

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

# Mémoire de fin d'études

*En Vue de l'Obtention du Diplôme De Master en génie civil  
Option : Matériaux et structures*

## *Thème*

Etude d'un bâtiment (R+5+4 entresols) à usage d'habitation et commercial contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques) avec justification d'interaction voiles-portiques.

Présenté par :

Mr : ABDELLI Lyes  
Mr : BIBI Eldjoudi

Encadrés par :

Mr : ATTAL Riadh

Jury:

Mr : SADAOUI  
Mr : BELHAMEDI

Promotion  
2011-2012

# *Remerciement*

*En premier lieu nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tous le parcours des études. Sans oublier notre promoteur M<sup>r</sup> ATTAL qui a accepté de nous encadrer et qui nous a beaucoup aidé durant cette année. Nous tenons aussi à remercier M<sup>r</sup> A.BAUCHE pour son effort durant notre travail de fin d'études qui s'est basé principalement sur la formation sur le logiciel SAP2000.*

*Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants de département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation en particulier M<sup>me</sup> CHEIKH Amer qui nous a beaucoup aidé durant ce projet et aussi les membres de jury M<sup>r</sup> BELHAMEDI et M<sup>r</sup> SADAoui qui auront à juger ce travail.*

*En fin, tous nos amis, amies et ceux qui ont contribué de près ou de loin pour achever ce modeste travail.*



---



# Dédicace

## Dédicace

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie  
Du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant  
La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A Ceux que j'aime :*

*Mon père et ma mère qui ont toujours été présent pour me  
Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'avoir permis  
D'arriver à ce stade d'éducation.*

*Je le dédie aussi à :*

*Mes sœurs Nacera et Thaninna, mon frère Achour et mon cousin Salaf, toute ma grande  
famille, qui mon soutenus et crus en moi lors de mon parcours ainsi que  
Mes amis Zahir, sissyne, youcef, Ferhat, Amer, Nourredine, Dahmane, et mon  
Binôme Lyes et à tous mes amis et toute ma promotion de Génie civil, ainsi que tous les  
membres de l'association TALWIT.*

*A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de  
formation.*

*Merci à tous.*

*B.Eldjoudi*



---





---



# Dédicace

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie  
Du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant  
La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A Ceux que j'aime :*

*Mon père et ma mère qui ont toujours été présent pour me  
Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'avoir permis  
D'arriver à ce stade d'éducation.*

*Je le dédie aussi à :*

*MON frère MOUNIR, et mes deux sœurs, Yasmina et Lilia qui mon soutenus et crus en  
moi lors de mon parcours ainsi que*

*Mon ami et Binôme EL DJOU DI à tous mes amis et en particulier Dahmane et ma  
promotion surtout ma très chère amie Salima,*

*A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de  
formation.*

*Merci à tous.*

*A. Lyes*



---



# Sommaire

---

Introduction générale.....	01
Chapitre I : Généralités	
I.1. Introduction.....	02
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	02
I.3. Caractéristiques de l'ouvrage.....	02
I.4. Matériaux.....	03
I.5. Hypothèses de calcul aux états limites.....	05
I.6. Actions et sollicitations.....	08
I.7. Réglementation et normes utilisées.....	10
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments	
II.1. Introduction.....	11
II.2. prédimensionnement des éléments secondaires.....	11
II.3. prédimensionnement des éléments structuraux.....	23
II.4. Evaluation des charges et surcharges.....	25
II.5. Descente de charges.....	29
II.6. Conclusion.....	36
Chapitre III : Etude des éléments secondaires	
III.1. Introduction.....	37
III.2. Calcul des planchers.....	37
III.3. Schémas de ferrailage des poutrelles.....	71
III.4. Etude des dalles pleines.....	73
III.5. Etude de l'acrotère.....	93
III.6. Etude des escaliers.....	104
III.7. Etude de la dalle d'ascenseur.....	155
Chapitre IV : Analyse et calcul de la structure	
IV.1. Introduction.....	166
IV.2. Méthodes de calcul .....	166
IV.3. Description du logiciel SAP2000.....	172
IV.4. Disposition des voiles.....	173
IV.5. interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnés par le logiciel SAP2000 V11.....	174
IV.6. Système de contreventement mixte (voiles-portiques).....	177
IV.7. Analyse des résultats et justification d'interaction (voiles-	

portiques).....	178
IV.8. Vérification vis-à-vis des déformations.....	180
IV.9. Justification vis-à-vis l'effet $P-\Delta$ .....	181
IV.10. Conclusion .....	183
Chapitre V : Etude des éléments structuraux	
V. 1. Introduction.....	184
V. 2. Etude des poteaux.....	184
V. 3. Etude des poutres.....	195
V. 4. Etude des voiles.....	208
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
VI.1. Introduction.....	220
VI.2. choix du type de fondations.....	220
VI.3. Les vérifications de types de fondations.....	220
VI.4. Prédimensionnement .....	224
VI.5. Les vérifications.....	225
VI.6. Ferrailage du radier.....	229
VI.7. Ferrailage des nervures.....	235
VI.8. Etude du mur.....	242
Conclusion générale	
Bibliographie	
Annexes	

# Liste des figures

---

Fig. I.1. Schéma de la façade	2
Fig.II. 1.Coupe d'un plancher à corps creux	11
Fig II. 2 : Plancher terrasse	12
Fig.II. 3. Coupe transversale	13
Fig.II.4. Dalle sur deux appuis	14
Fig.II.5. Dalle sur trois appuis	14
Fig.II.6. Dalle sur quatre	15
Fig.II. 7. Dalle sur quatre appuis	15
Fig.II. 8. Escalier droit à trois volées	16
Fig.II. 9. Schéma de l'escalier	17
Fig.II.10. Schéma statique de la partie 2	18
Fig.II. 11. Schéma de l'escalier du RDC	19
Fig.II. 1. Schéma statique de la partie 2	20
Fig.II. 13. Schéma de l'escalier à deux volées	21
Fig.II. 14. Schéma de l'escalier à trois volées	21
Fig.II. 15. Schéma de la poutre brisée	24
Fig.II.16. Vue en plan x-y	29
Fig.II.17. Surface afférente du poteau (P)	30
Fig.II. 2. Descente charge	30
Fig.II. 19. Section réduite du poteau	34
Fig.III. 1.Schéma d'une Poutre continue	37
Fig.III.2. disposition des poutrelles sur les différents planchers	39
Fig. III.3.. Dalle pleine sur trois	73
Fig III.4. Ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis.	78
Fig III.5. Coupe A-A de la dalle pleine sur trois appuis	78
Fig. III. 6. Dalle sur quatre appuis	79

Fig. III.7. Ferrailage de la dalle pleine du RDC	84
Fig. III.8. Coupe A-A de la dalle pleine du RDC	84
Fig. III.9. Dalle sur trois appuis	85
Fig. III.10. Dalle pleine sur trois	88
Fig. III.11. Dalle sur deux appuis	93
Fig. III.12. Coupe de l'acrotère	97
Fig. III. 13. Section de calcul de l'acrotère	100
Fig. III. 14. Convention de signe	102
Fig. III. 15. Schéma de ferrailage de l'acrotère	104
Fig. III. 16. Schéma statique de la première et la troisième partie.	104
Fig. III. 2. Section de calcul	106
Fig. III.18. ferrailage de la 1 <sup>ère</sup> et 3 <sup>ème</sup> partie de l'escalier des 1,2,3, et 4 <sup>ème</sup> étage	110
Fig. III. 3 .Schéma statique de la partie	110
Fig. III.19. Ferrailage de la 2 <sup>ème</sup> partie des 1, 2, 3, et 4 <sup>èmes</sup> étage.	114
Fig. III.20. Schéma statique de la première et la troisième partie	115
Fig. III. 4. Section de calcul	117
Fig. III.21 ferrailage de la 1 <sup>ère</sup> et 3 <sup>ème</sup> partie de l'escalier du RDC.	120
Fig. III.22. Schéma statique de l'escalier du 2, et 3 <sup>ème</sup> entresol	121
Fig. III.23. Ferrailage de la 2 <sup>ème</sup> partie de l'escalier du RDC.	126
Fig. III.24 Schéma statique de l'escalier du 4 <sup>ème</sup> entresol	126
Fig. III. 25. Section de calcul	128
Fig. III.26. Ferrailage de l'escalier du 4 <sup>ème</sup> entresol	131

Fig.III. 5.Moments de torsion dans la poutre palière.	135
Fig III.28 Section creuse	136
Fig.III.29.Moments de torsion dans la poutre palière.	140
Fig III.30 section creuse équivalente	140
Fig. III.31. Ferrailage de la poutre palière en travée	142
Fig III.32. Ferrailage de la poutre palière en appuis	142
Fig III.33. Schéma statique de la poutre	143
Fig.III. 34.Charges sur la poutre brisée	144
Fig.III. 35.Moments de torsion dans la poutre brisée	148
Fig.III.36 Section creuse équivalente	149
Fig.III. 37. Ferrailage de la poutre brisée en	151
Fig .III. 38. Ferrailage de la poutre brisée en travée.	151
1Fig. III.39. Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.	155
Fig.III. 40..Schéma de l'ascenseur	155
Fig. III.41. surface d'impact	160
Fig.III. 42. Dispositions du ferrailage dans la dalle.	165
Fig.III.43 .Coupe (A-A) du ferrailage de la dalle.	165
Fig. IV. 1: Disposition des voiles	174
Fig.1 <sup>er</sup> mode de déformation (translation suivant y-y)	175
Fig .2 <sup>ème</sup> mode de déformation (translation suivant x-x)	176
Fig .3 <sup>ème</sup> mode de déformation (rotation autour de z-z)	176
Fig.V. 1.La zone nodale	185
Fig.V. 2.Armature transversales dans les zones nodales.	187
Fig.V. 3.Section du poteau	190
Fig. V. 4.Longueur de recouvrement	193
Fig.4. Schéma de ferrailage du 4 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> entresol	194
Fig. V.6 : ferrailage des poutres principales des entresols.	205
Fig.V. 5.Schéma de la Zone nodale	205
Fig.V.8.Voile simple	208
Fig.V.9. Disposition des armatures verticales (vue en plan)	209

Fig. V10. Disposition des voiles	210
Fig. V.11. ferrailage du voile $V_{x1}$	217
Fig. coupe A-A du voile $V_{x1}$	217
Fig. V.12.Ferrailage du voile $V_{y1}$	218
Fig.V.13. coupe A-A du voile $V_{y1}$	218
Figure VI.1. Semelle filante de fondation	222
Figure VI.2 : Semelle filante de fondation	223
Fig.VI .3. Dimensions du radier	225
Fig.VI- 4. Présentation de zone d'impact de la charge concentrée	226
Fig. VI.5 Dalle pleine sur quatre appuis	229
Fig.VI.7: Schéma de ferrailage du radier	235
Fig VI.6. Coupe A-A du radier	235
Fig. VI.8. : Section à ferrailer	238
Fig VI. 9. Ferrailage du radier général	242
Figure VI.10 : Schéma du mur.	243
Fig.VI.11. La répartition des contraintes sur le mur	244
Fig VI.12. ferrailage du mur adossé	249
Fig VI.13.Coupe A-A du mur adossé	249

Le tableau	page
Tableau. II. 1.Evaluation des charges de l'acrotère.	16
Tableau. II. 2.Evaluation des charges de l'Ascenseur.	23
Tableau. II. 3.Évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible (cage de l'ascenseur).	25
Tableau. II. 4.évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible (buanderie).	26
Tableau. II. 5.évaluation des charges du plancher étage courant.	26
Tableau. II. 6.évaluation des charges de la dalle pleine (balcons+ plateforme du R.D.C)	26
Tableau. II. 5.évaluation des charges de la dalle pleine (plateforme du R.D.C)	27
Tableau. II. 6.Evaluation des charges du palier	27
Tableau. II. 7. Evaluation des charges sur les volées	27
Tableau. II. 8.tableau récapitulatif des charges et surcharges sur les volées	28
Tableau. II. 9.évaluation des charges des murs extérieurs	28
Tableau. II. 10.évaluation des charges des murs intérieurs	28
Tableau. II. 11.sections préalables des poteaux	29
Tableau II.14. Tableau récapitulatif des poids des éléments	31
Tableau. II. 15.Effort normal dans le poteau	33
Tableau. II. 16. Vérification des poteaux à la compression simple.	34
Tableau. II. 17. Vérification des poteaux au flambement	35
Tableau. II. 18. Caractéristiques des éléments structuraux.	36
Tableau. III. 1. différents types de poutrelles	39

Tableau. III. 2.charges sur les poutrelles.	39
Tableau. III .3. Moments en travées	42
Tableau. III .4 . moments au niveau des appuis	42
Tableau. III .5. Efforts tranchants au niveau des appuis.	42
Tableau. III .6. Moments au niveau des appuis.	43
Tableau. III .7. Moments au niveau des appuis.	43
Tableau. III .8. Efforts tranchants au niveau des appuis	44
Tableau.III.9.Moments en travées	44
Tableau.III.10.Moments au niveau des appuis	45
Tableau.III.11. Efforts tranchants au niveau des appuis	45
Tableau. III.12. Moments au niveau des appuis	49
Tableau. III.13. moments en travées	49
Tableau.III.14. Efforts tranchants au niveau des appuis	50
Tableau. III .15. Moments au niveau des appuis	50
Tableau. III .16. Moments au niveau des travées	51
Tableau.III.17. Efforts tranchants au niveau des appuis	51
Tableau. III.18. Moments au niveau des appuis	52
Tableau.III.19.Moments en travées	52
Tableau. III.20. Efforts tranchants en travées.	53
Tableau. III.21.Les sollicitations maximales dans les poutrelles.	53
Tableau III.22.calcul des sections d'armatures des poutrelles.	64
Tableau III.23.Vérification des états limites de compression du béton.	69
Tableau III.24. Vérification des états limites de déformation	70
Tableau. III .25.Ferrailage des poutrelles des planchers	

