupe du ferrailage de la dalle.

IV.1.Introduction :

Vu l'activité sismique de nord d'Algérie, les constructions doivent être conçues de manière adéquate pour résister aux secousses sismiques pour éviter la perte des vies humaines et minimiser les dégâts matériels, en respectant les recommandations du règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003).

IV.2.Etude de la structure au séisme :

IV.2.1. Modélisation de la structure à l'aide du logiciel SAP 2000 :

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs, ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis.

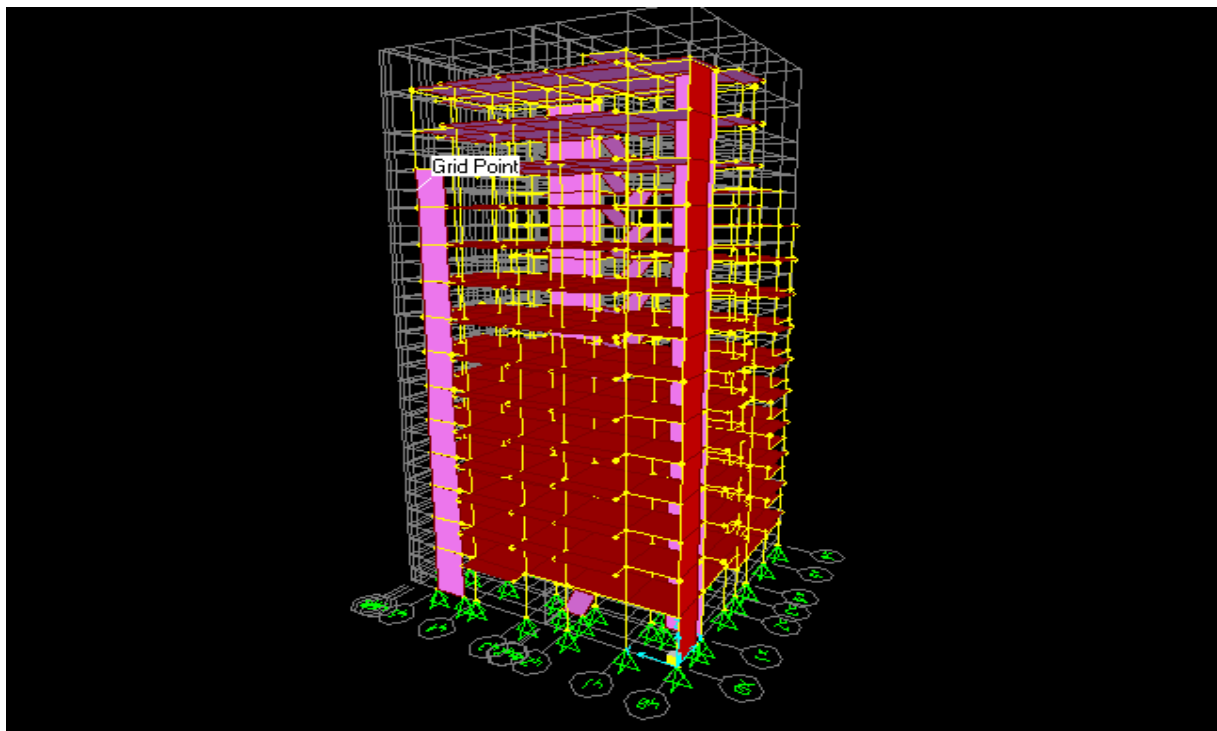


Figure IV.1.vue 3D de la structure

IV.2.2. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.2.1. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode est utilisable sous certaines conditions (4.1.2 du RPA 99/2003)

Calcul de la force sismique totale : RPA Art (4.2.3)

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A * D * Q * \frac{1}{R} * W \quad (IV-1)$$

Avec :

-**A : coefficient d'accélération de zone**, il dépend de la zone sismique et de groupe d'usage du bâtiment :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone **IIa**

⇒ A=0.15

RPA Tableau (4,1)

-**R : Coefficient de comportement global de la structure**, il est fonction du système de contreventement, dans notre cas on a un contreventement mixte avec justification de l'interaction ⇒ R=5

RPA Tableau (4.3)

- **Q : Facteur de qualité**, Le facteur de qualité Q est fonction de :
 - 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 : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$ **RPA Formule (4.4)**

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau IV .1. Valeurs des pénalités Pq

“ Critère q ”	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Oui	0
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d’exécution	Oui	0	Oui	0

$$Q_{/xx} = 1 + (0.05+0 .05+0.05 +0+0) = 1.15$$

$$Q_{/yy} = 1 + (0+0.05+0+0.05+0+0) = 1.10$$

- W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ (IV-2) avec } W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi}$$

- 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.

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

Notre projet à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

➤ **Différents poids d'étages :**

Le tableau suivant résume le poids des différents niveaux :

Tableau IV.3 Différents poids d'étages

Niveau	Cumule des poids (KN)	Poids du plancher (KN)
Terrasse	1943.593	6432.071
12^{ème} Etage	5891.437	4381.909
11^{ème} Etage	10065.82	4255.367
10^{ème} Etage	14948.47	4724.103
9^{ème} Etage	19324.803	5049.709
8^{ème} Etage	24687.662	4892.903
7^{ème} Etage	29567.143	4876.278
6^{ème} Etage	34443.421	4879.481
5^{ème} Etage	39336.324	5362.859
4^{ème} Etage	44386.033	4376.333
3^{ème} Etage	49110.136	4882.65
2^{ème} Etage	53365.503	4174.383
1^{er} Etage	57747.412	3947.844
RDC	64179.483	1943.593

$$W = \sum W_i = 64179.483 \text{ (KN)}$$

- **D : 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).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA Formule (4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique du site d'implantation du bâtiment **RPA Tableau (4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité, plastique et de compacité moyenne (D'après le rapport de sol).

Donc du RPA99/version2003 (Tableau3-2) de classification des sites ; on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_2 donc on aura :

$$T_1 = 0.15 \text{ S}$$

$$T_2 = 0.40 \text{ S}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{(IV-3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$ **RPA Tableau (4-5)**

Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.816 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{(IV-4)} \quad \text{RPA Formule (4-6)}$$

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

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le tableau suivant :

Tableau IV.4. Les valeurs du coefficient C_T

Cas N°	Système de contreventement	C_T
01	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
02	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
03	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.050
04	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.050

$$C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 * (41.34)^{3/4} = 0.81 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 * h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{(IV-5)} \quad \text{RPA Formule (4-7)}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_y = 22.50\text{m}, \quad L_x = 22.20\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.78\text{s} \\ T_y = 0.78\text{s} \end{cases}$$

$$T_x = \min (T_x; T_c) = 0.78\text{s}$$

$$T_y = \min (T_y; T_c) = 0.78\text{s}$$

Remarque : la période de vibration ne doit pas dépasser 130 % de la période calculée par la formule empirique

RPA Art (4.2.4)

$$\Rightarrow \begin{cases} 1.3T_x = 1.014 \text{ s} \\ 1.3T_y = 1.014 \text{ s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.4 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 1.30 \\ D_y = 1.30 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A * D * Q}{R} \times W$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 * 1.30 * 1.15}{5} * 64179.483 = 2878.44 KN$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 * 1.30 * 1.10}{5} * 64179.483 = 2753.29 KN$$

IV.2.2.2. Méthode dynamique modale spectrale:

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non- conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA Art (4. 3.3)}$$

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*).

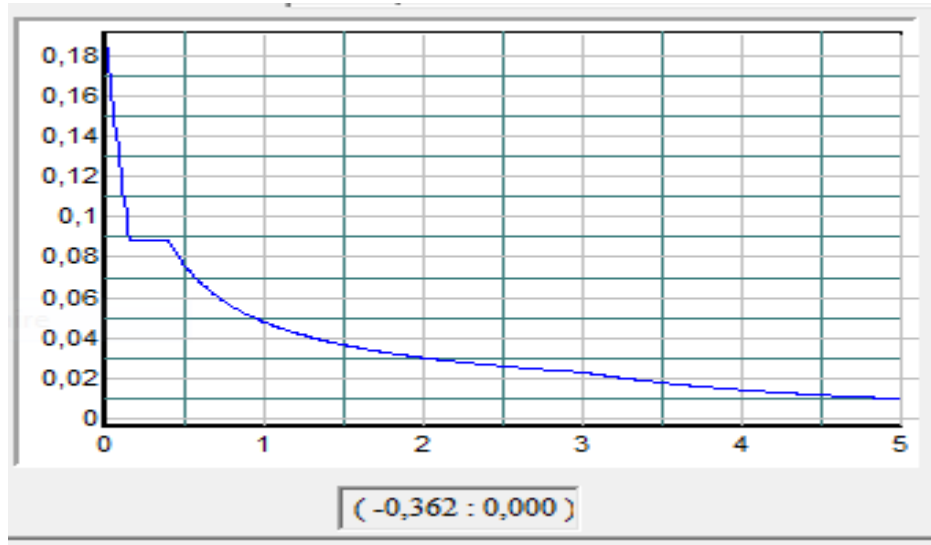


Figure IV.2 : Spectre de réponse.

IV.2.3. Disposition des voiles :

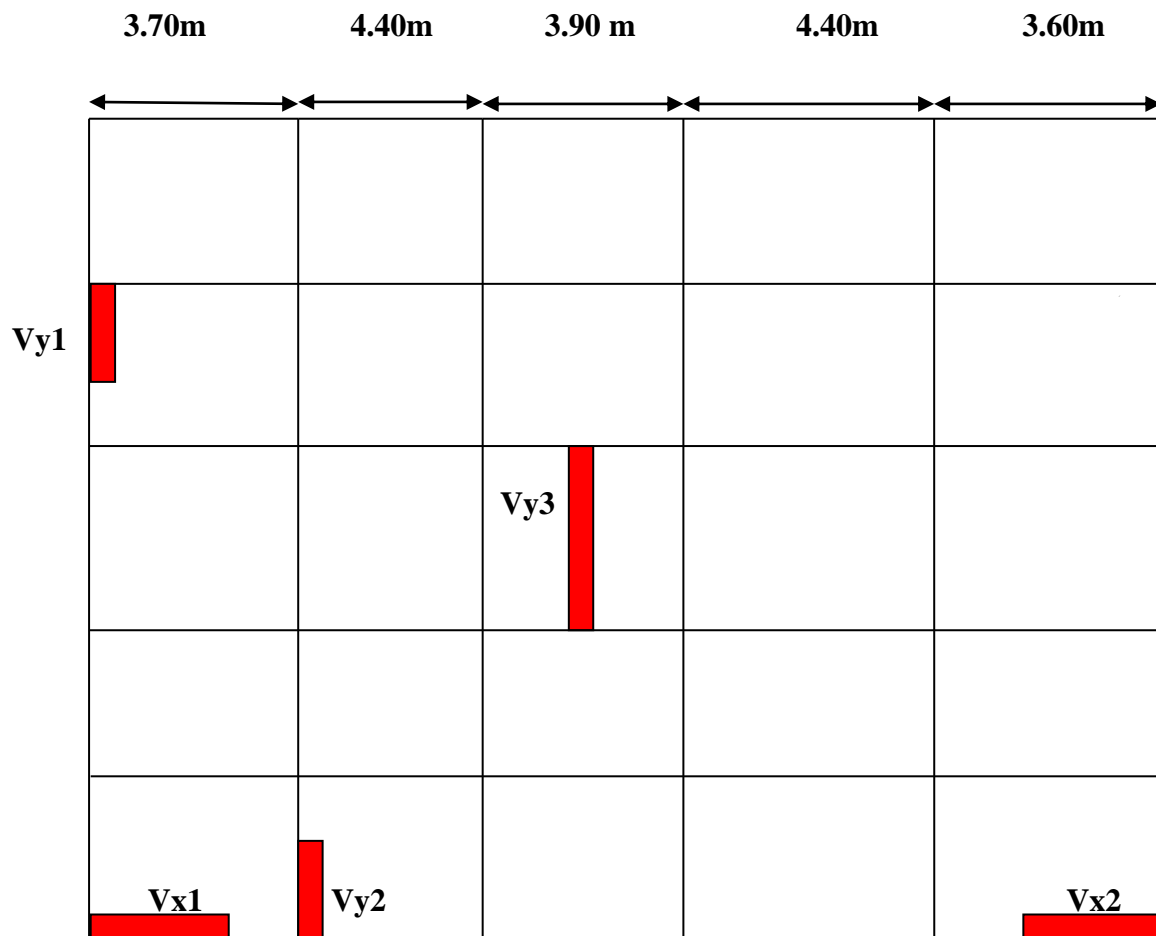


Figure IV.3 Disposition des voiles

Périodes de vibration et taux de participation des masses modales de la disposition adoptée :