	72
Tableau.III. 26 .Calcul des sollicitions	75
Tableau.III.27. Calcul des sections d'armatures	76
Tableau.III. 2.Vérification des contraintes de compression dans le béton.	77
Tableau.III.29. Calcul des Sollicitation	82
Tableau.III.30 .Calcul des sollicitions	86
Tableau.III.31 .Calcul des sections d'armatures.	87
Tableau.III. 3.Vérification des contraintes de compression dans le béton.	88
Tableau.III. 33 .Calcul des sollicitions	90
Tableau III.34. Calcul des sections d'armatures	
Tableau. III. 35. Vérification des contraintes de compression dans le béton.	92
Tableau. III. 36 .Calcul des sollicitions	94
Tableau III.37. Ferrailage de dalle sur 2 appuis	95
Tableau. III. 38.Vérification des contraintes de compression dans le béton	96
Tableau. III. 39.Charges sur l'acrotère.	97
Tableau. III. 40. Combinaison d'action	98
Tableau. III. 41.Caractéristiques de la 1 <sup>ère</sup> et la 3 <sup>ème</sup> volée	105
Tableau. III. 42.Sollicitations à l'ELU et à l'ELS.	106
Tableau. III. 4 .ferrailage de la 1 <sup>ère</sup> et la 3 <sup>ème</sup> partie.	106
Tableau. III. 5.Vérification des contraintes dans le béton	108
Tableau III. 45. Vérification des états limites de déformation	109
Tableau. III. 46. Caractéristiques de la 2 <sup>ème</sup> volée.	111
Tableau. III. 47.ferrailage de la 2 <sup>ème</sup> partie	111
Tableau. III. 48.Vérification des contraintes dans le béton	113

Tableau. III. 49. Caractéristiques de la 1 <sup>ère</sup> et la 3 <sup>ème</sup> volée	115
Tableau. III. 6. Sollicitations à l'ELU et à l'ELS	116
Tableau. III. 51 .ferraillage de la 1 <sup>ère</sup> et la 3 <sup>ème</sup> partie.	117
Tableau. III. 52. Vérification des contraintes dans le béton	119
Tableau III.53. vérification de la flèche.	119
Tableau. III. 54. Caractéristiques de la volée	121
Tableau. III. 7. Sollicitations à l'ELU et à l'ELS	
Tableau. III. 56 .ferraillage de la 1 <sup>ère</sup> et la 3 <sup>ème</sup> partie	123
Tableau. III. 57. Vérification des contraintes dans le béton	125
Tableau .III.58. vérification de la flèche	125
Tableau. III. 8. Caractéristiques de la volée.	127
Tableau. III. 60 Sollicitations à l'ELU et à l'ELS	128
Tableau. III.61 .ferraillage de la 1 <sup>ère</sup> et la 3 <sup>ème</sup> partie.	128
Tableau. III. 62. Vérification des contraintes dans le béton.	130
Tableau. III.63. vérification de la flèche	131
Tableau. III.64. Sollicitations à l'ELU et à l'ELS	133
Tableau. III. 65. ferraillage de la poutre palière à la flexion simple	133
Tableau. III. 66. Vérification des contraintes dans le béton	134
Tableau. III. 67. Sollicitations à l'ELU et à l'ELS	137
Tableau. III. 68. ferraillage de la poutre palière à la flexion simple.	138
Tableau. III. 69. Vérification des contraintes dans le béton.	139
Tableau. III. 70. C charges transmises par l'escalier.	144
Tableau. III. 71. Sollicitations à l'ELU et à l'ELS	145

Tableau. III. 72.ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple.	145
Tableau. III. 73.Vérification des contraintes dans le béton.	147
Tableau.III.74.Vérification de la flèche	148
Tableau. III. 75. Sollicitations à l'ELU et à l'ELS	152
Tableau. III. 76.Ferraillage de la poutre de chaînage.	153
Tableau. III. 9.Vérification à l'ELU	153
Tableau. III. 78.Vérification des contraintes dans le béton.	154
Tableau. III .79.Evaluation des charges de l'Ascenseur	156
Tableau. III. 80 .Calcul de la section de ferraillage de la dalle d'ascenseur.	157
Tableau. III. 81.Vérification des contraintes de compression dans le béton	159
Tableau. III. 82.Ferraillage de la dalle de la salle des machines	162
Tableau. III. 10.Vérification des contraintes dans le béton.	164
Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités $P_q$	167
Tableau IV.2 : Le poids de chaque niveau.	168
Tableau IV.3. Période et taux de participation massique	174
Tableau. IV. 4.vérification de la résultante des forces	177
Tableau. IV. 1.Charges verticales reprises par les portiques et voiles	178
Tableau. IV. 2.Charges horizontales reprises par les portiques et voiles	179
Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.	180
Tableau. IV. 8.Vérification des déplacements.	181
Tableau IV.9. Vérification a L'effet $P-\Delta$ .	182
Tableau. 1.Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	185
Tableau. 2.Résumé des sollicitations dans les poteaux	187

Tableau.V.3.Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.	188
Tableau. 4.Les Armatures transversales dans les poteaux	188
Tableau. 5.Justification de l'effort normal ultime	190
Tableau. 6.Vérification des contraintes dans le béton	191
Tableau.V.7.vérifications des sollicitations tangentes dans les poteaux	192
Tableau. 8. Zones nodales dans les poteaux	193
Tableau. V.9.Les armatures longitudinales dans les poutres.	197
Tableau. 10. Vérification de la section minimale.	199
Tableau. 9.Vérification des contraintes tangentielles.	199
Tableau. 10.Vérification au cisaillement.	200
Tableau. 11.Schémas de ferrailage des poutres des 1, 2, 3, et 4 <sup>em</sup> entresol	201
Tableau.V.14.Schémas de ferrailage des poutres des du RDC	202
Tableau. 15. Schémas de ferrailage des poutres des étages courants	203
Tableau. 16. Schémas de ferrailage des poutres de la terrasse	204
Tableau. 12.Moments résistants dans les poteaux.	206
Tableau. 19.Moments résistants dans les poutres	207
Tableau. 13Vérification des zones nodales	207
Tableau. 21.Sollicitations dans les voiles // à XX'	212
Tableau. 22.Sollicitations dans les voiles // à YY'	213
Tableau V.23. Ferrailage des voiles $V_{x1}$ , $V_{x2}$ , $V_{x3}$	213
Tableau V.24. Ferrailage des voiles $V_{x4}$ , $V_{x5}$ , $V_{x6}$	214
Tableau V.25 . Ferrailage des voiles $V_{y1}$ , $V_{y2}$ , $V_{y3}$ , $V_{y4}$ .	215
Tableau VI.1.Résumé des résultats de ferrailage du radier.	231
Tableau VI.2. Résumé des résultats (vérification des contraintes)	233

Tableau VI.3.Résumé des résultats de ferrailage à ELS de radier type 1	233
Tableau VI.4 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).	234
Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinales	237
Tableau VI.6 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinales	237
Tableau VI.7 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures du radier	238
Tableau VI.8 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinales	239
Tableau VI.9 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinales	240
Tableau VI.10. Vérification des contraintes des nervures de radier.	240
Tableau VI.11. Redimensionnement du Ferrailage des nervures	241
Tableau VI.13.Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous	246
Tableau VI.14. Résumé des résultats (vérification des contraintes)	247

# Introduction générale

# Introduction générale

---

Dans l'état actuel des choses, il est question de prévoir les modes de déformation des constructions sous l'effet des séismes, et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la composent. Puis, la résistance des matériaux utilisés, leur mise en œuvre et leurs caractéristiques diverses définies par l'ingénieur doivent permettre à la construction de répondre aux sollicitations d'origine sismique. Afin de répondre aux objectifs fixés, les conceptions parasismiques ont cherché à éviter les risques de rupture fragile au voisinage de l'accélération nominale en utilisant des coefficients de sécurité partiels complémentaires, et ils ont pénalisé les structures présentant des irrégularités de nature à augmenter le risque de comportements mal maîtrisés. Enfin, l'importance socio-économique du bâtiment considéré est prise en compte par une modulation de l'accélération nominale. Les règlements visent à améliorer de manière significative la prévention du risque sismique.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est sensé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (séisme), il doit en outre tenir compte des différents facteurs tels que l'économie, et surtout la sécurité. Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer les règlements afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certains facteurs à savoir la catégorie du site, la hauteur de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+5+4 entresols, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, en prenant en compte l'influence de l'effet P-Delta, sur le comportement de la structure.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour des généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le prédimensionnement des éléments structuraux et secondaires de la structure.

- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude et l'analyse de la structure.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- Le sixième et dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

# Chapitre 1

# Généralités

# Chapitre 1 : Généralités

---

## I. 1.Introduction

L'objectif global du projet de construction parasismique est de définir une structure capable de subir, sans s'effondrer, les déformations engendrées par l'action sismique. Cet objectif peut être atteint avec succès par des projets d'ossatures de divers types et de divers degrés de capacité de dissipation d'énergie. Le respect des principes de conception laisse encore l'auteur de projet devant plusieurs choix à effectuer au départ du projet, car plusieurs solutions sont possibles qui respectent toutes les principes de conception parasismique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'exposition des caractéristiques des matériaux utilisés.

## I. 2.Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment (R+5+4 entresols) à usage commerciale et habitation. Cet ouvrage est implanté à IGHIL EL BORDJ dans la ville de Bejaiaqui est classée comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le RPA 2003 (Règlement Parasismique Algérien 2003).

## I. 3.Caractéristiques de l'ouvrage

### I.3. 1.Caractéristiques géométriques et architecturales

- Hauteur totale du bâtiment : 32.64 m.
- Hauteur du R.D.C et du quatrième entresol : 4.08 m.



Fig. I.1. Schéma de la façade.

- Hauteur des autres niveaux de 3.06.
- La longueur du bâtiment : 29 m.
- La largeur du bâtiment : 17.40 m .

### I.3. 2.Éléments secondaires

#### a. Plancher

Les planchers sont des aires horizontales destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage. Le rôle essentiel du plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux ou voiles), et joue aussi le rôle d'un contreventement horizontal.

Dans notre projet on a des planchers à corps creux et des planchers à dalle pleine (balcons, la dalle d'ascenseur, et plancher du RDC).

#### b. L'acrotère

C'est un élément en béton armé coulé sur place, encastré au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre et à une force sismique horizontale définie par le RPA 2003. Son rôle principale est d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

#### c. Escalier

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

Dans notre cas on a deux types d'escalier :1) droit à deux volées simple.

2) droit à trois volées.

### I.3. 3.Maçonnerie utilisés

#### a. Les murs extérieurs

Sont réalisés en double cloisons de brique creuse séparé avec une lame d'air de 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

#### b. Les murs intérieurs

Sont réalisés d'une seule cloison en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

### I.3. 4.Caractéristiques structurales

#### Ossature

Selon le RPA, tout ouvrage dépassant les 14 m de hauteur doit être constitué de portiques et voiles en béton armé (RPA99 (Art 3.4.A.1.a), donc l'ossature de notre ouvrage sera constituée de portiques et de voiles en béton armé.

## I. 4. Matériaux

### I.4. 1. Béton

Le béton est un mélange dont la composition a une profonde influence sur ses caractéristiques; mais si les caractéristiques attendues sont la plupart du temps bien définies, la mise au point d'un béton approprié peut s'avérer plus délicate.

L'intérêt du matériau béton réside dans sa facilité de mise en œuvre puisque il se présente à l'état pâteux et qu'il suffit de remplir les moules (coffrages) de la forme de l'élément à réaliser.

#### I.4.1. 1. Dosage en ciment , sable, gravillon, et eau pour 1m<sup>3</sup> de béton

Le dosage en ciment varie suivant les caractéristiques exigées ; résistance mécanique, résistance aux agents chimiques (eau de mer, eaux séléniteuses) et compacité. Pour 1m<sup>3</sup> de béton courant, ces valeurs sont :

- Ciment : 350 Kg.
- Sable sec : 754 kg.
- Gravillon sec : 1010 Kg.
- Eau (sur éléments secs) : 193 Kg.

Ce qui nous donnera en total : 2307 Kg. [Pr. GHOMARI Fouad-UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID].

#### I.4.1. 4. Caractéristiques mécaniques du béton

##### 1. Résistance à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée  $f_{c28}$ . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

La résistance caractéristique à la compression à « j » jour est donnée par les formules ci-dessous :

$$\left\{ \begin{array}{l} j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.75 + 0.83j} \cdot f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} \cdot f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \\ 28 < j < 60 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28} \\ j \geq 60 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1.1 f_{c28} \end{array} \right. \quad (\text{CBA 93 Art : A.2.1.13}).$$

Pour notre l'étude, on opte pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , ce qui correspond à un béton courant.

## 2. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$  est donnée par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA .Art : A.2.1.1.2})$$

$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .

### 1. Module de déformation longitudinale du béton

#### 3. 1. Module instantané $E_{ij}$

Il est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad t \leq 24\text{h} \quad (\text{CBA 93.Art: A.2.1.2.1})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

#### 3. 2. Module différé $E_{vj}$

Il est utilisé pour les chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées.

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa} \quad t > 24\text{h} \quad (\text{CBA 93.Art: A.2.1.2.2})$$

## 2. Coefficient de Poisson

Le coefficient de poisson est défini comme étant le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

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

Le coefficient de Poisson  $\nu$  prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ 0.2 & \text{Pour le calcul de la déformation à l'ELS} \end{cases} \quad (\text{CBA 93Art A.2.1.3})$$

### 3. Module de déformation transversale du béton G

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par  $G = E/2(1 + \nu)$  et en simplifiant

$G = 0,417 E$  , ou E est le module de Young du béton.

## I. 1. Hypothèses de calcul aux états limites

### 1. Etat limite ultime (ELU)

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

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

## 2. Etat limite de service (ELS)

Il constitue les limites au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation ne sont plus satisfaites sans qu'il y ait ruine de la structure.

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

## 3. Diagramme contraintes -déformations

### 3.1. Contrainte de compression du béton à l'Etat Limite Ultime

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{CBA 93 Art A.4.3.4.1})$$

Avec:

$\gamma_b$  : Coefficients de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

$\theta$ : Coefficient qui tient compte de l'influence négative de la durée d'application de la charge

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 : \text{Lorsque } t > 24\text{h.} \\ \theta = 0.9 : \text{Lorsque } 1\text{h} \leq t \leq 24\text{h.} \\ 0.8 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action } t < 1\text{h.} \end{array} \right.$$

$$\text{On aura donc: } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPA situation durable.} \\ \sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPA situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

### 3. 1. La contrainte de compression ( $\overline{\sigma}_{bc}$ ) à l'ELS

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad (\text{CBA 93 art. A.4.5.2}).$$

## 4. Contrainte ultime de cisaillement du béton

Dans le cas où les armatures transversales ( $A_t$ ) sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article (A.5.1.2.1.1 de CBA93).

Elle est limité par  $\tau < \tau_{adm}$ .

$$\tau < \tau_{adm} = \min \left( \frac{0.2 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa} \right) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau < \tau_{adm} = \min \left( \frac{0.15 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa} \right) \text{ pour la fissuration nuisible}$$

Dans notre cas on a  $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  donc

$$\tau < \tau_{adm} = \min (0,133 f_{c28} ; 5\text{Mpa}) = 3.32\text{MPa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau < \tau_{adm} = \min (0,1 f_{c28} ; 4\text{Mpa}) = 2.50\text{MPa} \longrightarrow \text{fissuration nuisible}$$

## I.4. 1.Aciers

### I.4.2. 1.Définition

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression. Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue :

#### ➤ Les treillis soudés

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement de nuance FeE500.

#### ➤ Les barres de haute adhérence

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

### I.4.2. 2.Caractéristiques mécaniques des aciers

#### 1.A E.L.U

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec :

$\varepsilon_s$  : Allongement relatif

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité ayant pour valeur.

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s};$$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$$

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

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

#### 2. A l'E.L.S

Le calcul de la contrainte admissible de l'acier est déterminé en fonction de danger présenté par la fissuration.

## 2. 1.Cas de fissuration peu nuisible

Pas de vérification à faire en dehors des calculs faits à l' ELU.

## 2. 2.Cas de fissuration nuisible

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \quad (\text{CBA 93 Art A.4.5.3.3})$$

$\eta = 1.6$  pour l'acier H A.

$\eta$  : Coefficient de fissuration

## I. 2.Actions et sollicitations

### I.6. 1.Les Actions :

(CBA 93 art A.3.1.1)

Ce sont les différentes forces auxquelles sera soumise la construction, elles sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition.

- des charges permanentes.
- des charges d'exploitations.
- des charges accidentelles

#### I.6.1. 1.Les Actions Permanentes (G)

Leurs intensités sont constantes ou très peu variables dans le temps.

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

#### I.6.1. 2.Les Actions Variables (Q)

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps.

#### I.6.1. 3.Les Actions Accidentelles (E)

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est très courte. Par exemple (Séismes, Explosions, Chocs...).

### I.6. 2.Les sollicitations

CBA93 (Art A.3.3.1)

Les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexions et de torsions).

### I.6. 3.Les combinaisons d'action

#### I.6.3. 1.Combinaisons fondamentales à l'ELU

CBA 93 (Art. A.3.3.21)

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3\psi_{0i} Q_i$$

$G_{\max}$  : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable.

$G_{\min}$  : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable

$Q_1$  : Action variable dite de base.

$Q_i$  : Actions variables dites d'accompagnement (avec  $i > 1$ )

$\psi_0, \psi_1$  et  $\psi_2$  : Sont fixés par les textes en vigueur. CBA 93 (Art A 3.1.3.1).

Dans le cas général

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.35 : \text{ Dans les cas (La température, Les charges d'exploitations étroitement} \\ \text{bornées ou de Caractère particulières, Les bâtiments agricoles à faible densité} \\ \text{d'occupation humaine).} \end{cases}$$

### I.6.3. 2.Situations ELS CBA 93(Art.A.3.3.22)

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

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

$\psi_{11} Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable.

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

### I.6.3. 3.Combinaisons d'actions données par le RPA2003

Selon le RPA les combinaisons d'action sont :

- Situations durables :  $\begin{cases} \text{ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{cases}$
- Situations accidentelles :  $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$

## I. 3.Règlementation et normes utilisées

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir

- Le CBA93 (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- Le RPA 99 version 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- EUROCODE 2 (1994).

Chapitre II  
prédimensionnement  
des éléments

# Chapitre II : prédimensionnement des éléments

## II.1. Introduction

Ce chapitre consiste à pré dimensionner les éléments selon les préconisations du RPA 2003, BAEL 91 modifié 99, du CBA93 Afin de résister et de reprendre les sollicitations, la transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux et voiles → fondation → sol.

## II.2. prédimensionnement des éléments secondaires

### II.2.1. Planchers à corps creux

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

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2.4 CBA93})$$

Avec :

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

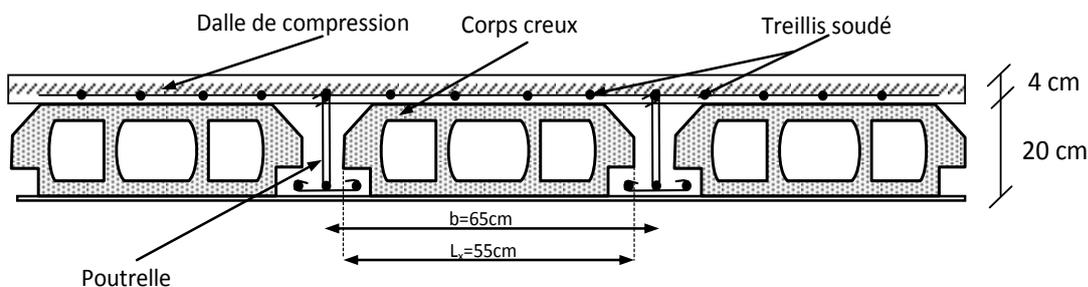
$h_t$ : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = (470) \Rightarrow h_t \geq \frac{400}{22.5} = 17.78\text{cm}$$

On adopte un plancher à corps creux type (20+4).

Donc on adopte un plancher de hauteur ( $h_t = h_{cc} + h_0 = 20 + 4$ ) = 24 cm

- $h_{cc} = 20\text{cm}$  : Hauteur du corps creux.
- $h_0 = 4\text{cm}$  : Hauteur de la dalle de compression



**Fig.II. 1.** Coupe d'un plancher à corps creux

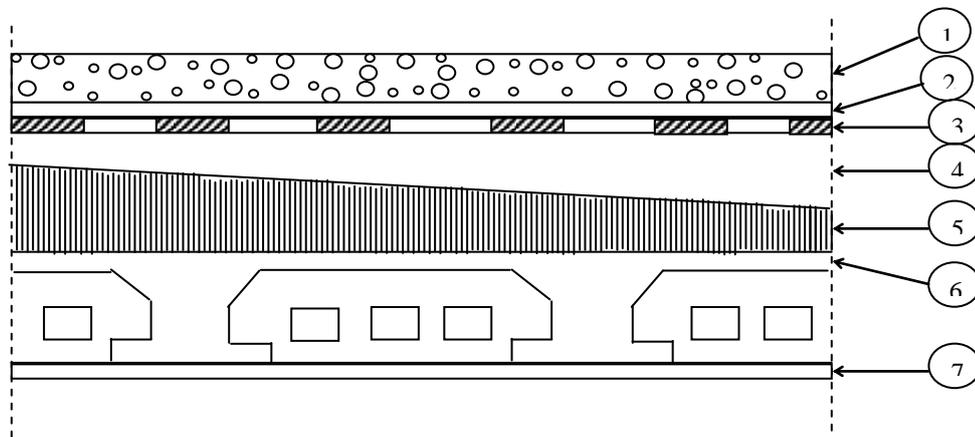


Fig II. 2 : Plancher terrasse

Tableau. éléments d'étanchéité sur le Plancher terrasse

N°	Description
1	Protection lourde en gravier (roulé)
2	Etanchéité multicouche
3	Isolation thermique en B-25
4	Couche pare vapeur en fente bitumée
5	Forme de pente en béton mège
6	Dalle de compression
7	Enduit en plâtre

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée. Dans le cas où les travées sont identiques, on prend le sens où on a le plus d'appuis (critère de continuité). Elles se calculent comme une poutre continue de section en T dont la hauteur totale est égale à :

$$h_t = h_{cc} + h_0 = 24\text{cm}$$

La dalle de compression à prendre est définie par :

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

Avec :

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

$L_y$  : distance entre nus d'appuis des poutrelles ( $L_y = 280\text{ cm}$ ).

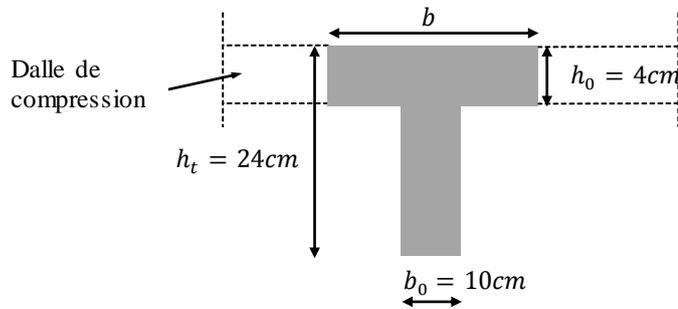
La valeur de  $b_0$  dépend de la hauteur totale du plancher, elle est prise entre :

$$(0.4 \text{ à } 0.6)h_t \Rightarrow 9.6\text{ cm} \leq b_0 \leq 14.4\text{ cm}$$

On prend  $b_0 = 10\text{ cm}$ .

$$b \leq 2 \times \left[ \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) + \frac{b_0}{2} \right] \Rightarrow b \leq 2 \times \left[ \min\left(\frac{55}{2}; \frac{280}{10}\right) + \frac{10}{2} \right] \Rightarrow b \leq 65\text{ cm}$$

D'où la valeur de la dalle de compression est prise égale à :  $b = 65\text{ cm}$ .



**Fig.II. 3. Coupe**

## II.2. 1. Plancher à dalle pleine

Une dalle pleine est un élément dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions (largeur et longueur). Elle peut reposer avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués par des poutres, murs ou voiles.

Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle qui sont des éléments entourés par des poutres, murs ou voiles.

Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

### Résistance à la flexion

- Pour une dalle sur un seul appui (élément console):  $e \geq \frac{L_x}{20}$
- Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$ .
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40}$

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

### Résistance au feu

- $e = 7$  cm pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$  cm pour deux heures de coupe-feu. (CBA93).
- $e = 17.5$  cm pour quatre heures de coupe-feu.

### Isolation phonique

Pour l'isolation phonique on prend :  $e \geq 13$  cm (CBA93).

Dans notre cas les dalles pleines sont utilisées dans les balcons et la dalle de la cage de l'ascenseur, et le plancher RDC.

On distingue trois types :

#### 1. Dalle pleine sur deux appuis (balcons)

On prend les dimensions du panneau le plus sollicité :  $L_x = 1.20$ m ;  $L_y = 2.85$ m.

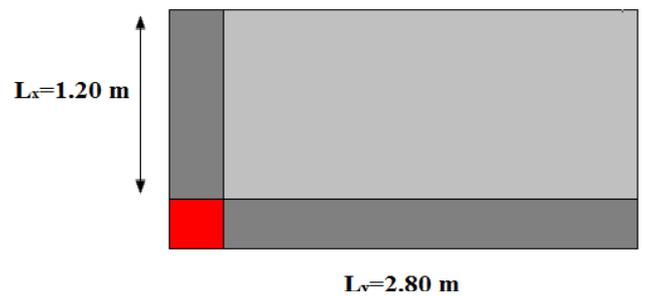
$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30} \Leftrightarrow \frac{120}{35} < e < \frac{120}{30} \Rightarrow 3.43 < e < 4.00 \Leftrightarrow e = 3.5 \text{ cm.}$$

### Critère de coupe-feu

$e \geq 11$  cm pour deux heures de coupe-feu.

D'où on opte pour une épaisseur :

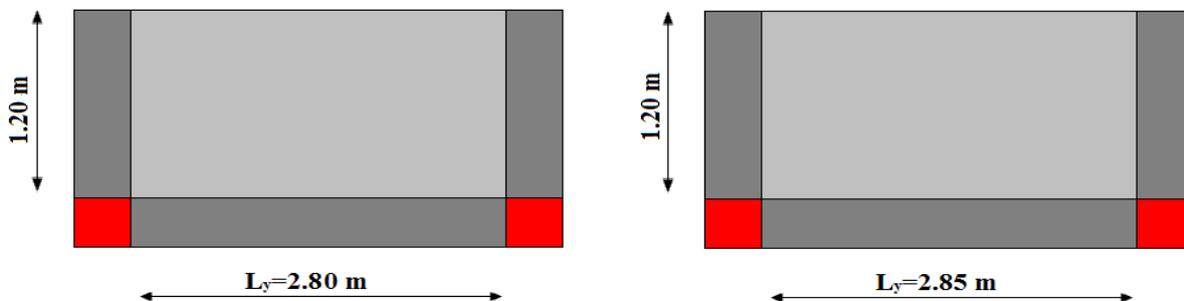
➤  $e = 12$  cm .....pour les balcons su deux appuis.