Tableau IV.5. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

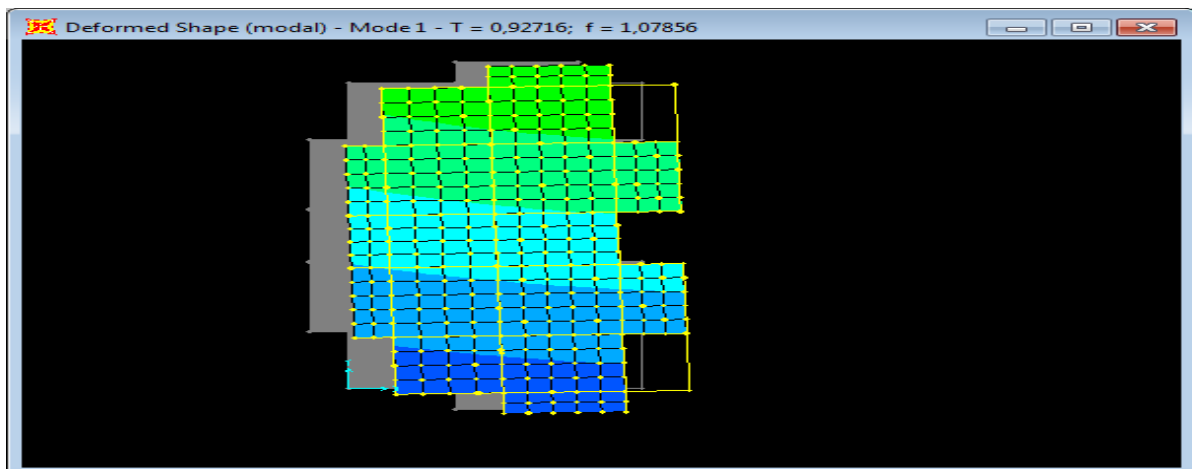
StepNum	Periode	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode 1	0.927164	0.72625	0.00744	0.000004827	0.72625	0.00744
Mode 2	0.876714	0.0267	0.34439	0.000004895	0.75296	0.35183
Mode 3	0.773658	0.00119	0.40681	0.000003623	0.75415	0.75863
Mode 4	0.30395	0.13024	0.00018	0.00008781	0.88438	0.75881
Mode 5	0.276268	0.00255	0.05808	0.00001154	0.88693	0.81689
Mode 6	0.256945	0.00086	0.07813	0.000001419	0.88778	0.89502
Mode 7	0.203136	0.000002436	3.824E-07	0.00163	0.88779	0.89502
Mode 8	0.201752	9.372E-07	4.137E-10	1.385E-09	0.88779	0.89502
Mode 9	0.189514	0.000001712	8.774E-08	0.00001958	0.88779	0.89502
Mode 10	0.18795	0.000002241	0.000002145	1.987E-07	0.88779	0.89502
Mode 11	0.180643	0.000005538	0.000002083	0.0007	0.8878	0.89502
Mode 12	0.180125	0.00003091	3.332E-08	2.154E-07	0.88783	0.89502
Mode 13	0.176485	0.04508	0.000009773	0.00003515	0.93291	0.89503
Mode 14	0.166125	6.456E-07	4.625E-07	0.0000353	0.93291	0.89503
Mode 15	0.159244	0.00001597	0.00001305	0.000001228	0,93293	0.89505
Mode 16	0.157543	0.00006814	8.091E-07	0.00217	0.93299	0.89505
Mode 17	0.157349	0.00252	0.00025	0.00006583	0.93552	0.8953
Mode 18	0.15636	0.000009677	0.000001582	8.921E-07	0.93553	0.8953
Mode 19	0.146597	0.000001589	0.0008	0.00071	0.93553	0.8961
Mode 20	0.145889	0.00003082	0.04649	0.00008305	0.93556	0.94259

Ces résultats montrent que :

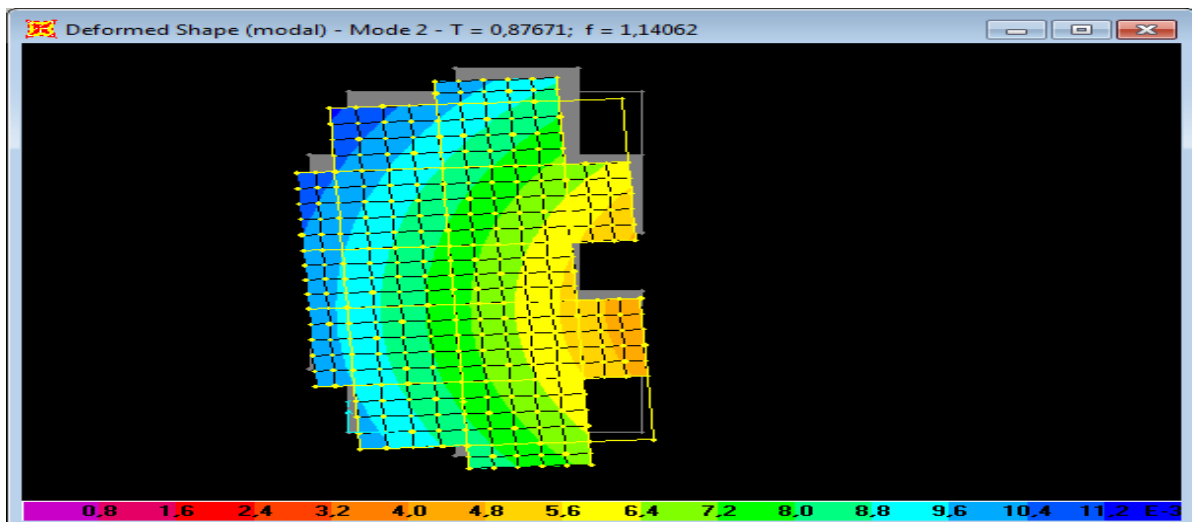
- Le premier mode est un mode translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 72.62% dans cette direction.
- Le deuxième mode est en mode translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 35.18% dans cette direction.

Le troisième mode est un mode de torsion autour de la direction verticale Z

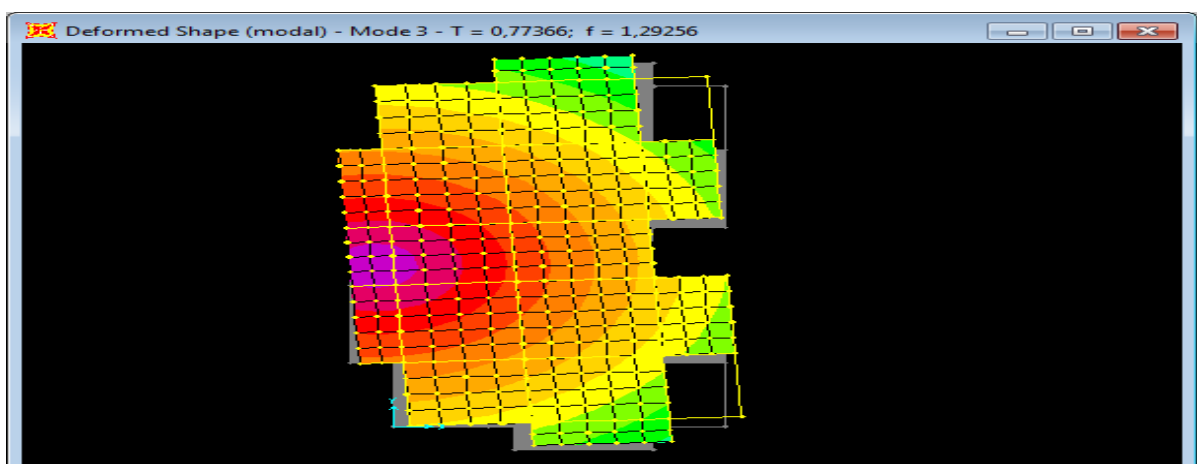
La condition du **RPA (art 4.3.4)** sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 13^{ème} mode dans la direction X est au 20^{ème} mode dans la direction Y.



Translation suivant X-X



Translation suivant l'axe Y-Y (avec une légère rotation)



Rotation suivant l'axe Z-Z

Figure. IV.4 : Les modes de vibration

IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques :

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

a) Sous charges verticales :

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

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

Tableau IV.6.Vérification de l'interaction sous charges verticales

Niveau	% Portique	% Voile
1	95.338305	4.661695
2	89.765509	10.23449
3	89.28815	10.71185
4	90.627502	9.372498
5	88.88295	11.11705
6	87.9745	12.0255
7	87.339269	12.66073
8	87.066601	12.9334
9	86.854166	13.14583
10	88.563693	11.43631
11	86.459925	13.54008
12	86.294195	13.70581
13	86.500233	13.49977

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée.

b) Sous charges horizontales :

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

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

Tableau IV.7. Vérification de l'interaction sous charges horizontales

SENS X-X		
Niveau	% PORT	% VOILLE
1	26.23648258	73.76352
2	58.82759731	41.1724
3	69.96947296	30.03053
4	76.14927361	23.85073
5	80.2482578	19.75174
6	79.31074626	20.68925
7	82.24529533	17.7547
8	84.66042544	15.33957
9	87.13161379	12.86839
10	90.03618691	9.963813
11	89.38426944	10.61573
12	94.89068947	5.109311
13	90.54538493	9.454615

SENS Y-Y		
Niveau	% PORT	% VOILLE
1	27.54002	72.45998
2	52.77202	47.2279846
3	73.75867	26.2413251
4	79.30949	20.6905138
5	79.47854	20.5214562
6	82.86737	17.1326297
7	82.16655	17.8334518
8	83.6289	16.3710976
9	85.04365	14.956347
10	83.73291	16.2670862
11	74.50032	25.4996829
12	88.14949	11.8505111
13	92.87487	7.12512829

On constate que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée.

IV.4. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :**IV.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Selon (Art 4.3.6) [2] ; la résultante des forces sismiques à la base V_{sta} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{dyn} .

Tableau IV.8.Vérification de l'effort tranchant à la base.

FORCES SISMQUES	V_{dyn}	V_{st}	V_{dyn}/V_{st}
SENS X-X	2567.863	2915.656	0.88
SENS Y-Y	2547.394	2794.001	0.91

$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} > 0.8$ Selon le sens X-X ; donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.