**Fig.II.4.** Dalle sur deux appuis

## 2. Dalle sur trois appuis (balcons)

Dans notre cas nous avons deux types de dalles pleines sur trois appuis, comme l'indique les schémas ci-dessous:



**Fig.II.5.** Dalle sur trois appuis

On prend les dimensions du panneau le plus sollicité :  $L_x = 1.20\text{m}$  ;  $L_y = 2.85\text{m}$ .

$$\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow \frac{120}{45} < e < \frac{120}{40} \Rightarrow 2.67 < e < 3.00 \Leftrightarrow e = 3 \text{ cm.}$$

### Critère de coupe-feu

$e \geq 11$  cm pour deux heures de coupe-feu.

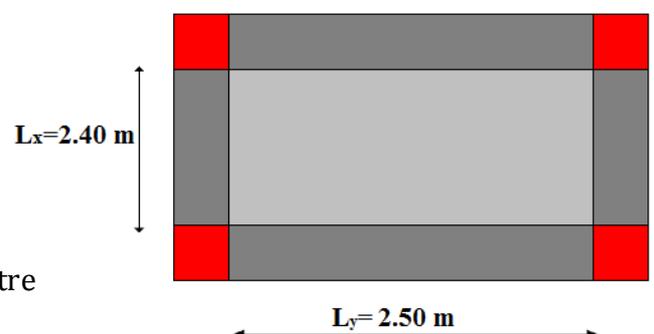
D'où on opte pour une épaisseur :

➤  $e = 12$  cm .....pour les balcons sur trois appuis.

## 3. Dalle sur quatre appuis

Dans notre travaille nous avons deux types de dalle pleines sur quatre appuis à considérer, la cage de l'ascenseur et le plancher RDC (parking de stationnement).

### 3.1. Cage de l'ascenseur



**Fig.II.6.** Dalle sur quatre

On a :  $L_x=2m$  ;  $L_y=3.85m$ .

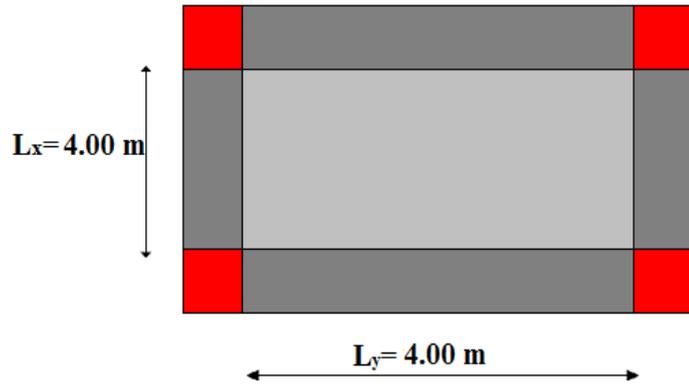
$$\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow \frac{200}{45} < e < \frac{200}{40}$$

$$4.44 < e < 5 \Leftrightarrow e = 4.50cm.$$

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, mais vue le poids important de l'ascenseur on opte pour une épaisseur de 20cm.

### 3.2. Plancher R.D.C (parking de stationnement)

On a :  $L_x=4m$  ;  $L_y=4m$ .



**Fig.II. 7.** Dalle sur quatre

$$\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow \frac{400}{45} < e < \frac{400}{40}$$

$$8.89 < e < 10 \Leftrightarrow e = 9cm.$$

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition d'isolation phonique  $e \geq 13cm$ , d'où on opte pour une épaisseur :  $e = 20cm$ .

### II.2. 3. Évaluation des charges sur l'acrotère

L'évaluation des charges sur l'acrotère est définie dans le tableau ci-dessous :

Tableau.II. 12. Evaluation des charges de l'acrotère.

Désignation des éléments	Epaisseur r (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	15	0,1585	25	3.96
Enduit de ciment intérieur	2	0,018	20	0,36

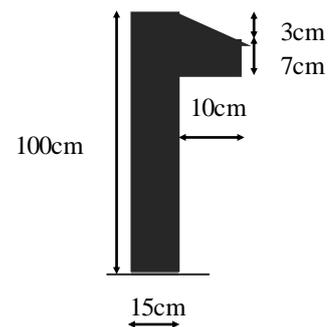
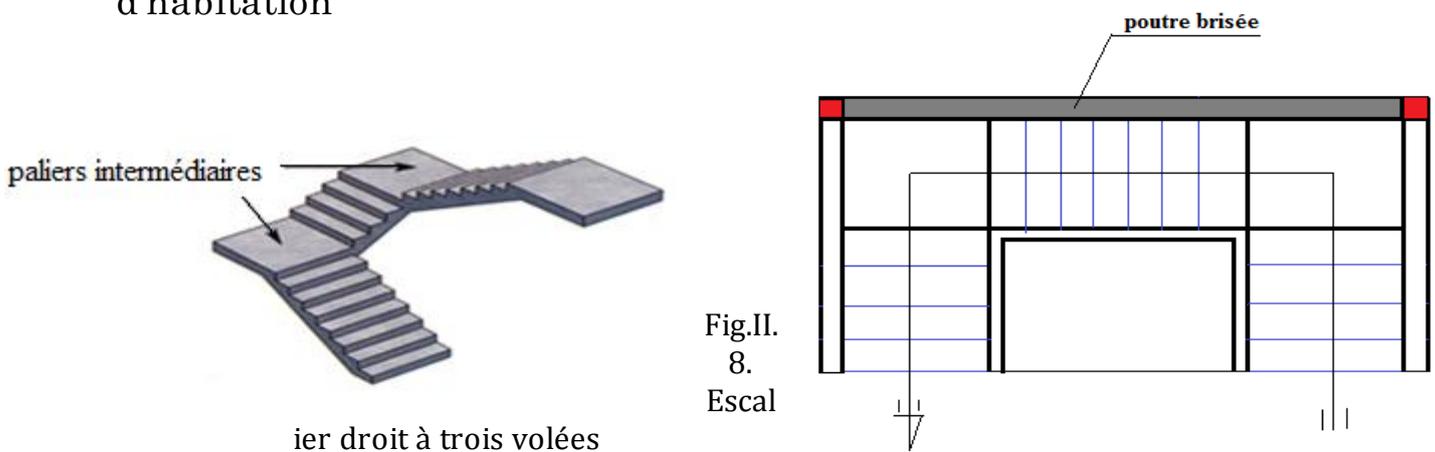


Figure. II. 5. Coupe de l'acrotère

Enduit de ciment extérieur	2	0,020	20	0.40
Charge permanente totale	$G = 4.72\text{KN/ml}$			
Charge d'exploitation	$Q=1\text{KN/ml}$			

## II.2. 4. Prédimensionnement des escaliers

### II.2.4. 1.1. Escalier droit à trois volées pour étages à usage d'habitation



Escalier droit à trois volées

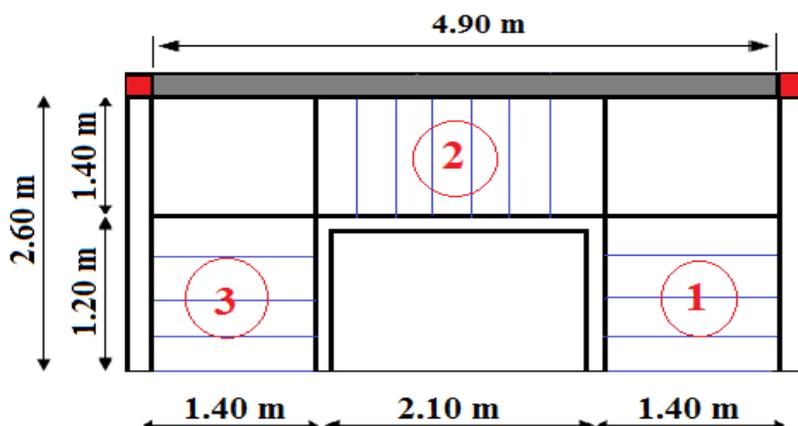
Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- La hauteur  $h$  des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- La largeur  $g$  se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL:  $60\text{ cm} \leq 2h + g \leq 65\text{ cm}$ .

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

Avec :  $n-1$  : Nombre de marches ;  $L$  : longueur de la volée ;  $n$  : nombre de contremarche.

### 1. Escalier des étages 1, 2, 3, et 4



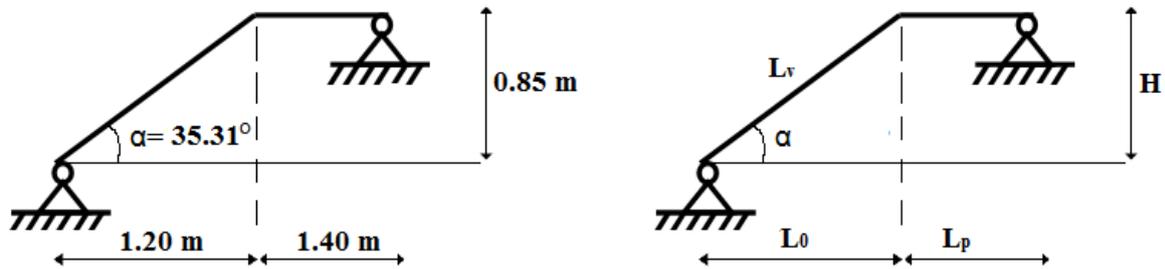


Fig.II. 9. Schéma de l'escalier

## 1. 1. Première et troisième volée

### 1.1. 1. Epaisseur de la paillasse

- La longueur développée est :  $L = L_v + L_p$ .
- $l_v$  : longueur de la volée

$L_p$  : longueur du palier.  $L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow L = 1.40 + \sqrt{1.2^2 + 0.85^2} = 2.87\text{m}$ .

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{287}{30} \leq e \leq \frac{287}{20} \Rightarrow 9.57\text{cm} \leq e \leq 14.35\text{cm}$$

- $e \geq 11\text{cm}$  ..... pour deux heures de coupe-feu.

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

### 1.1. 2. Calcul du giron (g) et la hauteur d'une contre marche (h)

$$\left. \begin{aligned} g &= \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{120}{4} = 30 \Rightarrow g = 30\text{cm}. \\ h &= \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{85}{5} = 17 \Rightarrow h = 17\text{cm}. \end{aligned} \right\} \Rightarrow g = 30\text{ cm et } h = 17\text{ cm}.$$

## 1. 2. Deuxième volée

Elle se calcule comme une console encastée dans la poutre brisée comme l'indique la figure suivante

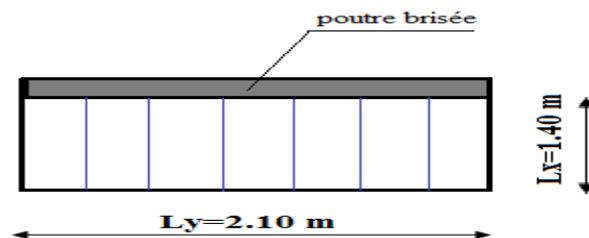


Fig.II.10. Schéma statique de la partie 2

### 1.2. 1. Epaisseur de la paillasse

$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{140}{20} = 7 \text{ cm}$$

$e \geq 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu.

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

### 1.2. 2. Calcul du giron (g) et la hauteur d'une contre marche (h)

$$\left. \begin{aligned} g &= \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{210}{7} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm.} \\ h &= \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{136}{8} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.} \end{aligned} \right\} \Rightarrow g = 30 \text{ cm et } h = 17 \text{ cm.}$$

## 2. Escalier du RDC

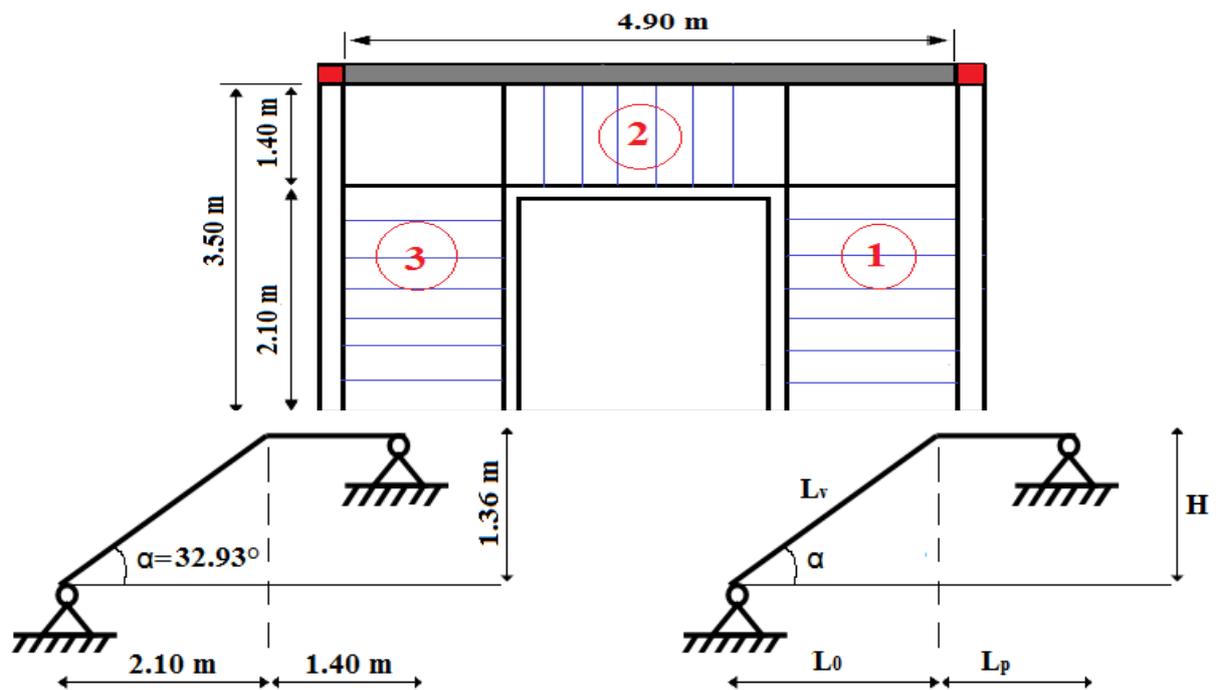


Fig.II. 11. Schéma de l'escalier du RDC

### 1. 3. Première et troisième volée

#### 1.1. 2. Epaisseur de la paillasse

- La longueur développée est :  $L = L_v + L_p$ .
- $l_v$  : longueur de la volée.

$L_p$  : longueur du palier.  $L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow L = 1.40 + \sqrt{2.1^2 + 1.36^2} = 3.90\text{m}$ .

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{390}{30} \leq e \leq \frac{390}{20} \Rightarrow 13\text{cm} \leq e \leq 19.5\text{cm}$$

$e \geq 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu.

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

### 1.1. 2. Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)

$$\left. \begin{array}{l} g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{120}{4} = 30 \Rightarrow g = 30\text{cm}. \\ h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{85}{5} = 17 \Rightarrow h = 17\text{cm}. \end{array} \right\} \Rightarrow g = 30\text{ cm et } h = 17\text{ cm}.$$

### 1. 4. Deuxième volée

Elle se calcule comme une console encastée dans la poutre brisée comme l'indique la figure suivante

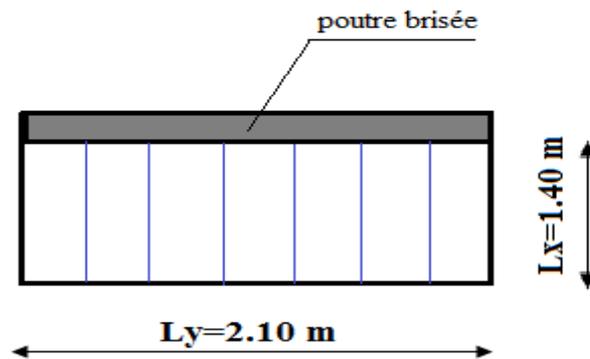


Fig.II. 3. Schéma statique de la partie 2

### 1.2. 3. Epaisseur de la paillasse

$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{140}{20} = 7\text{ cm}$$

$e \geq 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu.

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

### 1.2. 4. Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)

$$\left. \begin{array}{l} g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{210}{7} = 30 \Rightarrow g = 30\text{cm}. \\ h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{136}{8} = 17 \Rightarrow h = 17\text{cm}. \end{array} \right\} \Rightarrow g = 30\text{ cm et } h = 17\text{ cm}.$$

## II.2.4. 2.2. Escalier droit à deux volées (2 et 3<sup>ème</sup> entresol)

### II.2.4. 3.2.1. Epaisseur de la paillasse

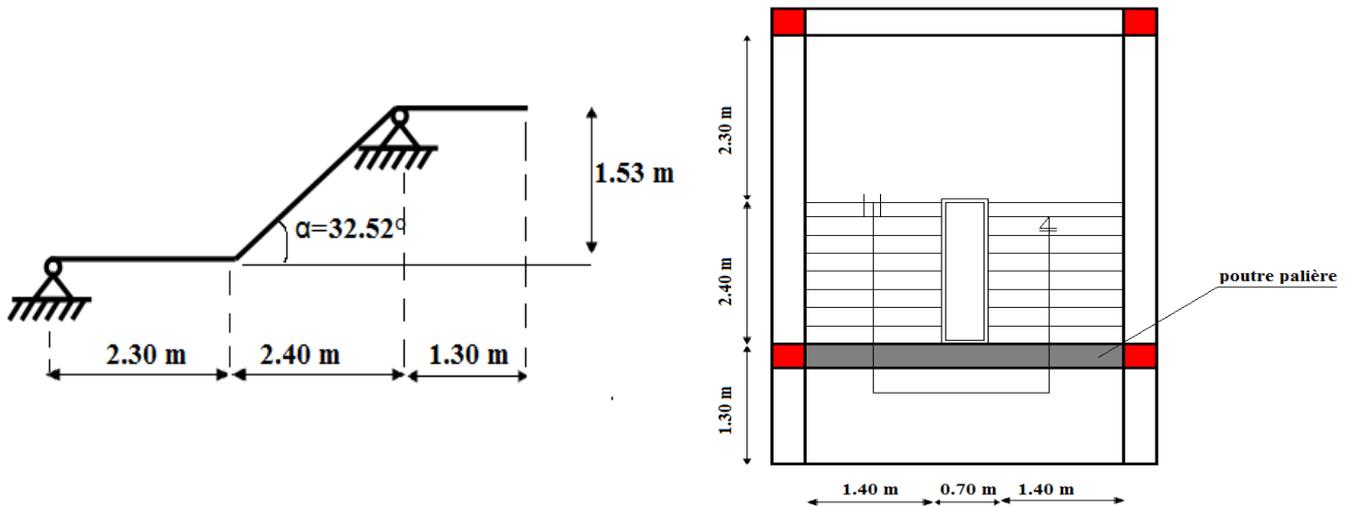


Fig.II. 13. Schéma de l'escalier à deux volées

- La longueur développée est :  $L = L_v + L_p$ .
- $L_v$ : longueur de la volée.
- $L_p$ : longueur du palier.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow L = 2.3 + 1.30 + \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} = 6.45 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{645}{30} \leq e \leq \frac{645}{20} \Rightarrow 21.5 \text{ cm} \leq e \leq 32.25 \text{ cm}$$

$e \geq 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu.

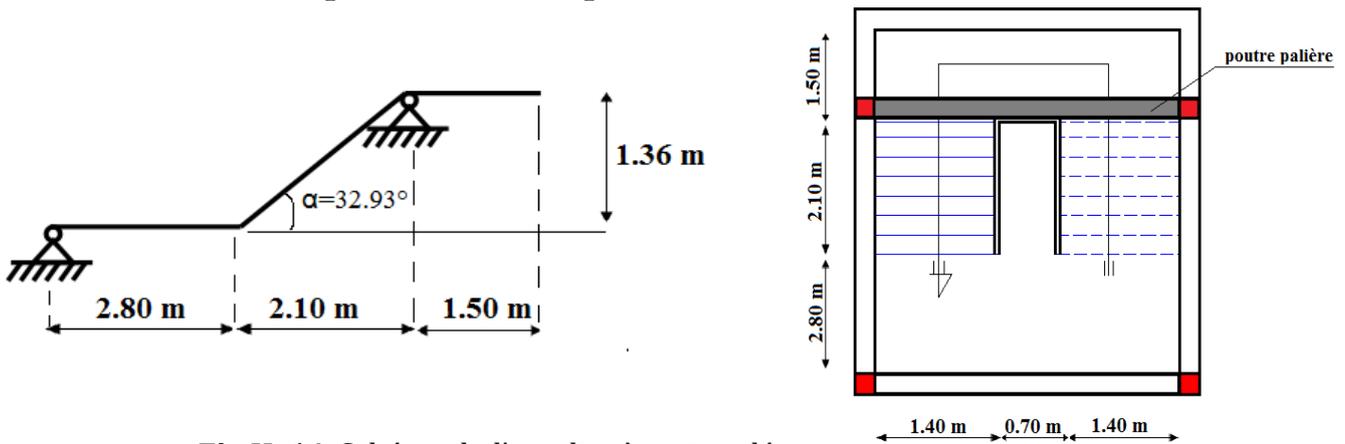
On prend :  $e = 23 \text{ cm}$ .

### 1.1. 3. Calcul du giron (g) et la hauteur d'une contre marche (h)

$$\left. \begin{aligned} g &= \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm.} \\ h &= \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.} \end{aligned} \right\} \Rightarrow g = 30 \text{ cm et } h = 17 \text{ cm.}$$

## II.2.4. 4.2. Escalier droit à trois volées (4<sup>ème</sup> entresol)

## II.2.4. 5.2.1. Epaisseur de la paillasse



**Fig.II. 14.** Schéma de l'escalier à trois volées

- La longueur développée est :  $L = L_v + L_p$ .
- $l_v$  : longueur de la volée
- $L_p$  : longueur du palier.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow L = 1.7 + 1.4 + \sqrt{2.1^2 + 1.36^2} = 5.6 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{560}{30} \leq e \leq \frac{560}{20} \Rightarrow 18.67 \text{ cm} \leq e \leq 28 \text{ cm}$$

$e \geq 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu.

On prend :  $e = 23 \text{ cm}$ .

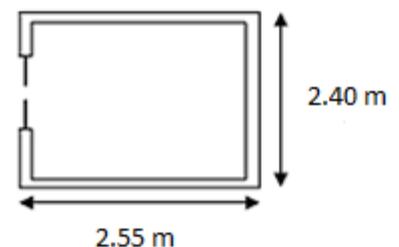
### 1.1. 4. Calcul du giron (g) et la hauteur d'une contre marche (h)

$$\left. \begin{aligned} g &= \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{210}{7} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm.} \\ h &= \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{136}{8} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.} \end{aligned} \right\} \Rightarrow g = 30 \text{ cm et } h = 17 \text{ cm.}$$

## II.8. Ascenseur

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment R+5+4 entresol à usage mixte (commercial et habitation) on adopte pour un ascenseur de 8 personnes les caractéristiques d'ascenseur :

- $L$  : Longueur de l'ascenseur.
- $l$  : Largeur de l'ascenseur.
- $H$  : Hauteur de l'ascenseur.
- $W$  : Puissance de l'ascenseur =  $6.8 \text{ KW}$ .
- $F_c$  : Charge due à la cuvette =  $145 \text{ KN}$ .



- $P_m$  : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- $D_m$  : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse  $V=1.6\text{m/s}$
- Donc  $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3\text{KN}$

### II.8.1. Evaluation des charges et des surcharges

$L_x=2.40\text{ m}$

$L_y=2.55\text{ m}$

Tableau.II. 13.Evaluation des charges de l'Ascenseur.

Poids propre de la dalle et de revêtement (KN/m <sup>2</sup> )	La surface (m <sup>2</sup> )	Poids de la machine (KN /m <sup>2</sup> )	Poids total KN /m <sup>2</sup>
$G_1=25\times 0.2+22\times 0.04$	$S=L_x\times L_y$ $=2.4\times 2.55$	$G_2=F_c /S$ $=145/6.12$	$G=G_1+G_2$ $=5.88+23.69$
$G_1=5.88$	$S= 6.12$	$G_2=23.69$	$G=29.57$

La charge d'exploitation est :  $Q=1\text{KN/m}^2$ .

## II. 1.Prédimensionnement des éléments structuraux

### II.3. 1.Les poutres

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis, on a deux types (poutres principales, poutres secondaires).

#### II.3.1. 1.Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, selon le BAEL 91 leur hauteur est donnée selon la condition suivante :

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

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

$$L_{\max} = 470\text{ cm} \Rightarrow \frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31.33\text{ cm} \leq h \leq 47\text{ cm}.$$

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

On adopte pour une section rectangulaire  $(b\times h) = (30\times 40)\text{ cm}^2$ .

### Vérifications

Selon les recommandations du RPA 2003, on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm.} \\ h/b = 1.33 \leq 4.00. \end{array} \right. \quad \text{Vérfiée} \quad \text{(RPA 2003 Art .7.5.1).}$$

Sachant que  $b$  : largeur de la poutre principale  
 $h$  : hauteur de la poutre principale

### II.3.1. 2. Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur pré dimensionnement se fait selon la condition suivante :

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

$L_{\max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$L_{\max} = 400 \text{ cm} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.67 \leq h \leq 40 \text{ cm.}$$

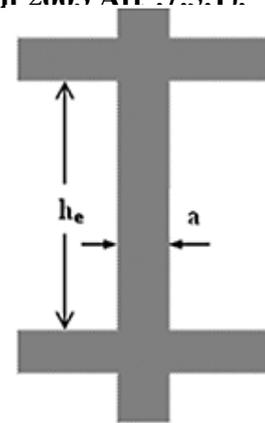
On prend :  $h = 35 \text{ cm}$ .

On adopte pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm.} \\ h/b = 1.16 \leq 4.00 \end{array} \right. \quad \text{Vérfiée} \quad \text{(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1).}$$

Sachant que  $b$  : largeur de la poutre secondaire

$h$  : hauteur de la poutre secondaire



### II.3.1. 3. La poutre brisée

La poutre brisée est une poutre inclinée qui suit la forme de la deuxième volée, elle se calcule en flexion simple et en torsion.