$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} > 0.8$ Selon le sens Y-Y ; donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.

IV.5.Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{IV-8}) \quad \text{RPA Art (7.4.3.1)}$$

Tel que :

N ; L'effort normal maximal.

B ; Section du poteau.

f_{c28} ; Résistance caractéristique à la compression.

Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Nu(KN)	B(cm2)	Fc28(Mpa)	v	Observation
1	-2973.418	3600	25	-0.30998	vérifié
2	-2763.769	3600	25	-0.29099	vérifié
3	-2538.495	3600	25	-0.28206	vérifié
4	-2096.452	3600	25	-0.23294	vérifié
5	-1878.346	3025	25	-0.24838	vérifié
6	-1666.285	3025	25	-0.22034	vérifié
7	-1455.469	3025	25	-0.19246	vérifié
8	-1245.771	3025	25	-0.16473	vérifié
9	-1037.037	3025	25	-0.13713	vérifié
10	-828.594	2500	25	-0.01325	vérifié
11	-620.255	2500	25	-0.00992	vérifié
12	-409.602	2500	25	-0.00655	vérifié
13	-202.927	2500	25	-0.00324	vérifié

IV.6.Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{(IV-9)} \quad \text{RPA Art (4.4.3)}$$

δ_{ek} :Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ RPA Art (5.10)

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10. Vérification des déplacements relatifs sens x-x

SENS X-X							
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	hk (m)	$\Delta k/hk$ (%)	Observation
1	0.0013	0.0065	0	0.0065	3.90	0.00166667	vérifiée
2	0.0024	0.012	0.0065	0.0055	2.88	0.00190972	vérifiée
3	0.0036	0.018	0.012	0.006	2.88	0.00208333	vérifiée
4	0.0049	0.0245	0.018	0.0065	2.88	0.00225694	vérifiée
5	0.0062	0.031	0.0245	0.0065	2.88	0.00225694	vérifiée
6	0.0075	0.0375	0.031	0.0065	2.88	0.00225694	vérifiée
7	0.0088	0.044	0.0375	0.0065	2.88	0.00225694	vérifiée
8	0.0112	0.056	0.044	0.012	2.88	0.00416667	vérifiée
9	0.0122	0.061	0.056	0.005	2.88	0.00173611	vérifiée
10	0.0132	0.066	0.061	0.005	2.88	0.00173611	vérifiée
11	0.014	0.07	0.066	0.004	2.88	0.00138889	vérifiée
12	0.0148	0.074	0.07	0.004	2.88	0.00138889	vérifiée
13	0.0158	0.0765	0.074	0.0025	2.88	0.00086806	vérifiée

Tableau IV.11. Vérification des déplacements relatifs sens y-y

SENS Y- Y							
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	hk (m)	$\Delta k/hk$ (%)	Observation
1	0.0009	0.0045	0	0.0045	3.90	0.00115385	Vérifiée
2	0.0018	0.009	0.0045	0.0045	2.88	0.0015625	Vérifiée
3	0.0029	0.0145	0,009	0.0055	2.88	0.00190972	Vérifiée
4	0.004	0.02	0.0145	0.0055	2.88	0.00190972	Vérifiée
5	0.0052	0.026	0.02	0.006	2.88	0.00208333	Vérifiée

6	0.0064	0.032	0.026	0.006	2.88	0.00208333	Vérifiée
7	0.0075	0.0375	0.032	0.0055	2.88	0.00190972	Vérifiée
8	0.0087	0.0435	0.0375	0.006	2.88	0.00208333	Vérifiée
9	0.0097	0.0485	0.0435	0.005	2.88	0.00173611	Vérifiée
10	0.0107	0.0535	0.0485	0.005	2.88	0.00173611	Vérifiée
11	0.0117	0.0585	0.0535	0.005	2.88	0.00173611	Vérifiée
12	0.0125	0.0625	0.0585	0.004	2.88	0.00138889	vérifiée
13	0.0133	0.0665	0.0625	0.004	2.88	0.00138889	vérifiée

IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

RPA Art (5.9)

L'effet du 2^{ème} ordre ou effet (P-Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10. \quad \text{(IV-10)} \quad \text{Avec :}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau

V_k : effort tranchant d'étage au niveau (k).

h_k : hauteur d'étage (k)

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k)

Tableau IV.12. Vérification des effets P-Δ sens X-X

SENS X-X						
Niveau	Δk (m)	Pk (t)	Vk (t)	hk (m)	θ	Observation
1	0.0065	57747.412	2731.612	3.90	0.03523403	vérifiée
2	0.0055	53365.503	3273.841	2.88	0.03112958	vérifiée
3	0.006	49110.136	3197.493	2.88	0.03199781	vérifiée

4	0.0065	44386.033	3057.714	2.88	0.03276199	vérifiée
5	0.0065	39336.324	2943.553	2.88	0.03016079	vérifiée
6	0.0065	34443.421	2705.825	2.88	0.02872946	vérifiée
7	0.0065	29567.143	2499.591	2.88	0.02669693	vérifiée
8	0.012	24687.662	2287.156	2.88	0.04497518	vérifiée
9	0.005	19324.803	2045.781	2.88	0.01639961	vérifiée
10	0.005	14948.47	1788.492	2.88	0.01451066	vérifiée
11	0.004	10065.82	1561.852	2.88	0.00895111	vérifiée
12	0.004	5891.437	1234.785	2.88	0.0066267	vérifiée
13	0.0025	1943.593	877.582	2.88	0.00192249	vérifiée

Tableau IV.13. Vérification des effets P-Δ sens Y-Y

SENS Y-Y						
Niveau	Δk (m)	Pk (t)	Vk (t)	hk (m)	θ	Observation
1	0.0045	57747.412	1808.696	3.90	0.0368396	Vérifiée
2	0.0045	53365.503	3263.153	2.88	0.02555308	Vérifiée
3	0.0055	49110.136	3174.502	2.88	0.02954376	Vérifiée
4	0.0055	44386.033	2924.778	2.88	0.02898168	Vérifiée
5	0.006	39336.324	2876.07	2.88	0.02849398	Vérifiée
6	0.006	34443.421	2617.107	2.88	0.02741849	Vérifiée
7	0.0055	29567.143	2415.351	2.88	0.02337757	Vérifiée
8	0.006	24687.662	2188.635	2.88	0.02349987	Vérifiée
9	0.005	19324.803	1934.163	2.88	0.01734601	Vérifiée
10	0.005	14948.47	1581.367	2.88	0.01641125	Vérifiée
11	0.005	10065.82	1348.301	2.88	0.01296104	Vérifiée
12	0.004	5891.437	1031.325	2.88	0.00793402	Vérifiée
13	0.004	1943.593	753.274	2.88	0.0035836	Vérifiée

Commentaire : On voit bien que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés.

IV.8. Conclusion :

Les voiles présentent, généralement, une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile-portique). Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P-delta).

V.1. Introduction:

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

V.2.Étude des poteaux:

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

$$1,35G + 1,5Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q \pm E_x$$

$$G + Q \pm E_y$$

$$0,8 G \pm E_x$$

$$0,8 G \pm E_y$$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

$$(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$$

$$(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$$

$$(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$$

Il est à noter que : Le ferrailage peut être tiré directement du logiciel en utilisant la commande « **START design /check of structure** ».

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 : $0,8 \% b_1 \cdot h_1$ en zone **IIa**
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - 4 % en zone courante
 - 6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone **IIa**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
25 cm 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

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

$$l' = 2h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau

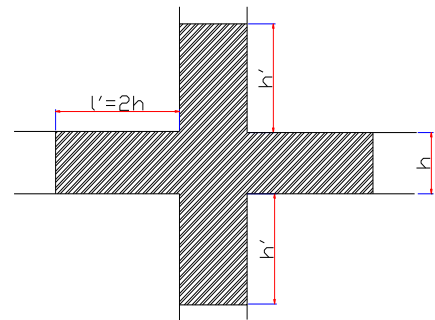


Figure V.1 : zone nodale

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

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 1 ^{er} 2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème} étages	60*60	28.80	144	216
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème} étages	55*55	24.20	121	181.5
9 ^{ème} +10 ^{ème} +11 ^{ème} +12 ^{ème} étages	50*50	20	100	150

b. Armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ (Art : 7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ Dans la zone nodale $t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa
- ✓ Dans la zone courante $t' \leq 15\phi_l$ en zone IIb et III

Où :

ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$\checkmark A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\checkmark A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

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 $10\phi_t$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2 Ferrailage des poteaux :

a. Les armatures longitudinales :

Les poteaux sont ferrillés par le minimum donné par le RPA en zone **IIa**, et cela après comparaison des résultats de ferrailage donnée par des sollicitations maximales calculées à l'aide de logiciel **SOCOTEC** et de **SAP 2000**.

Les résultats de ferrillages des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Les Armatures longitudinales dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A Sap2000 (cm ²)	A min RPA (cm ²)	A adoptée (cm ²)
RDC + 1 ^{er} +2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème} étages	60*60	9.6	28.80	8HA20+4HA14=31.29
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème} étages	55*55	26.59	24.20	4HA20+8HA16=28.65
9 ^{ème} +10 ^{ème} +11 ^{ème} +12 ^{ème} étages	50*50	15.58	20	4HA16+8HA14=20.36

b. Les armatures transversales :

Tableau V.3 : Les Armatures transversales dans les poteaux

Niveau	RDC	Etages 1 ; 2 ; 3 ; 4	Etages 5 ; 6 ; 7 ; 8	Etages 9 ; 10 ; 11 ; 12
Section (cm ²)	60*60	60*60	55*55	50*50
ϕ_t^{\max} (cm)	2	2	2	1.6
ϕ_t^{\min} (cm)	1.6	1.6	1.4	1.4
l_f (cm)	259	187.6	187.6	187.6
λg	4.31	3.12	3.41	3.75
Vu (KN)	265.461	265.461	178.161	144.166
l_r	80	80	80	64
S_t zone nodale	10	10	10	10
S_t zone	15	15	15	15
A_t (cm ²)	4.14	4.14	1.33	0.82
A_t^{\min} (cm ²)	3.3	3.3	3.02	2.75
A_t adopté (cm ²)	4.14	4.14	3.02	2.75
N ^{bre} de barres	6T10	6T10	6T8	6T8

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t^{\max}}{3} \Rightarrow \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V.2.3 Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \cdot v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \cdot (v^3 + v'^3) + 15 \cdot A_s \cdot (v - d')^2 + 15 \cdot A_s \cdot (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \cdot (v^3 + v'^3) + 15 \cdot A_s \cdot (d - v)^2$$

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

$$v' = h - v \text{ et } d = 0,9 h$$

$$B = b \cdot h + 15 \cdot A_s$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (m)	v' (m)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
RDC	60*60	54	30.91	0.32	0.28	0.013	2165.063	32.44	6.31	15
Etage1	60*60	54	30.91	0.32	0.28	0.013	2035.599	5.9346	3.60	15
Etage2	60*60	54	30.91	0.32	0.28	0.013	1870.959	14.8601	5.56	15
Etage3	60*60	54	30.91	0.32	0.288	0.013	1707.51	11.4338	5.01	15
Etage4	55*55	49.5	28.08	0.27	0.28	0.0097	1544.024	12.8632	5.90	15
Etage5	55*55	49.5	28.08	0.27	0.28	0.0097	1382.409	11.1989	4.90	15
Etage6	55*55	49.5	28.08	0.27	0.28	0.0097	1225.605	11.9773	4.38	15
Etage7	55*55	49.5	28.08	0.27	0.28	0.0097	1069.79	11.8627	3.86	15

Etage8	50*50	45	21.3	0.27	0.23	0.0063	914.736	11.8921	4.16	15
Etage9	50*50	45	21.3	0.27	0.23	0.0063	760.09	11.8044	3.04	15
Etage10	50*50	45	21.3	0.27	0.23	0.0063	607.166	11.9114	2.93	15
Etage11	50*50	45	21.3	0.27	0.23	0.0063	453.672	11.9083	2.32	15
Etage12	50*50	45	21.3	0.27	0.23	0.0063	345.98	13.5306	1.96	15

V.2.4 Vérification aux des sollicitations tangentes :

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad (\text{La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous}$$

combinaison sismique).