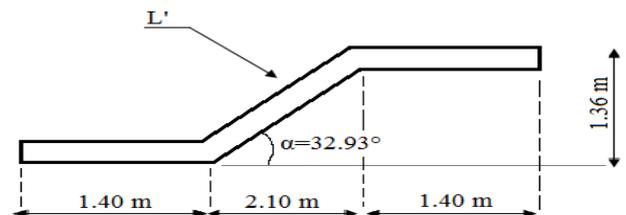


Fig.II. 15. Schéma de la poutre brisée

## 1. Le pré dimensionnement

### 1.1 Escalier à trois volées RDC, 1, 2, et 3<sup>ème</sup> étage

On doit vérifier les conditions de la flèche :

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

$$L' = \frac{2.1}{\cos \alpha} = \frac{2.1}{\cos 32.93^\circ} = 2.5 \text{ m}$$

Avec  $\alpha$  : c'est l'inclinaison de la pailasse

Longueur de la poutre brisée :

$$L = 1.4 + 2.5 + 1.4 = 5.3 \text{ m}$$

$$\frac{530}{15} \leq h \leq \frac{530}{10} \Rightarrow 35.33 \text{ cm} \leq h \leq 53 \text{ cm.} \quad \text{Soit } h = 40 \text{ cm. et } b = 30 \text{ cm}$$

### II.3. 2. Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé dont le rôle principal est le contreventement.

Néanmoins ils peuvent être utilisés comme porteurs (reprennent les charges G et Q), ils peuvent être simples ou composés. Leur épaisseur est donnée par les conditions du RPA 2003 suivantes :

$$a \geq \max \left[ \frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right] \quad \text{RPA2003 (Article 7.7.1)}$$

1) Pour le RDC et quatrième entresol :

$$h_e = 4.08 \text{ m} \Rightarrow a \geq 20.4 \text{ cm}$$

2) Pour le premier jusqu'au cinquième étage, et pour le premier

jusqu'au troisième entresol :  $h_e = 3.06 \text{ m} \Rightarrow a \geq 15.3 \text{ cm}$

Finalement on adopte pour le 1<sup>er</sup> entresol jusqu'au RDC un voile d'une épaisseur égale à : 22 cm.

Et du 1<sup>er</sup> étage courant au 5<sup>ème</sup> étage un voile d'une épaisseur de 16 cm.

La longueur du voile :  $L \geq 4 a$

## II. 2. Evaluation des charges et surcharges

### 1. Plancher terrasse inaccessible (cage de l'ascenseur)

Tableau.II. 14. Évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible (cage de l'ascenseur).

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.04	20	0.8
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.015	18	0.27
Forme de pente	0.065	22	1.43
dalle pleine	0.20	25	5
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	G= 7.82 KN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation	Q = 1KN/m <sup>2</sup>		

## 2.Plancher terrasse inaccessible (buanderie)

Tableau.II. 15.évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible (buanderie).

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.04	20	0.8
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.015	18	0.27
Forme de pente	0.065	22	1.43
plancher a corps creux (20+4) cm	0.24	14	3.36
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	G= 6.02KN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation	Q = 1KN/m <sup>2</sup>		

## 3. Plancher étage courant à usage d'habitation et de commercial

Tableau.II. 5.évaluation des charges du plancher étage courant.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité(KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN /m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Lit de sable	0.02	18	0,36
Plancher corps creux (20+4)	0.24	14	3.36
Enduit de plâtre	0.02	10	0,2
Cloison de séparation	0.10	10	1
Charge permanente totale	G = 5.60 KN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation	plancher à usage d'habitation		Q = 1.5 KN/m <sup>2</sup>
	plancher à usage commercial		Q = 5 KN/m <sup>2</sup>

## 4. Dalle pleine (balcons)

Tableau.II. 6. évaluation des charges de la dalle pleine (balcons+ plateforme du R.D.C)

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle pleine	14	25	3.5
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale	G = 4.90KN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation du	Q = 3.5 KN/m <sup>2</sup>		

### 3.Dalle pleine (plateforme du R.D.C)

Tableau.II. 16. évaluation des charges de la dalle pleine (plateforme du R.D.C)

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle pleine	20	25	5
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale	G = 6.40KN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation	Q = 2.5 KN/m <sup>2</sup>		

## 4.Les escaliers

### 6. 2. Palier

Tableau.II. 17. Evaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.14	25	3.50
Dalle en BA	0.23	25	5.75
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale pour dalle BA=0.14m	G = 4.90 KN/m <sup>2</sup>		
Charge permanente totale pour dalle BA=0.23m	G = 7.15 KN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation	Q = 2.5 KN/m <sup>2</sup>		

### 6. 3.La Volée

Tableau.II. 18. Evaluation des charges sur les volées

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	22	0.44

Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marches	0.17× (1/2)	22	1.87
Paillese	0.14/ cos (35.31°)	25	4.29
	0.14/ cos (32.93°)	25	4.17
	0.23/ cos (32.52°)	25	6.82
	0.23/ cos (32.93°)	25	6.85
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2

#### 6. 4. Tableau récapitulatif des charges sur les volées

Tableau.II. 19. tableau récapitulatif des charges et surcharges sur les volées

Epaisseur de la volée (cm)	inclinaison de la volée(°)	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )
e=14cm	35.31°	7.56	2.5
	32.93°	7.44	
e=23cm	32.52°	10.09	
	32.93°	10.12	

#### 5. Murs extérieurs

Tableau.II. 20.évaluation des charges des murs extérieurs

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse	15	9	1.35
Lame d'aire	5	/	/
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit extérieur en ciment	2	20	0.4
Enduit de plâtre intérieur	2	10	0.2
Charge permanente totale	$G = 2,85 \text{ KN/m}^2$		

#### 8. Murs intérieurs

Tableau.II. 21.évaluation des charges des murs intérieurs

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit de plâtre intérieur	2x2	10	0.4
Charge permanente totale	$G = 1.3 \text{ KN/m}^2$		

#### 9. Les poteaux

Le prédimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA2003, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\begin{cases} \text{Min } (b, h) \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min } (b, h) \geq h_e / 20 \text{ cm.} \\ 0.5 < \frac{b}{h} < 4 \end{cases}$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA 2003 citées ci dessus. Pour prendre en compte l'hyperstaticité du bâtiment l'effort normal est majoré pour les poteaux intermédiaires :

- De 10 % si le bâtiment a plus de deux travées.
- De 15 % si le bâtiment a deux travées.

## II.5. Descente de charges

La descente des charges est l'opération qui consiste à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les différents éléments porteurs verticaux ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur prédimensionnement.

On aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison est celle des murs répartis qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...).

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont représentées sur le tableau ci-dessous :

Tableau.II. 22. Sections préalables des poteaux

Etages	4 et 3 <sup>ème</sup> entresol	2 et 1 <sup>ème</sup> entresol	R.D.C et 1 <sup>er</sup> étage	2 et 3 <sup>ème</sup> étage	4 et 5 <sup>ème</sup> étage
Section (b×h) cm <sup>2</sup>	60×55	55×50	50×45	45×40	40×35

## II .5.1. Descente des charges pour le poteau P

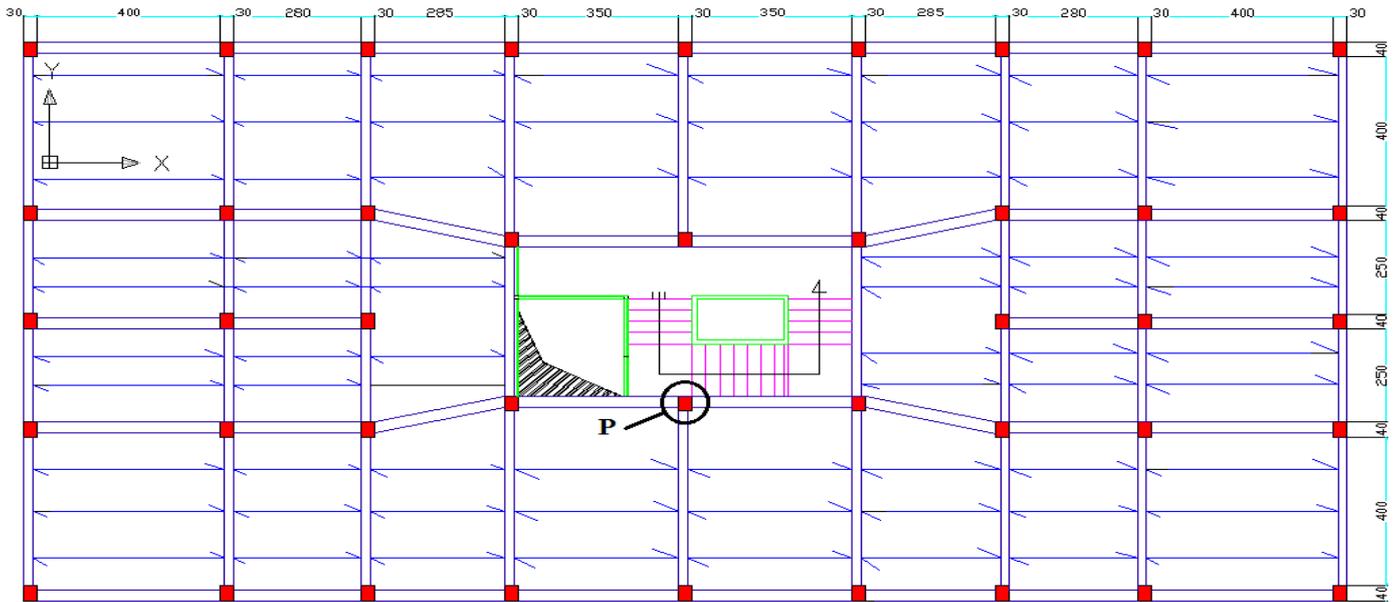


Fig.II.16. Vue en plan x-y

### II .5.3.1. Calcul des surfaces

afférentes

### II .5.4.2. Étage courant

➤ Pour les charges d'exploitations :

$$S = (2.00 + 0.40) \times (2.00 + 0.30) - 0.30 \times 0.40 = 5.4 \text{ m}^2$$

$$S = 5.4 \text{ m}^2$$

➤ Pour les charges permanentes :

$$S = 2.00 \times 2.00 = 4.00 \text{ m}^2$$

$$S = 4.00 \text{ m}^2$$

### II .6.5.3. Terrasse inaccessible

➤ Pour les charges d'exploitations :

$$S = (2.00 + 0.3) \times (2.00 + 0.4) = 5.52 \text{ m}^2$$

$$S = 5.52 \text{ m}^2$$

(P)

➤ Pour les charges permanentes :

$$S = 2.00 \times 2.00 = 4.00 \Rightarrow S = 4.00 \text{ m}^2$$

### II .5.1.4. Calcul des charges d'exploitations

#### II .5.1.4. 1. La loi de dégression

(DTR-BC2-2)

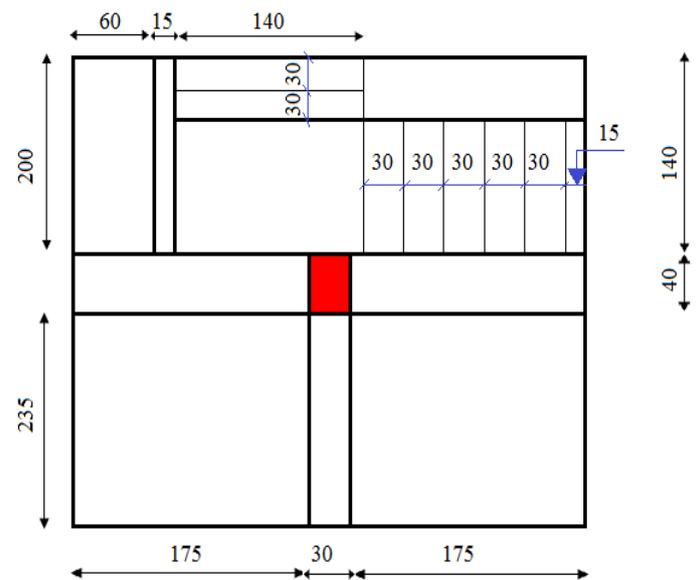


Fig.II.17. Surface afférente du poteau

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges. La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau, les charges vont être sommées avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

## II .5.1.4. 2. Enoncé de la loi de dégression

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales pour chacun des 4 niveaux.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_4$  (Étages à usage d'habitation), et soit

$Q_0$  : La surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant la buanderie.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 0 :  $Q_0$

Niveau 1 :  $Q_0 + Q_1$

Niveau 2 :  $Q_0 + Q_1 + 0.9 \times Q_2$

Niveau 3 :  $Q_0 + Q_1 + 0.9 \times Q_2 + 0.8 \times Q_3$

Niveau 4 :  $Q_0 + Q_1 + 0.9 \times Q_2 + 0.8 \times Q_3 + 0.7 \times Q_4$

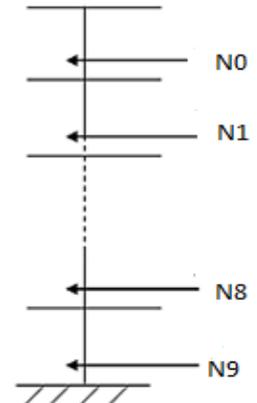
Niveau 5 :  $Q_0 + Q_1 + 0.9 \times Q_2 + 0.8 \times Q_3 + 0.7 \times Q_4 + 0.6 \times Q_5$

Niveau 6 :  $Q_0 + Q_1 + 0.9 \times Q_2 + 0.8 \times Q_3 + 0.7 \times Q_4 + 0.6 \times Q_5 + 0.5 \times Q_6$

Niveau 7 : surcharge niveau 6 +  $0.5 \times Q_7$

Niveau 8 : surcharge niveau 7 +  $0.5 \times Q_8$

Niveau 9 : surcharge niveau 8 +  $0.5 \times Q_9$



**Fig.II. 4.** Descente charge

DTR B.C 2.2 (6.3)