Tous les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : Vérification des sollicitations tangentes

Niveaux	Section (cm ²)	l _r (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)
RDC	60*60	2.59	4.31	0.04	54	265.461	0.81	1
Etages 1 ; 2 ; 3	60*60	1.876	3.12	0.04	54	265.461	0.81	1
Etages 4 ; 5 ; 6 ; 7	55*55	1.876	3.41	0.04	49.5	78.161	0.29	1
Etages 8 ; 9 ; 10 ; 11	50*50	1.876	3.75	0.04	45	44.166	0.19	1
Etage12	50*50	1.876	3.75	0.04	45	44.166	0,19	1

V.2.5 .Dispositions constructives :

- Longueur des crochets :

$$L = 10\phi_t = 10 \cdot 0,8 = 8 \text{ cm}$$

Disposition constructive :

- La longueur minimale des recouvrements est de $L_r = 40\phi = 40 \cdot 2,0 = 80\text{cm}$

Soit : $L_r = 80\text{ cm}$

-**La zone nodale** : les dimensions de la zone nodale sont : $h' = \text{Max} \left(\frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$

$l' = 120\text{cm}$

RDC et 1^{er} étages : $h' = 65\text{ cm}$ et $l' = 120\text{ cm}$

Pour le 2^{ème} et 3^{ème} et 4^{ème} étages : $h' = 60\text{ cm}$ et $l' = 120\text{ cm}$

Pour le 5^{ème} et 6^{ème} étages : $h' = 60\text{ cm}$ et $l' = 110\text{ cm}$

Pour le 7^{ème}, 8^{ème} étages : $h' = 60\text{ cm}$ et $l' = 110\text{ cm}$

Pour 9^{ème}, 10^{ème}, 11^{ème}, 12^{ème}: et $h' = 60\text{ cm}$ et $l' = 100\text{ cm}$

V.2.6.Schéma de ferrailage des poteaux

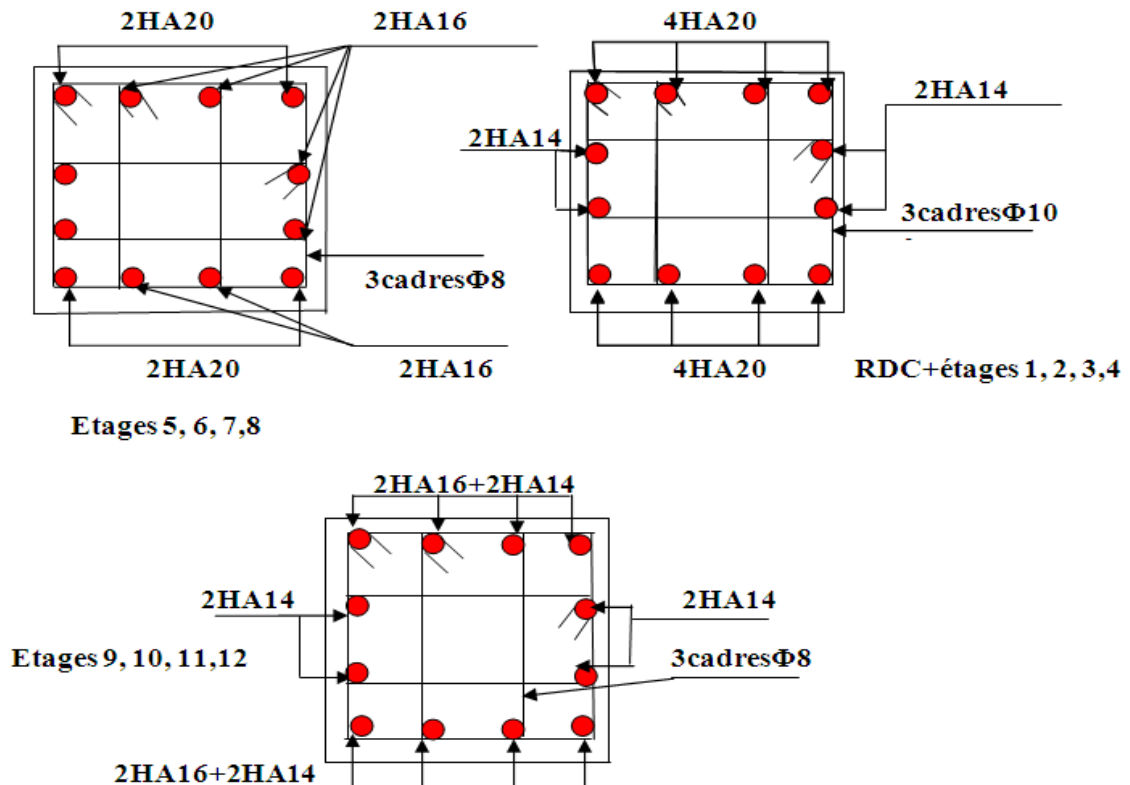


Figure V.2:Schémas de ferrailage des poteaux

V.3. Etude des poutres

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont :

- $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- $G + Q$
- $G + Q + E$
- $0.8 \times G + E$
- $0.8 \times G - E$

RPA99 (Article 5.2)

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, et leurs longueurs d'arrêt. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'aciers donné par le RPA 99 en zone *Ila*.

V.3.1. Recommandation du RPA 99 :

a. Coffrage

- Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1,5h + b_1 \end{cases} \quad (\text{Art : 7.5.1})$$

b. Ferrailage :

➤ Les armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% ($b \cdot h$) en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4 % ($b \cdot h$) En zone courante.

6% (b · h) En zone de recouvrement.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale des recouvrements est de :

40ϕ En zone 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 avec des crochets à 90°.

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

➤ **Les armatures transversales:**

- La quantité d'armature transversale minimale est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right)$$

$$\text{En dehors de la zone nodale : } S \leq \frac{h}{2} \quad \text{Avec : } h : \text{ La hauteur de la poutre}$$

La valeur du diamètre ϕ_t des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

- Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :

2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

V.3.2. Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité).}$$

V.3.3 Ferrailages des poutres :

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

a) Les armatures longitudinales ;

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du SAP2000, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (Amin).

Les Résultats de sollicitations maximales et de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.6 : Tableau récapitulation du ferrailage des poutres.

Etage	Type de Poutres	Section (cm ²)	Localisation	A (SAP) (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
RDC	Poutre Principale	45*45	Appui	5.39	10.12	3HA14+3HA16 =10.64
			Travée	6.4		3HA14+3HA16 =10.64
	Poutre Secondaire	45*45	Appui	9.04	10.12	3HA14+3HA16 =10.64
			Travée	2.16		3HA14+3HA16 =10.64
Etage courant	Poutre Principale	45*45	Appui	6.4	10.12	3HA14+3HA16 =10.64
			Travée	5.39		3HA14+3HA16 =10.64
	Poutre Secondaire	45*45	Appui	6.39	10.12	3HA14+3HA16 =10.64
			Travée	2.16		3HA14+3HA16 =10.64

Terrasse	Poutre Principale	45*45	Appui	6.4	10.12	3HA14+3HA16 =10.64
			Travée	5.39		3HA14+3HA16 =10.64
	Poutre Secondaire	45*45	Appui	6.4	10.12	3HA14+3HA16 =10.64
			Travée	3.06		3HA14+3HA16 =10.64

-Vérification de (%) des armatures selon le RPA 99 ;

Pourcentage maximum des armatures longitudinales

- Poutres principales :

En zone courante : $A_{max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \cdot 45 \cdot 45 = 81 \text{ cm}^2 > A$condition vérifiée

En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \cdot 45 \cdot 45 = 121 \text{ cm}^2 > A$condition vérifiée

- Poutres secondaires;

En zone courante : $A_{max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \cdot 45 \cdot 45 = 81 \text{ cm}^2 > A$condition vérifiée

En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \cdot 45 \cdot 45 = 121 \text{ cm}^2 > A$condition vérifiée

Les longueurs de recouvrement ;

- La longueur minimale des recouvrements est :

$\phi = 14 \text{ mm} : L_r = 40 \phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$ Soit : $L_r = 80 \text{ cm}$

$\phi = 16 \text{ mm} : L_r = 40 \phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$ Soit : $L_r = 80 \text{ cm}$

b) Les armatures transversales :

Calcul de ϕ_t :

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{L_{min}}\right)$$

Soit $\phi_t = 10mm$

$$A_t = 4T8 = 2.01cm^2$$

Soit : 1 cadre + 1 étrier T8 pour toutes les poutres

➤ **Calcul de l'espacement :**

- **Selon le RPA :**

Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}(\frac{h}{4}; 12\phi_{\text{min}}; 30cm)$

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(11.25; 36; 30cm)$, Soit : $S_t=10$ cm

Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(11.25; 36; 30cm)$ Soit : $S_t=10$ cm

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5cm \Rightarrow S_t = 15cm$; Soit : $S_t=15cm$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5cm \Rightarrow S_t = 15cm$; Soit : $S_t=15cm$

$$A_{\text{min}} = 0.003 \cdot S_t \cdot d = 0.003 \cdot 15 \cdot 40 \cdot 05 = 1.82cm$$

$A_t = 2,01 > A_{\text{min}} = 1.82cm^2$c'est vérifiée.

V.3.4 Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,37 < A = 2,01 \text{ Cm}^2$$
.....c'est vérifiée.

- **Contrainte tangentielle maximale :**

- **Vérification de l'effort tranchant :** $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

- **Fissuration peu nuisible :** $\bar{\tau}_{bu} = \min(0,13 f_{c28}; 4MPa) = 3,25 \text{ MPa}$

Tableau V.7 : Vérification de l'effort tranchant

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	202.26	1.24	Vérifiée
Poutres secondaires	98.89	0,61	Vérifiée

$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} = 3,25$ MPa donc : Pas de risque de cisaillement

➤ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

• **Poutres principales :**

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \cdot \left[V_u + \frac{M_a}{0,9 \cdot d} \right] \Rightarrow \frac{1,15}{400} \left[202.268 + \frac{-143.36}{0,9 \cdot 0,405} \right] = -5.4 < 0 \text{ aucune vérification à faire}$$

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1,15 \cdot V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15 \cdot 202.268}{400} = 5.81 \text{ cm}^2$$

• **Poutres secondaires :**

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \cdot \left[V_u + \frac{M_a}{0,9 \cdot d} \right] \Rightarrow \frac{1,15}{400} \left[98.89 + \frac{-80.61}{0,9 \cdot 0,40} \right] = -3.59 < 0 \text{ aucune vérification à faire .}$$

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1,15 \cdot V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15 \cdot 98.89}{400} = 2.84 \text{ cm}^2$$

V.3.5. Vérification à l'ELS :

➤ **L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

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

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

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

Calcul de I : $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y)^2 + A'_s \cdot (y - d')^2]$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Vérification de la flèche dans les poutres

Poutres	Localisation	Mser (KNm)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	52.28	159354.73	9.67	0.31	15
	Travées	30.75	159354.73	9.67	1.86	15
Poutres secondaires	Appuis	23.66	159354.73	9.67	1.23	15
	Travées	31.84	159354.73	9.67	1.93	15

➤ **État limite de déformation (flèche):**

Selon le BAEL99, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \quad (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \quad (3) \end{array} \right.$$

Tableau. V.9. Vérification des conditions de la flèche

Poutres	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
Principales	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Secondaires	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul des flèches est inutile.

V.3.6 Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Art.762) 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).

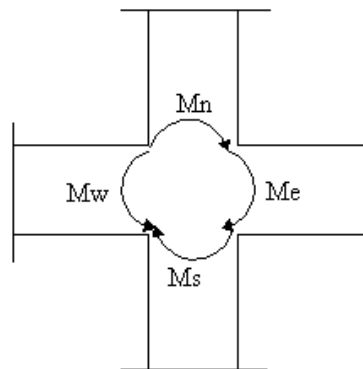


Figure. V.3 : La zone nodale

a. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$M_R = Z \cdot A_s \cdot \sigma_s$ Avec : $Z = 0,85 \cdot h$ (h : 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-après :

Tableau. V.10 : Moment résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Plans	Z(m)	As (cm ²)	M _R (KNm)
RDC et 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	60*60	1-2	0.54	37.72	708.48
		1-3	0.54		708.48
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	55*55	1-2	0.495	30.89	708.45
		1-3	0.495		708.45
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11, 12	50*50	1-2	0.45	28.08	439.51
		1-3	0.45		439.31

b. Détermination du moment résistant dans les poutres :

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessus :

Tableau V.11 : Vérification des zones nodales

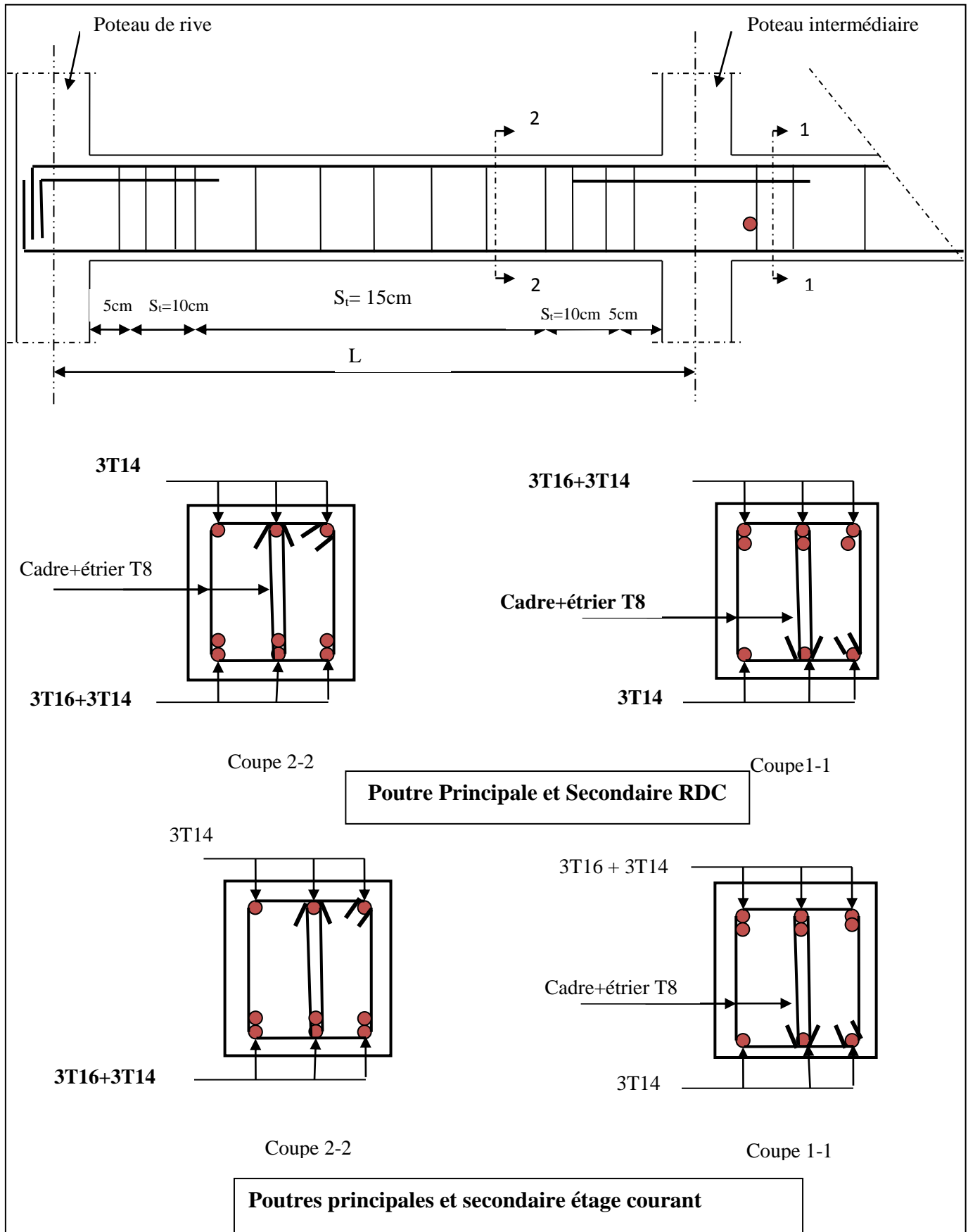
Niveau	Sens	M _w (KNm)	M _e (KNm)	1,25 · (M _w + M _e) (KNm)	M _n + M _s (KNm)	Observation
RDC.1 ^{er} , 2 ^{ème} ; 3 ^{ème} ; 4 ^{ème} étage	x-x	141.62	141.62	354.05	1416.96	Vérifiée
	y-y	141.62	141.62	354.05	1416.96	Vérifiée
5 ^{ème} ; 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	x-x	141.62	141.62	354.05	1416.96	Vérifiée
	y-y	141.62	141.62	354.05	1416.96	Vérifiée
9 ^{ème} , 10 ^{ème} ; 11 ^{ème} ; 12 ^{ème} étage	x-x	141.62	141.62	354.05	879.02	Vérifiée
	y-y	141.62	141.62	354.05	879.02	Vérifiée

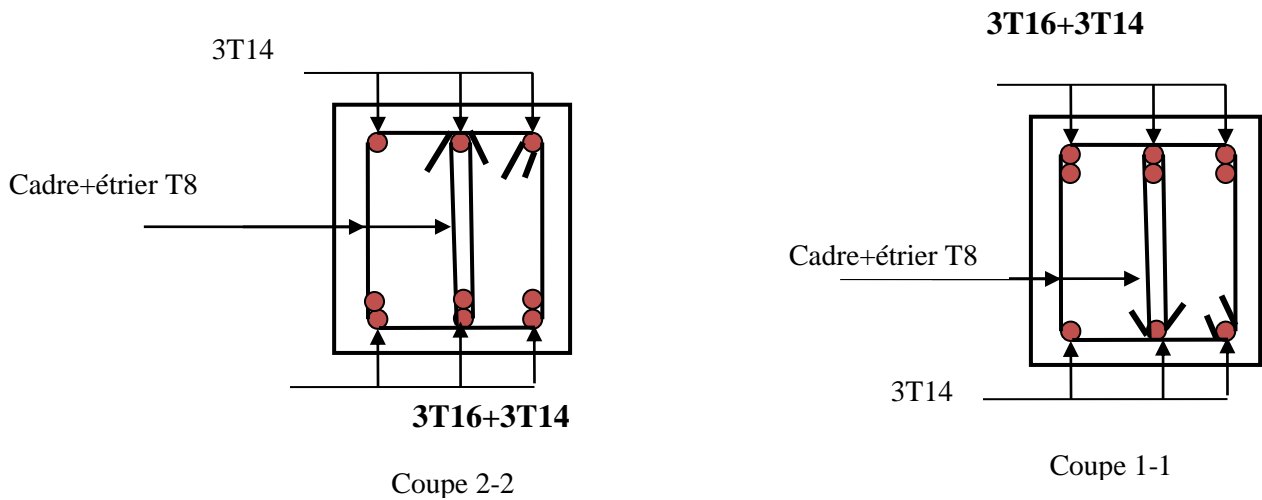
On voit bien que les moments résistants dans les poteaux est supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques sera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.3.7 Schéma de ferrailage des poutres :

Le schéma de ferrailage adopté pour les poutres palières est celui représenté dans le chapitre III.

Les schémas de ferrailage des autres types de poutres sont représentés dans schémas ci après :





Poutres principales et secondaire terrasse

Figure. V.4.Schéma de ferrailage des poutres.

V.4.Etude des voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

V.4.1. Définition :

Les voiles ou murs 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 travail comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont un comportement différent :

- ✓ Voiles élancés : ($\frac{h}{l} > 1,5$)

- ✓ Voiles courts : ($\frac{h}{l} < 1,5$)

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de ruptures dans un voile élancé causé par ses sollicitations :

- ✓ Rupture par flexion
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.4.2 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 : $A_{\min} = 0,2 \cdot L_t \cdot e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémité 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. Les 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 10ϕ .

c. Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

d. Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1,4 \cdot V_u$$

e. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0,15\% b \cdot h \dots \dots \dots \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0,10\% b \cdot h \dots \dots \dots \text{dans la zone courante.}$$

- $\phi_t \leq \frac{1}{10} e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement : $s_t = \min(1,5a; 30\text{cm})$;

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.3 Le ferrailage :**a. Les armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($b \times h$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la moitié de la section en respectant toujours les recommandations du RPA99.

b) Les armatures horizontales :

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau - 0,3 \cdot f_{tj} \cdot k}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

Les résultats de ferrailages seront récapitulés dans le tableau ci après où :

$A_v^{min} /_{voile}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$$(A_{min} = 0,15\% b \cdot l)$$

$A_v^{calculée} /_{face}$: Section d'armature calculée pour une seule face de voile.

$A_v^{adoptée} /_{face}$: Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement.

$A_h^{min} /_{voile}$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet ($A_{min} = 0,15\% b \cdot l$)

$A_h^{calculée} /_{face}$: Section d'armature calculée ($A_v^{adoptée} / 4$).

$A_h^{adoptée} /_{ml}$: Section d'armature adoptée pour un mètre linière.

$N^{bre} /_{ml}$: Nombre de barres adopté par un mètre linière.