On aura donc :

$$N_0 : Q_0 = 18.05 \text{KN}$$

$$N_1 : Q_0 + Q_1 = 46.32 \text{KN}$$

$$N_2 : Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 = 71.76 \text{KN}$$

$$N_3 : Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 = 94.38 \text{KN}$$

$$N_4 : Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 + 0.7Q_4 = 114.17 \text{KN}$$

$$N_5 : Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 + 0.7Q_4 + 0.6Q_5 = 132.71 \text{KN}$$

$$N_6 : N_5 + 0.5Q_6 = 155.091 \text{KN}$$

$$N_7 : N_6 + 0.5Q_7 = 199.78 \text{KN}$$

$$N_8 : N_7 + 0.5Q_8 = 244.47 \text{KN}$$

$$N_9 : N_8 + 0.5Q_9 = 286.81 \text{KN}$$

Tableau II.14. Tableau récapitulatif des poids des éléments

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	98.56	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	13.05	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	9.19	
	Poteau (40*35) cm <sup>2</sup>	10.71	
	<b>Total</b>	<b>131.51</b>	<b>18.05</b>
N1	Venant de N0	131.51	
	Plancher d'étage habitation (20+4)	46.06	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	7.05	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	9.19	
	Poutre brisée	10.11	
	Escalier (palier+volée)	33.31	
	Murs intérieurs	25.36	
	Mur d'ascenseur	22.95	
	Poteau (40*35) cm <sup>2</sup>	10.71	
	<b>Total</b>	<b>296.25</b>	<b>46.32</b>
N2	Venant de N1	296.25	
	Plancher d'étage habitation (20+4) cm	46.06	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	7.05	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	9.19	
	Poutre brisée	10.11	
	Escalier (palier+volée)	33.31	
	Murs intérieurs	25.36	
	Mur d'ascenseur	24.45	
	Poteau (40*45) cm <sup>2</sup>	13.77	
	<b>Total</b>	<b>465.55</b>	<b>71.76</b>
N3	Venant de N2	465.55	
	Plancher d'étage habitation (20+4) cm	46.06	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	7.05	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	9.19	
	Poutre brisée	10.11	
	Escalier (palier+volée)	33.31	
	Murs intérieurs	25.36	
	Mur d'ascenseur	24.45	
	Poteau (40*45) cm <sup>2</sup>	13.77	
	<b>Total</b>	<b>634.85</b>	<b>94.38</b>
N4	Venant de N3	634.85	
	Plancher d'étage habitation (20+4) cm	46.06	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	7.05	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	9.19	
	Poutre brisée	10.11	
	Escalier (palier+volée)	33.31	
	Murs intérieurs	25.36	
	Mur d'ascenseur	24.45	
	Poteau (50*45) cm <sup>2</sup>	17.21	
	<b>Total</b>	<b>807.59</b>	<b>114.17</b>
	Venant de N4	807.59	
	Plancher d'étage habitation (20+4) cm	50.13	

N5	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	7.05	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	9.19	
	Poutre brisée	11.7	
	Mur double cloison	19.6	
	Escalier (palier + volée)	37.72	
	Poteau (50*45) cm <sup>2</sup>	22.95	
	<b>Total</b>	<b>965.93</b>	<b>132.71</b>
N6	Venant de N5	965.93	
	Plancher à dalle pleine	97.41	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	13.05	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	9.19	
	Mur	24.70	
	Poteau (55*50) cm <sup>2</sup>	21.03	
	<b>Total</b>	<b>1131.31</b>	<b>155.09</b>
N7	Venant de N6	1131.31	
	Plancher d'étage commercial (20+4) cm	85.23	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	13.05	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	9.19	
	Escalier (volée)	0.52	
	Mur	24.70	
	Poteau (55*50) cm <sup>2</sup>	21.03	
<b>Total</b>	<b>1285.03</b>	<b>199.78</b>	
N8	Venant de N7	1285.03	
	Plancher d'étage commercial (20+4) cm	85.23	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	13.05	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	9.19	
	Escalier (volée)	0.52	
	Mur	24.70	
	Poteau (60*55) cm <sup>2</sup>	25.24	
<b>Total</b>	<b>1442.96</b>	<b>244.47</b>	
N9	Venant de N8	1442.96	
	Plancher d'étage commercial (20+4) cm	52.42	
	PP (30*40) cm <sup>2</sup>	13.05	
	PS (30*35) cm <sup>2</sup>	4.59	
	Escalier (palier+volée)	69.47	
	Mur	9.52	
	Poteau (60*55) cm <sup>2</sup>	33.66	
<b>Total</b>	<b>1625.67</b>	<b>286.81</b>	
Nu = 1.35G + 1.5Q		Nu =	2624.87 KN
Ns = G + Q		Ns =	1912.48 KN

### II .5.1.4. 3. Récapitulation des résultats

Tableau.II. 15. Effort normal dans le poteau

Poteaux	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	Ns (KN)
---------	--------	--------	---------	---------

Poteau P	1625.67	286.81	2624.87	1912.48
----------	---------	--------	---------	---------

Le poteau le plus sollicité est P avec un effort normal égal à :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1625.67 + 1.5 \times 286.81 = 2624.87 \text{ KN.}$$

Selon le CBA93 (Art B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10% pour prendre en compte l'hyperstaticité du bâtiment.

Après majoration on trouve :  $N_u = 2887.36 \text{ KN.}$

## II .5.1.4. 4. Vérifications

### II .5.1.4. 4.1. Vérification des poteaux à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  avec  $B$  : section du poteau.

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Tableau.II. 16. Vérification des poteaux à la compression simple.

Etages	Nu(KN)	Sections (m <sup>2</sup> )	Condition $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{cal}$		Observation
			$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{cal}$ (MPa)	
4 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> entresol	2887.36	0.60×0.55	14.2	8.75	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> et 1 <sup>er</sup> entresol	2237.91	0.55×0.50	14.2	8.14	
R.D.C et 1 <sup>er</sup> étage	1653.38	0.50×0.45	14.2	7.35	
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	1098.48	0.45×0.40	14.2	6.10	
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	516.36	0.40×0.35	14.2	3.69	

### II .5.1.4. 4.2. Vérification du critère de stabilité de forme

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

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

CBA 93(Article B.8.2.1)

$B_r = (a-2) \times (b-2)$  ; a et b: dimensions du poteau

$A_s \geq 0.8\% \times B_r$  on prend  $A_s = 1\% \times B_r$

BAEL 91(7-4-2)

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$

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

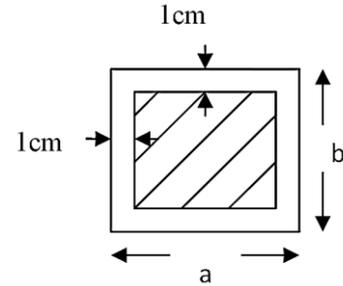


Fig.II. 19. Section réduite du

poteau

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

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau.

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

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

#### II .6.1.4. 4.3. Vérification du poteau du sous-sol

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.86m.$$

$$B = 0.60 \times 0.55 = 0.33m^2.$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.60^3}{12} = 0.99 \times 10^{-2} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{0.99 \times 10^{-2}}{0.33}} = 0.173m$$

$$\lambda = \frac{2.86}{0.173} = 16.53 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{16.53}{35}\right)^2} = 0.81$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :  $B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$

$$B_r \geq \frac{2887.36 \times 10^{-3}}{0.81 \times \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.162 \text{m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (60 - 2) \times (55 - 2) \times 10^{-4} = 0.307 \text{m}^2$$

$B_r \geq B_{r\text{-calculée}}$  donc le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats de vérifications au flambement sont résumés dans le tableau II.17

Tableau.II. 17. Vérification des poteaux au flambement

Etages	Nu(KN)	Sections (m <sup>2</sup> )	Condition $B_r > B_{r\text{ cal}}$		Observation
			$B_r$	$B_{r\text{ cal}}$	
4 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> entresol	2887.36	0.60×0.55	0.3074	0.162	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> et 1 <sup>er</sup> entresol	2237.91	0.55×0.50	0.2544	0.1226	
R.D.C et 1 <sup>er</sup> étage	1653.38	0.50×0.45	0.2064	0.094	
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	1098.48	0.45×0.40	0.1634	0.06	
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	516.36	0.40×0.35	0.1254	0.03	

Le tableau ci-dessus résume les vérifications au flambement des poteaux de tous les étages

On remarque que la condition est vérifiée pour tous les étages, donc il n'y a pas de risque de flambement pour les poteaux.

## II. 6. Conclusion

Les sections optées pour les éléments structuraux sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau.II. 18. Caractéristiques des éléments structuraux.

Eléments	largeur b (cm)	Hauteur h (cm)
Poutres principales	30	40
Poutres secondaires	30	35
Poteaux du 4 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> entresol	60	55
Poteaux du 2 <sup>ème</sup> et 1 <sup>er</sup> entresol	55	50
Poteaux du R.D.C et 1 <sup>er</sup> étage	50	45
Poteaux du 2 et 3 <sup>ème</sup> étage	45	40
Poteaux du 4 et 5 <sup>ème</sup> étage	40	35
Voiles de contreventement du 4 <sup>ème</sup> entresol au RDC.	e =20cm	

Voiles de contreventement du 1<sup>er</sup> au  
5<sup>ème</sup> étage.

$e = 16 \text{ cm}$

# Chapitre III

## Etude des

## Eléments

## secondaires

# Chapitre III : Etude des éléments secondaires

---

## III. 1.Introduction

Les éléments secondaires à étudier dans ce chapitre sont : les planchers, les escaliers, l'acrotère et l'ascenseur.

## III. 2.Calcul des planchers

### III.2. 1.Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

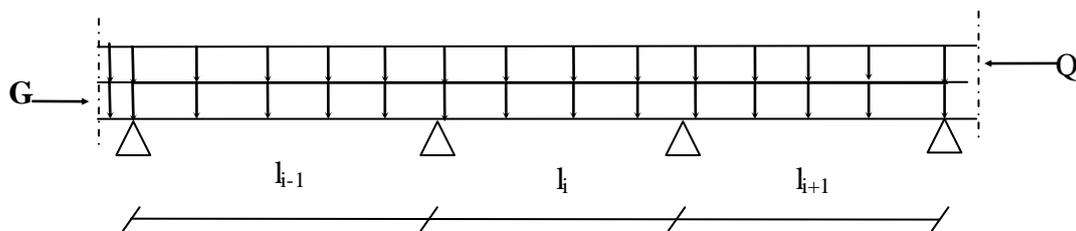
#### III.2.1. 1.Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple.

### 1. Méthode de calcul des sollicitations

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.



**Fig.III. 6.**Schéma d'une Poutre continue

## 1. 5.Méthode forfaitaire (BAEL 91)

### 1.1. 5.Domaine d'application (BAEL91art B.6.210)

Le BAEL91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle n'est applicable quasi les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- 1) Plancher à surcharge modérée :  $Q \leq \min(2G, 5KN/m^2)$
- 2) Le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

- 3) Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- 4) Fissuration peu nuisible (F.P.N).

Avec :

G : charges permanentes reprises par la poutre continue

Q: charges d'exploitations reprises par la poutre continue.

### 1.1. 6.Exposé de la méthode forfaitaire

La méthode de calcul des sollicitations est exposée en annexe [1].

### 1. 6.Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)

#### 1.2. 5.Domaine d'application (B6.220)

La méthode de Caquot s'applique essentiellement pour les planchers a surcharges d'exploitation élevées telle que : $Q > \min(2G; 5KN/m^2)$  . Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, alors on applique la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre dans le calcul des moments aux appuis seulement  $g' = \frac{2}{3}g$  .pour le calcul des moments en travées en prend la totalité de des charges permanentes.

#### 1.2. 6.Exposé de la méthode

La méthode de calcul des sollicitations est exposée en annexe [2].

### III.2.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en section en « T » comme des poutres continues soumises à la flexion simple sous la charge q.

#### III.2.1.1.Types de poutrelles

Le schéma suivant montre la disposition des poutrelles sur tous les planchers de notre structure réalisés en corps creux.

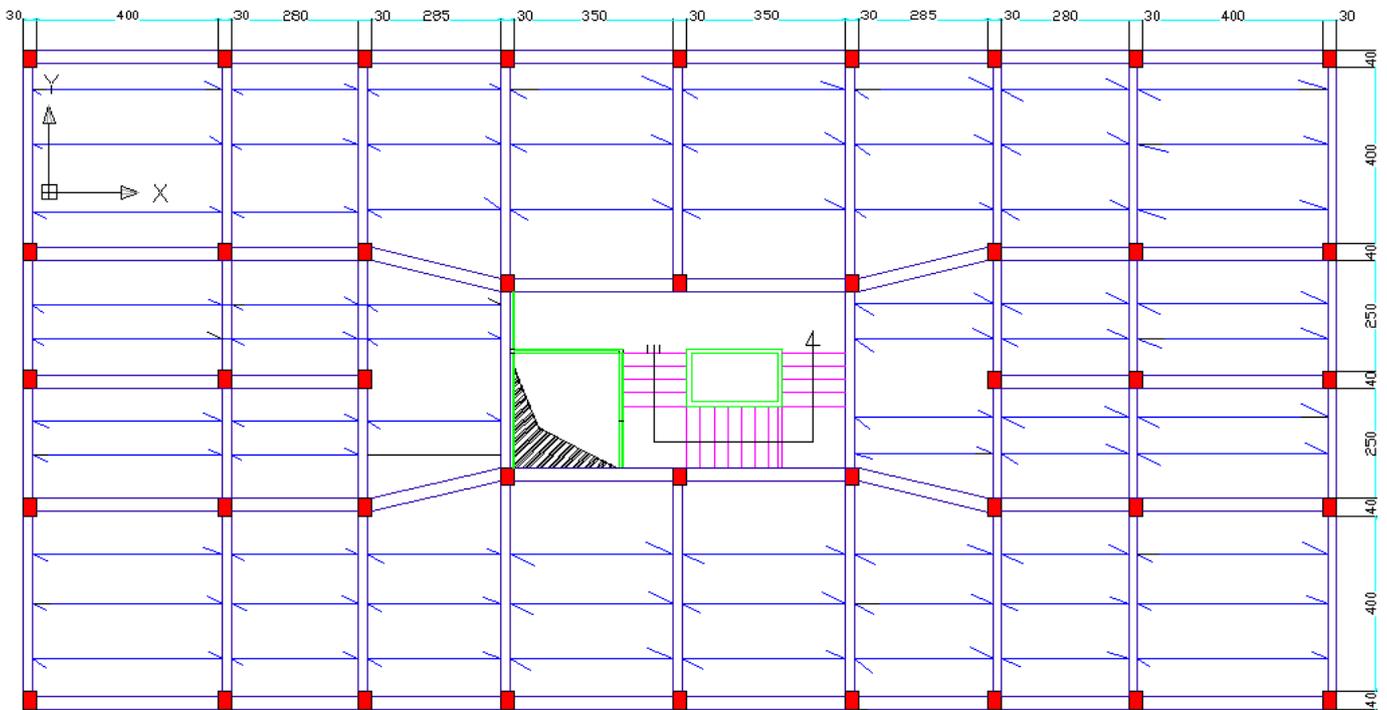


Fig.III.2. disposition des poutrelles sur les différents planchers

Les différents types de poutrelles sont classés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.III. 11. différents types de poutrelles

Types de poutrelles	niveau	Schémas statiques
Type 1	2, 3, 4 <sup>ème</sup> entresol et R.D.C, 1, ..., 5 <sup>ème</sup> étage	
Type 2	2, 3, 4 <sup>ème</sup> entresol et R.D.C, 1, ..., 5 <sup>ème</sup> étage	

### III.2.2. Charges et surcharges revenant aux poutrelles

À l'ELU :  $q_u = b \times (1.35G + 1.5Q)$

À l'ELS :  $q_s = b \times (G + Q)$

Tableau.III. 2.charges sur les poutrelles.