V.4.4. Calcul du ferrailage du voile :

Le SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

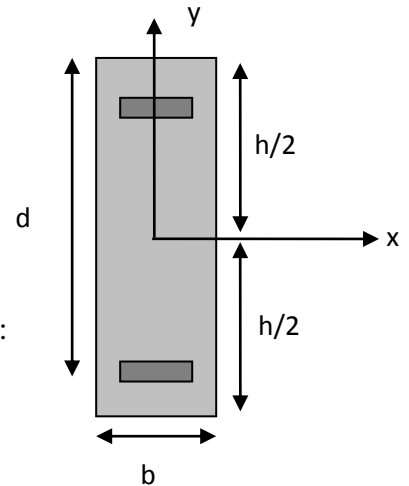


Figure. V.5: Section du voile

Voile sens xx : (V_{x1})

Tableau V.12 : Ferrailage du voile V_{x1}

Niveau	RDC	5 ^{ème} ; 6 ^{ème} ; 7 ^{ème} ; 8 ^{ème}	9 ^{ème} ; 10 ^{ème} ; 11 ^{ème} ; 12 ^{ème}
	1 ^{er} ; 2 ^{ème} ; 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	étages	étages
Section (cm ²)	250*20	250*20	250*20
N (KN)	1277.626	1049.12	800.43
M (KNm)	385.77	43.45	101.63
V (KN)	713.74	209.79	116.04
A _{min} (RPA) (cm ²)	7.5	7.5	7.5
A calculée/ face (cm ²)	43.75	35.64	32.09
A adopté / face (cm ²)	44.21	37.04	33.84
Nombre de barres/face	22T16	10T16+12T14	22T14
S _t (cm)	12	12	12
A _h calculée/face (cm ²)	10.93	8.91	8.02
A _h min (cm ²)	4.5	4.5	4.5
A _h adoptée/ml (cm ²)	4.37	3.56	3.20
Nombre de barre/face/ml	6T10	5T10	5T10
S _t (cm)	15	20	20

Voile sens xx : (V_{x2})

Tableau V.13 : Ferrailage du voile V_{x2}

Niveau	RDC	5 ^{ème} et 6 ^{ème} 7 ^{ème} ; 8 ^{ème} ;	9 et 10 ^{ème} étage
	1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} 4 ^{ème} ; étage	étage	
Section (cm ²)	250*20	250*20	250*20
N (KN)	2186.46	1201.90	589.06
M (KNm)	3565.71	70.14	23.82
V (KN)	1510.40	221.07	137.06
A _{min} (RPA) (cm ²)	7.5	7.5	7.5
A calculée/ face (cm ²)	34.06	21.71	19.92
A adopté / face (cm ²)	35.50	25.89	25.89
Nombre de barres/face	10T16+10T14	8T14+12T12	8T14+12T12
S _t (cm)	12	12	12
A _h calculée/face (cm ²)	8.51	5.42	4.98
A _h min (cm ²)	4.5	4.5	4.5
A _h adoptée/ml (cm ²)	3.40	3.20	3.20
Nombre de barre/face/ml	5T10	5T10	5T10
S _t (cm)	20	20	20

Voile sens yy : (V_{y1})

Tableau V.14 : Ferrailage du voile V_{y1}

Niveau	RDC		
	1,2, 3,4 ^{ème} étages	5, 6,7, 8 ^{ème} étages	9,10, 11 ^{ème} étage
Section (cm ²)	200*20	200*20	200*20
N (KN)	1144.43	962	486.47
M (KNm)	245.19	73.03	108.42
V (KN)	390.61	147.47	82.06
A _{min} (RPA) (cm ²)	6	6	6
A calculée/ face (cm ²)	16.12	13.82	7.01
A adopté / face (cm ²)	16.07	14.2	9.04
Nombre de barres/face	8T16	4T16+4T14	8T12
S _t (cm)	25	25	25
A _h calculée/face (cm ²)	4.03	3.45	1.97
A _{h min} (cm ²)	7.5	7.5	7.5
A _h adoptée/ml (cm ²)	4.01	3.55	3.95
Nombre de barre/face/ml	6T10	5T10	5T10
S _t (cm)	15	20	20

Voile sens yy : (V_{y2})

Tableau V.15 : Ferrailage du voile V_{y2}

Niveau	RDC 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} étages	9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème} et 12 ^{ème} étages
	Section (cm ²)	200*20	200*20
N (KN)	1194	917.23	686.41
M (KNm)	140.06	79.24	131.20
V (KN)	461.96	176.57	141.39
A _{min} (RPA) (cm ²)	6	6	6
A calculée/ face (cm ²)	17.15	13.17	9.86
A adopté / face (cm ²)	18.22	15.39	11.31
Nombre de barres/face	6T16+4T14	10T14	10T12
S _t (cm)	20	20	20
A _h calculée/face (cm ²)	4.28	3.29	2.46
A _{h min} (cm ²)	6	6	6
A _h adoptée/ml (cm ²)	4.55	3.84	3.95
Nombre de barre/face/ml	6T10	5T10	5T10
S _t (cm)	15	20	20

Voile sens yy : (V_{y3})

Tableau V.16 : Ferrailage du voile V_{y3}

Niveau	RDC 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} étages	9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème} , 12 ^{ème} étages
Section (cm ²)	300*20	300*20	300*20
N (KN)	2285	1135.50	860.58
M (KN.m)	29.35	58.68	18.49
V (KN)	110.98	516.72	202.22
A _{min} (RPA) (cm ²)	9	9	9
A _{calculée} / face (cm ²)	34.33	19.31	13.26
A _{adopté} / face (cm ²)	36.19	20.36	14014
Nombre de barres/face	18T16	18T12	18T10
S _t (cm)	17	17	17
A _h calculée/face (cm ²)	8.58	4.82	3.93
A _h min (cm ²)	6.75	6.75	6.75
A _h adoptée/ml (cm ²)	3.95	3.95	3.95
Nombre de barre/face/ml	5T10	5T10	5T10
S _t (cm)	20	20	20

V.4.5 .Schémas de ferrailage:

On prend comme exemple de ferrailage le voile V_{y3} au niveau de RDC ($L \times e = 300 \times 20 \text{ cm}^2$)

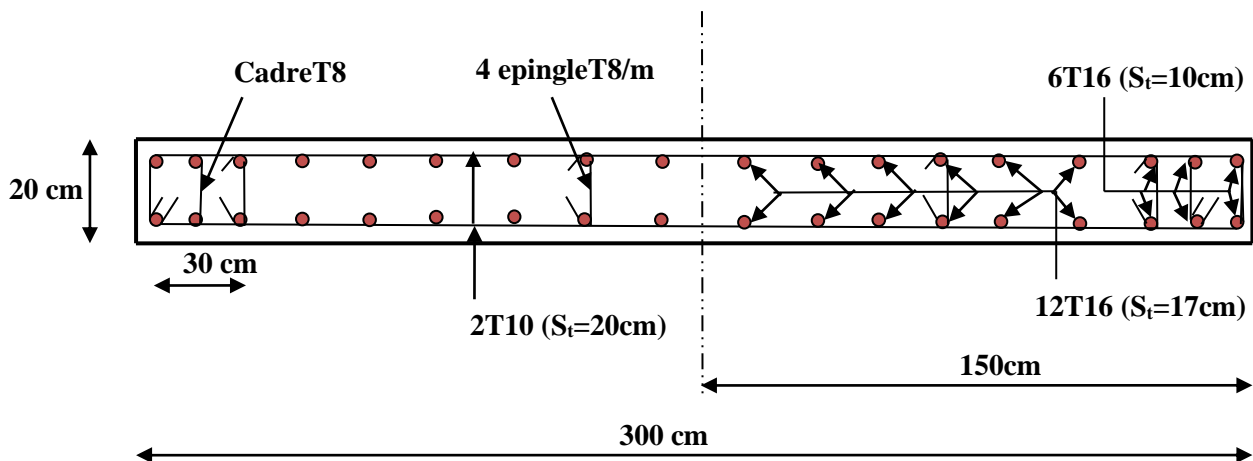


Fig. V.6 : Schéma de ferrailage du voile V_{y3} RDC

V.5 .Conclusion:

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

VI .1.Introduction:

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise Elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels

VI .2.Choix du type de fondation:

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- L'importance de l'ouvrage.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier général.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $0,8G \pm E$

VI.2.1Vérification des semelles isolées:

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section ($a \times b$) d'où les semelles sont carrées ($A \times B$).

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre : $N=3247.548 \text{ kN}$

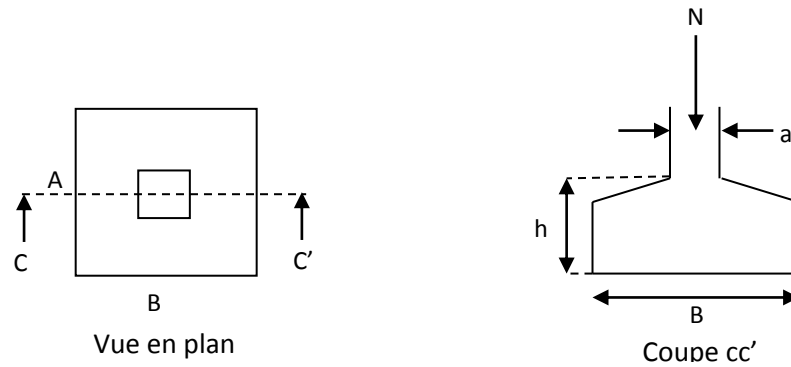


Figure VI.1. Schéma de la semelle isolée

$$B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{3247.548}{190}} = 4.13m$$

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 conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.2.2. Vérification des semelles filantes

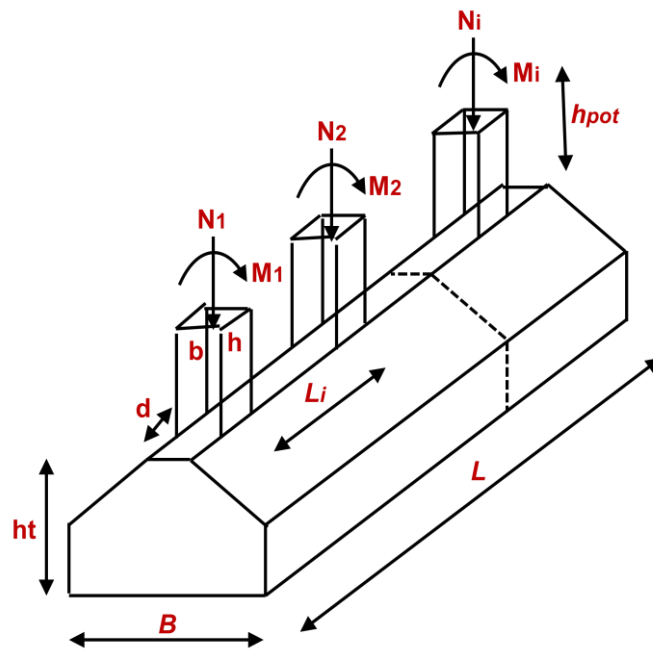


Fig. VI.2. Semelles filantes sous poteaux

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 7 poteaux.

Portique sens X-X:

$$N = \sum N_i = 16845.105KN$$

$$L = 22.50m$$

La vérification à faire est : $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B * L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} * L}$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} * L} = \frac{16845.105}{190 * 22.50} = 3.94m$$

Vu la distance entre les axes des deux portiques parallèles on remarque qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles filantes, d'où l'emploi des semelles filantes est impossible, donc on passe au radier général avec nervures supérieures.

VI.2.3 Radier général:

Le radier travaille comme un plancher renversé.

VI.2.3.1. Dimensionnement

-Condition de coffrage

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

$$L_{\max} = 4.40m \Rightarrow h_r = 44cm \text{ On prend } h_r = 50cm.$$

-Condition de rigidité:

$$\frac{\pi}{4} L_e \geq L_{\max}$$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.40^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow h_t \geq 61.28cm$$

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$h_r = 0.80m$; Pour les nervures du radier.

$h_r = 0.50m$; Pour le radier.

Calcul de la surface du radier :

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_{ser} = 72021.082KN.$$

$$S_{rad} \geq \frac{72021.082}{190} = 379.05m^2.$$

$S_{rad} < S_{bat} = 499.5m^2$. \Rightarrow Le radier ne comporte pas de débord

$$S_{rad} = S_{bat} = 499.5m^2$$

On opte pour une surface : $S_{radier} = 499.5m^2$

VI.2.3.2 Les vérifications:

a. Vérification de la poussée hydrostatique

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec :

F : Coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 3.8 m

S : surface totale du bâtiment = 499.5m²

γ : Poids volumique de l'eau = 10kN/m³

$$P = 1.5 * 3.8 * 499.5 * 10KN = 28471.5 < N = 72021.082KN. \text{ Condition vérifiée}$$

b. Vérification au poinçonnement :



Figure. VI.3: Le travail de l'effort normal sur le poteau

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (BEAL, A.5.2.42)

N_U : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = 4 \cdot A$$

h : hauteur du radier

$$A = a + h$$

On trouve : $U_c = 5.2m$.

$$N_u = 3247.548KN$$

$$N_u = 3.247MN \leq 0.045 \times 5.2 \times 0.7 \times \frac{25}{1.15} = 3.56MN . \text{ Condition vérifiée}$$

c. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3MPa) = 2,5MPa$$

On considère une bande de largeur $b = 1m$.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{98529.611 \times 4.40 \times 1}{2 \times 499.5} = 433.96KN$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 70 = 63cm$$

$$\tau_u = \frac{433.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.63} = 0.68MPa \leq \bar{\tau} = 2.5MPa . \text{ Condition vérifiée}$$

d. Vérification des contraintes dans le sol:

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Dans le sens xx

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot X_g}{I_y}$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base

$N=98529.611\text{KN}$ et $M_y=64238.1964\text{KN.m}$

D'après le programme SOCOTEC :

$$X_g = 11.25\text{m}$$

$$Y_g = 11.1\text{m}$$

$$I_{xx} = 21072.7\text{m}^4$$

$$I_{yy} = 20514.5\text{m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{98.529}{499.5} + \frac{64.238 \times 11.25}{20514.5} = 0.23\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{98.529}{499.5} - \frac{64.238 \times 11.25}{20514.5} = 0.16\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.23 + 0.16}{4} = 0.21\text{MP} \geq \sigma_{sol} = 0.19\text{MPa}$$

Donc ; la contrainte n'est pas vérifiée dans le sens xx

Dans le sens yy

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot Y}{I_y}$$

$N=98529.611\text{KN}$ et $M_x=63186.0669\text{KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{98.529}{499.5} + \frac{63.186 \times 11.1}{21072.7} = 0.23\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{98.529}{499.5} - \frac{63.186 \times 11.1}{21072.7} = 0.16\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.23 + 0.16}{4} = 0.29\text{MPa} \geq \sigma_{sol} = 0.19\text{MPa}$$

Donc ; la contrainte n'est pas vérifiée dans le sens yy.

On doit ajouter le débord dans les deux sens. Soit $D=165\text{cm} \Rightarrow S_{rad} = 576\text{m}^2$.

$$\sigma_1 = 0.20\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = 0.13\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.20 + 0.13}{4} = 0.18\text{MPa} < \sigma_{sol} = 0.19\text{MPa}$$

La contrainte est vérifiée

e. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA99 (Article 10.1.5), on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens } xx : e = \frac{64238.1964}{98529.611} = 0.65m < \frac{22.50}{4} (= 5.62m)$$

$$\text{Sens } yy : e = \frac{63186.0669}{98529.611} = 0.64m < \frac{22.20}{4} (= 5.55m)$$

VI.3 Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

A. Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{98529.611}{576} = 171.05KN / m^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{72021.082}{576} = 125.03KN / m^2$$

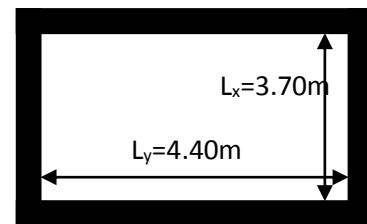


Figure VI.4: Schéma d'une dalle sur quatre appuis

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.840 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

- **ELU** ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases} \text{ (Annexe I)}$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 121.06KN.m \\ M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 80.846KN.m \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{0x} = 102.90 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 68.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment aux appuis :

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{0x} = -60.53 \text{ m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{0y} = -40.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$V_{\max} = 433.96 \text{ KN}$$

- ELS ($\nu = 0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0586 \\ \mu_y = 0.7655 \end{cases} \text{ (Annexe I)}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 100.30 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 76.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{0x} = 85.25 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 65.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment aux appuis

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{0x} = -42.62 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{0y} = -32.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

B. Ferrailage:

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de (1×0.50) m², et en respectant la condition de non fragilité suivante :

$$\text{Pour } h > 12 \text{ cm et } \alpha \geq 0.4 : \begin{cases} A_x^{\text{Min}} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) bh \\ A_y^{\text{Min}} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Pour les HAFeE400 ; $\rho_0 = 0.0008$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Tableau du ferrailage du radier

Localisation		Moment (KN.m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{Min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Espacement (cm)
Sens xx	En travée	102.90	6.68	4.32	6HA12=6.79	25
	En appuis	-60.63	3.90		6HA12=6.79	25
Sens yy	En travée	68.71	4.44	4	5HA12=5.65	25
	En appuis	-40.42	2.59		5HA12=5.65	25

C. Vérifications à l'ELS:

➤ **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa.$$

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

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le radier

Localisation	Sens	M _{ser} (KNm)	A (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ̄ _s (MPa)
Travée	xx	85.25	5.52	4.85	192.30	15	240
	yy	65.26	4.21	4.76	113.11	15	240
Appui	xx	42.62	2.74	3.63	189.93	15	240
	yy	32.63	2.09	3.54	145.41	15	240

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

$$V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 433.96MN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0.96MPa < 1.25MPa.$$

➤ **Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l \min}\right) \Rightarrow S_t = \min(20; 12; 16) = 12 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

VI.3.1 : Schéma de ferrailage de la dalle:

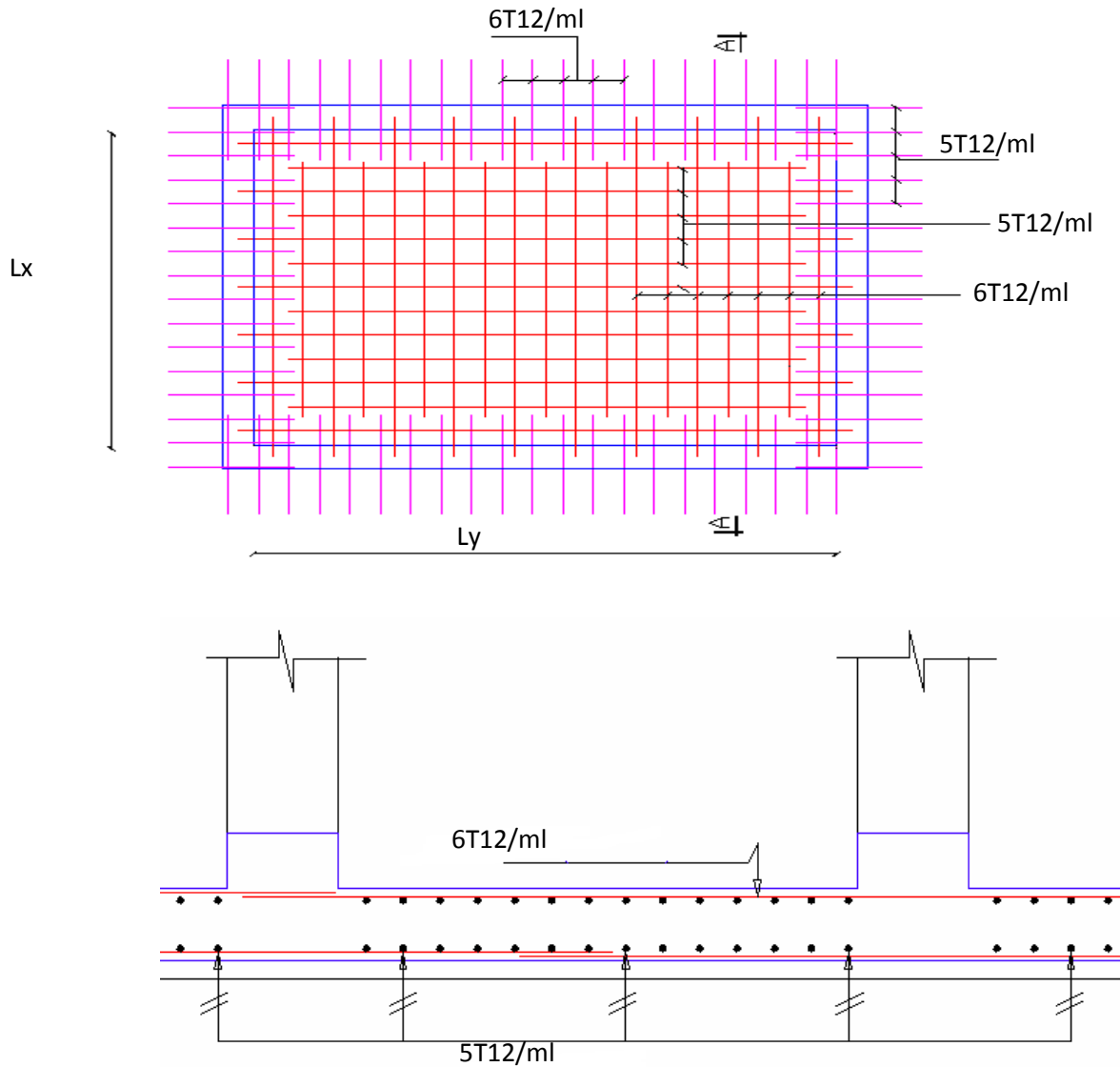


Figure. VI.5: Schéma de ferrailage de la dalle

VI.3.2 Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console de 165cm de largeur

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{2} = 171.05 \times \frac{1.65^2}{2} = 232.84 \text{ KN.m.}$$

$$A_{\text{cal}} = 2.09 \text{ cm}^2 ; A_{\text{min}} = 4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$St = 25 \text{ cm}$$

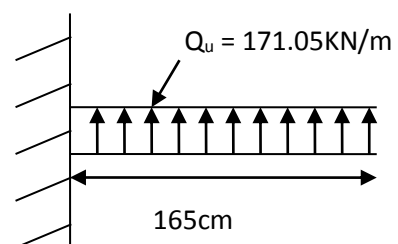


Figure VI.6 : Répartition des efforts sur le débord

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Sachant que :

$$V_u = q_u \times L = 171.05 \times 1.65 = 282.23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{282.23 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45} = 0.62 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.3.3. Ferrailage des nervures :

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.

- **Estimation des charges revenant aux nervures et calcul des sollicitations:**

Pour simplifier les calculs on remplace les charges trapézoïdales et les charges triangulaires par des charges uniformément réparties.

- **Charges trapézoïdales**

$$\begin{cases} q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

- **Charges triangulaires**

$$q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Avec :

q_M : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

q_V : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant maximum que la charge réelle.

l_{xd} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{yd} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{xg} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

l_{yg} : La plus grand portée du panneau de dalle qui ce situe à gauche de la nervure

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

Ferrailage

Les nervures sont des poutres continues, de section en T. Elles sont ferrillées à la flexion simple, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Tableau du ferrailage des nervures

Localisation		Moment (KN.m)	A min (cm ²)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Appuis	X-X	631.99	3.35	24.87	4T25+4T14=25.77
	Y-Y	550.89	3.35	20.60	4T16+4T20=20.61
Travée	X-X	146.35	13.94	5.64	4T14+4T16 =14.2
	Y-Y	152.36	13.94	5.87	4T14+4T16=14.2

b-Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Tableau VI.5 : Vérification de l'effort tranchant dans les nervures

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
xx	441.87	0.38	Vérifiée
yy	501.74	0.43	Vérifiée

On remarque que les contraintes de cisaillement dans les nervures sont vérifiées.

a.Vérification à 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 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.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa}$$

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

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

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

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.

Localisation		M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
appuis	X-X	219.77	6T14=9.24	9.86	3.58	355.47
	Y-Y	302.57	8T14=12.30	11.63	2.33	374.91
Travées	X-X	221.51	6T14=9.24	9.86	3.61	356.02
	Y-Y	308.03	4T20=12.57	11.86	2.38	375.11

On remarque que les contraintes dans l'acier (σ_s) au niveau des travées et les appuis ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section de l'acier.

Les résultats finals de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 : Redimensionnement du Ferrailage des nervures

Localisation		A adoptée (cm ²)	σ_s (MPa)
Appuis	X-X	8T16=16.08	208.55
	Y-Y	6T20=18.85	237.58
Travées	X-X	8T16=16.08	210.19
	Y-Y	6T20=18.85	239.02

Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(22.8; 65; 25) \quad \text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

Espacement des aciers transversaux

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l\min}; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow S_t = \min(20; 19.2; 30) = 20 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

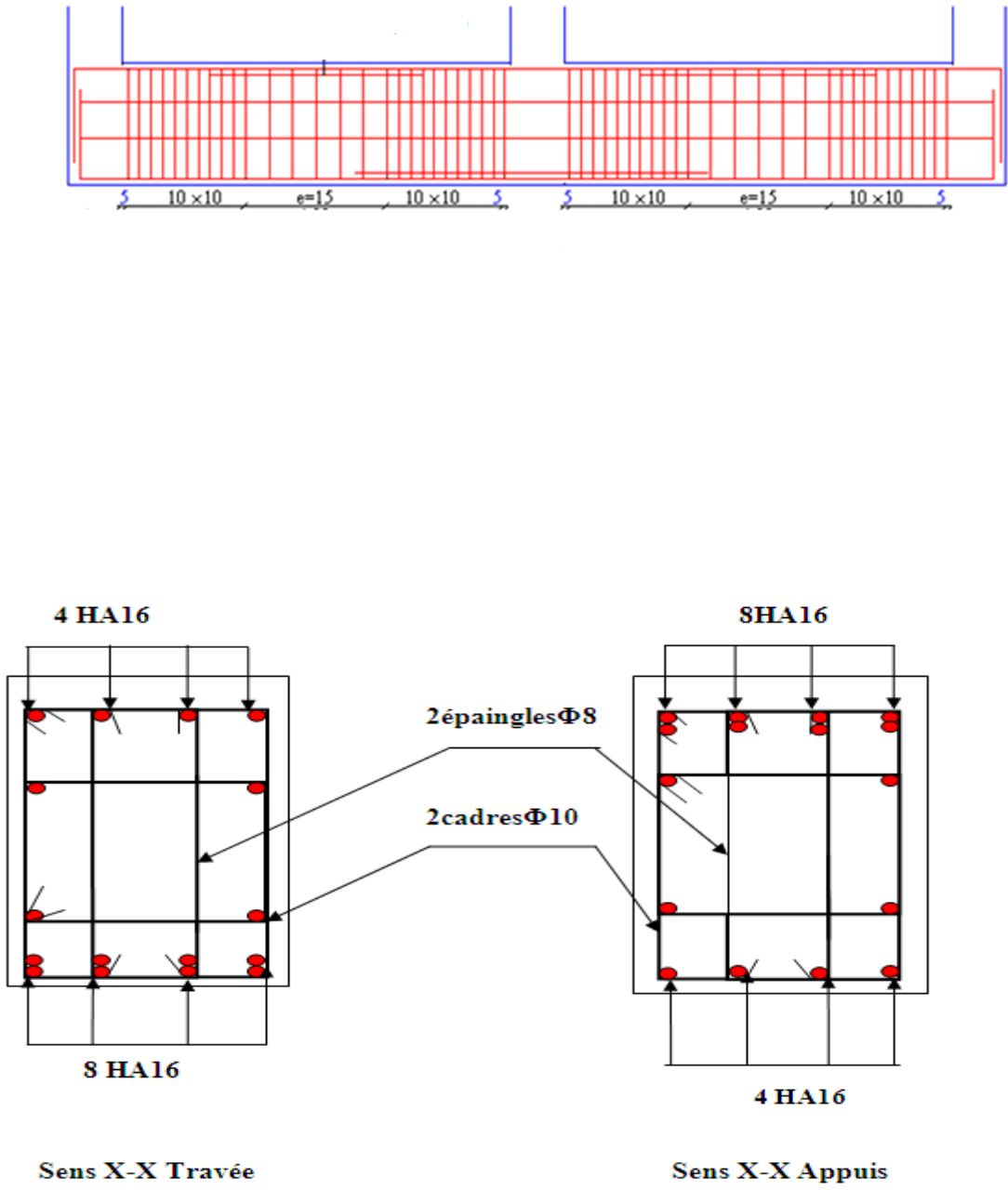


Figure. VI .08 : Ferrailage de la nervure

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'étude des structures, l'application des règlements tels que : RPA (99/version 2003), BAEL 91, CBA93, DTR et la pratique des logiciels Comme : SAP2000, génie cad ...etc. Par ailleurs, cette étude nous a conduit à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable, la vérification de cette dernière nous a conduit à une augmentation des sections des poteaux estimées par le pré dimensionnement.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds, nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Le ferrailage de tous les éléments de notre structure est effectué dans le souci de garantir à l'ouvrage une bonne résistance et de faciliter l'exécution sur chantier.
- Quant aux fondations, nous avons opté pour un radier général avec un débord de 1.65 m afin d'assurer une bonne répartition des contraintes sur le sol (la contrainte admissible du sol est de 1.9 bars) et d'éviter dans ce dernier les tassements différentiels éventuels.

Et enfin nous espérons que ce modeste travail sera comme une référence qui contient un minimum d'informations utile pour faciliter les études des futures promotions.

BIBLIOGRPHIE

- [1] Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000
- [2] Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- [3] DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- [4] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition Décembre 1993.
- [5] V.Davidovici : « La construction en zone sismique ». Editions le Moniteur. Paris(1999).
- [6] DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- [7] anciens mémoire fin d'étude :

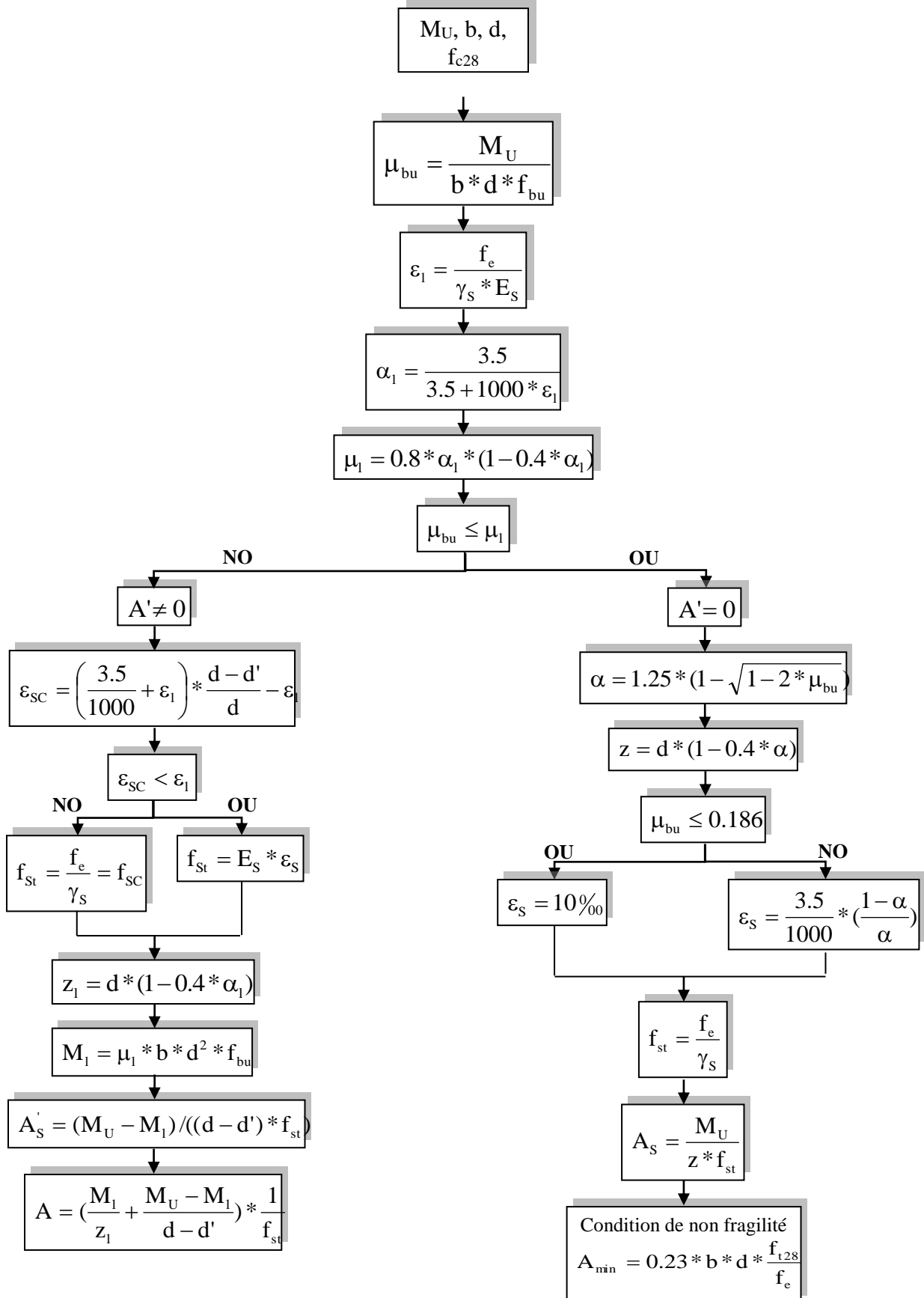
Mémoire fin étude sous le thème :

- Etude d'un bâtiment (R+10 avec 2entre sols), Contreventée par un système mixte (Voiles-Portiques). Réalisé par **Belaid chafika** et **Maadi amina** encadré par : **M^r MHENNI Halim** Promotion **2013/2014**. Jurée **Mr Benyessad** et **Mr Labiodh**
- Etude d'un bâtiment (R+8 duplexe), Contreventée par un système mixte (Voiles-Portiques) à usage d'habitation. Réalisé par **IDRISSOU Sarah, BRADAI Sadek et HARKOUK Larbi** encadré par **M^{me} CHIKH AMAR** Promotion **2013/2014** Jurée **M^r MEHIDI .K, M^{elle} OUDJEHANI.N.**

Annexe 1

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU



Annexe 3

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

		u/lx	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

Annexe 4

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

CHAPITRE I

CHAPITRE II

CHAPITRE III

CHAPITRE IV

CHAPITRE V

CHAPITRE VI