Type de plancher	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	b (m)	q <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.02	1	0.65	6.26	4.56
R.D.C et 1, ..., 4 <sup>ème</sup> étage	5.6	1.5	0.65	6.38	4.61
2, 3, et 4 <sup>ème</sup> entresol	5.6	5	0.65	9.79	6.89

- q<sub>s</sub> : C'est la charge reprise par une poutrelle à l'état limite de service.

- $q_u$  : C'est la charge reprise par une poutrelle à l'état limite ultime.
- $b$  : distance entre axes de deux poutrelles successives.

#### 4. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

Les conditions 1,3 et 4 proposés par le BAEL91 pour appliquer la méthode simplifiée dite méthode forfaitaire sont vérifiées pour les deux types de poutrelles. Concernant la deuxième condition on a constaté après vérification qu'elle est valable juste pour les types 2.

Conclusion :

- Le type de poutrelle 2 sera calculé par la méthode forfaitaire pour les planchers R.D.C et 1, 2, 3, et 4<sup>ème</sup> étage.
- Le type de poutrelle 2 pour la terrasse inaccessible sera calculé par la méthode de Caquot minorée.
- le type de poutrelle 1 sera calculé par la méthode de Caquot minorée.

### III. 2.2.1. Exemple de calcul (poutrelle type 2)

#### 2.1. Plancher R.D.C, et 1, 2, 3, 4<sup>ème</sup> étage.

##### 2.1.1. Calcul à L'ELU

- Les moments isostatiques :  $M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{q_u l_{AB}^2}{8} = \frac{6.38 \times 3.15^2}{8} = 7.91 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{q_u l_{BC}^2}{8} = \frac{6.38 \times 3.10^2}{8} = 7.66 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = \frac{q_u l_{CD}^2}{8} = \frac{6.38 \times 4.3^2}{8} = 14.74 \text{ KN.m}$$

##### 2.1.2. Calcul à L'ELS

- Les moments isostatiques :  $M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8}$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{q_s \times l_{AB}^2}{8} = \frac{4.61 \times 3.15^2}{8} = 5.72 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{q_s \times l_{BC}^2}{8} = \frac{4.61 \times 3.1^2}{8} = 5.54 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = \frac{q_s \times l_{CD}^2}{8} = \frac{4.61 \times 4.3^2}{8} = 10.65 \text{ KN.m}$$

- Moments aux appuis

A l'ELU

$M_A = M_D = 0$  mais le BAEL exige de mettre au niveau de ces appuis un minimum d'acier (aciers de fissuration) qui équilibre un moment  $M_{rive} = -0.15M_0$ . tel que ( $M_0 = \text{Max des moments des travées de rive}$ ).

$$M_{rive} = -0.15 \times 14.74 = -2.21 \text{ KNm}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times \max(7.66, 14.76) = -7.37 \text{ KNm}$$

➤ Moments sur les appuis

A l'ELS

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times \max(5.72, 5.54) = -2.86 \text{ KNm}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times \max(5.54, 10.65) = -5.32 \text{ KNm}$$

➤ Calcul des moments isostatique et moment en travée

Données relatives au chargement

$$G \text{ (KN/m}^2\text{)} = 5.6$$

$$Q \text{ (KN/m}^2\text{)} = 1.5$$

$$b \text{ (m)} = 0.65$$

$$q_u \text{ (KN/m)} = 6.38$$

$$q_s \text{ (KN/m)} = 4.61$$

$$\alpha = 0.21$$

## 1. Les moments en travées

Tableau. III .3. Moments en travées

	L (m)	M <sub>0u</sub> (KN.m)	M <sub>0s</sub> (KN.m)	M <sub>tu</sub> (KN.m)	M <sub>ts</sub> (KN.m)
Travée AB	3.15	7.91	5.72	6.43	4.66
Travée BC	3.1	7.66	5.54	4.07	2.95
Travée CD	4.3	14.74	10.67	11.98	8.68

## 2. Les moments au niveau des appuis

Tableau. III .4 . moments au niveau des appuis

	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)
Appui A	0	0
Appui B	-3.95	-2.86
Appui C	-7.37	-5.33
Appui D	0	0

## 3. Efforts tranchants au niveau des appuis

Tableau. III .5. Efforts tranchants au niveau des appuis.

### III. 2.2. Plancher terrasse inaccessible

Données relatives au chargement

$$G \text{ (KN/m}^2\text{)} = 6.02$$

$$Q \text{ (KN/m}^2\text{)} = 1$$

$$b \text{ (m)} = 0.65$$

$$G' = \frac{2}{3}G = \frac{2}{3} \times 6.02 = 4.01 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u \text{ (KN/m)} = 4.5$$

$$q_s \text{ (KN/m)} = 3.26$$

	Vu(i) (KN)	Vu(i+1) (KN)
Travée AB	10.04	-11.05
Travée BC	10.87	-10.87
Travée CD	15.08	-13.71

## 1. Les moments au niveau des appuis

Tableau. III .6. Moments au niveau des appuis.

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)
Appui A	0	0
Appui B	-4.37	-3.17
Appui C	-7.39	-5.36

Appui D	0	0
---------	---	---

## 2. Moments en travées

Tableau. III .7. Moments au niveau des appuis.

	L (m)	x (m)	M <sub>tu</sub> (KN.m)	M <sub>ts</sub> (KN.m)
Travée AB	3.15	1.35	5.73	4.19
Travée BC	3.1	1.39	1.71	1.27
Travée CD	4.3	2.42	11	8.04

## 3. Efforts tranchants au niveau des appuis :

### ➤ Travée A-B

$$V_A = V_0 - \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$\text{Tel que: } V_0 = \frac{q \times l}{2}$$

$$V_A = 9.86 - \frac{4.37}{3.15} = 8.47 \text{ KN}$$

$$V_B = -V_0 - \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$V_B = -9.86 - \frac{4.37}{3.15} = -11.24 \text{ KN}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous:

Tableau. III .8. Efforts tranchants au niveau des appuis

	V <sub>ui</sub> (KN)	V <sub>ui+1</sub> (KN)
Travée AB	8.47	-11.24
Travée BC	8.72	-10.67
Travée CD	15.17	-11.73

## III. 2.3. Plancher 2<sup>er</sup>, 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> entresol

Données relatives au chargement

$$G \text{ (KN/m}^2\text{)} = 5.6$$

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

$$b \text{ (m)} = 0.65$$

$$q_u \text{ (KN/m)} = 9.79$$

$$q_s \text{ (KN/m)} = 6.89$$

$$\alpha = 0.47$$

## 1. Les moments en travées

Tableau. III.9. Moments en travées

	L (m)	M <sub>0u</sub> (KN.m)	M <sub>0s</sub> (KN.m)	M <sub>tu</sub> (KN.m)	M <sub>ts</sub> (KN.m)
Travée AB	3.15	12.14	8.55	10.82	7.61
Travée BC	3.1	11.76	8.28	6.71	4.72
Travée CD	4.3	22.63	15.93	20.16	14.19

## 2. Moments au niveau des appuis

Tableau. III.10. Moments au niveau des appuis

	M <sub>Au</sub> (KN.m)	M <sub>As</sub> (KN.m)
Appui A	0	0
Appui B	-6.07	-4.27
Appui C	-11.31	-7.96
Appui D	0	0

## 3. Efforts tranchants au niveau des appuis

Tableau. III.11. Efforts tranchants au niveau des appuis

	V <sub>ui</sub> (KN)	V <sub>ui+1</sub> (KN)
Travée AB	15.42	-16.96
Travée BC	16.69	-16.64
Travée CD	23.15	21.05

### III. 3. Exemple de calcul (poutrelle type1)

#### III. 3.1. Plancher R.D.C, et 1, 2, 3, 4<sup>ème</sup> étage

##### 1. Calcul des moments aux appuis

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

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.6 = 3.73 \text{ KN/m}^2$$

##### 2. Calcul du chargement sur les poutrelles

$$\begin{aligned} \text{A l'ELU: } q_u &= b \times (1.35G' + 1.5Q) \\ &= 0.65 \times (1.35 \times 3.73 + 1.5 \times 1.5) \\ &= 4.74 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{A l'ELS: } q_s &= b \times (G' + Q) \\ &= 0.65 \times (3.73 + 1.5) \\ &= 3.4 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} l'_g = l_g = 4.3 \text{ m} \\ l'_d = 0.8l_d = 2.48 \text{ m} \end{array} \right.$$

##### 3. Calcul des moments à l'ELU

$$\begin{aligned} M_A^u &= -0.15 \times M_0^u \\ &= -0.15 \times 14.72 = -2.21 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_B^u &= -\frac{q_g^u l_g^3 + q_d^u l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \\ &= -\frac{(4.74 \times 4.3^3) + (4.73 \times 2.48^3)}{8.5 \times (4.3 + 2.48)} \\ &= -7.79 \text{ KNm} \end{aligned}$$

##### 4. Calcul des moments à l'ELS

$$\begin{aligned} M_A^s &= -0.15 \times M_0^s \\ &= -0.15 \times 10.65 = -1.6 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_B^s &= -\frac{q_g^s l_g^3 + q_d^s l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \\ &= -\frac{(3.4 \times 4.3^3) + (3.4 \times 2.48^3)}{8.5 \times (4.3 + 2.48)} \\ &= -5.59 \text{ KNm} \end{aligned}$$

##### 5. Calcul des moments en travées

###### Travée A-B

###### a. Calcul du chargement sur les poutrelles

On prend :  $G=5.6 \text{ KN/m}^2$

$$\begin{aligned} \text{A l'ELU : } q_u &= b \times (1.35G + 1.5Q) \\ &= 0.65 \times (1.35 \times 5.6 + 1.5 \times 1.5) \\ &= 6.38 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{A l'ELS : } q_s &= b \times (G + Q) \\ &= 0.65 \times (5.6 + 1.5) \\ &= 4.61 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

b. Calcul des moments à l'ELU

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

$$M_0(x) = \frac{q_u x}{2} (l - x)$$

$$M^t(x) = \frac{q_u x}{2} (l - x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$M_{AB}^u(x) = \frac{q_u x}{2} (l - x) + M_A^u \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_B^u \times \frac{x}{l}$$

Puisque  $M_A^u = 0$  on aura donc :

$$M_{AB}^u(x) = \frac{q_u x}{2} (l - x) + M_B^u \times \frac{x}{l}$$

$$\frac{d}{dx} M_{AB}^u(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_B^u}{q_u l}$$

A.N.

$$x = \frac{4.3}{2} - \frac{7.78}{6.37 \times 4.3} = 1.87 \text{ KN/m}$$

$$\begin{aligned} M_{AB}^u(1.87) &= \frac{6.38 \times 1.87}{2} (4.3 - 1.87) - 7.79 \times \frac{1.87}{4.3} \\ &= 11.1 \text{ KNm} \end{aligned}$$

c. Calcul des moments à l'ELS

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

$$M_0(x) = \frac{q_s x}{2} (l - x)$$

$$M^t(x) = \frac{q_s x}{2} (l - x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$M_{AB}^s(x) = \frac{q_s x}{2} (l - x) + M_A^s \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_B^s \times \frac{x}{l}$$

Puisque  $M_A^s = 0$  on aura donc :

$$M_{AB}^s(x) = \frac{q_s x}{2} (l - x) + M_B^s \times \frac{x}{l}$$

$$\frac{d}{dx} M_{AB}^s(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_B^s}{q_s l}$$

A.N.

$$x = \frac{4.3}{2} - \frac{5.59}{4.61 \times 4.3} = 1.87 \text{ KN/m}$$

$$\begin{aligned} M_{AB}^s(1.87) &= \frac{5.59 \times 1.87}{2} (4.3 - 1.87) - 5.59 \times \frac{1.87}{4.3} \\ &= 8.05 \text{ KNm} \end{aligned}$$

d. Les efforts tranchants au niveau des appuis

➤ Travée A-B

$$V_A = V_0 - \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$\text{Tel que } V_0 = \frac{q \times l}{2}$$

$$V_A = 13.72 - \frac{7.79}{4.3} = 11.9 \text{ KN}$$

$$V_B = -V_0 - \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$V_B = -13.72 - \frac{7.79}{4.3} = -15.53 \text{ KN}$$

Les résultats des différentes travées sont représentés dans les tableaux suivants :

### 1. Les moments au niveau des appuis

Tableau. III.12. Moments au niveau des appuis

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)
Appui A	0	0
Appui B	-7.79	-5.59
Appui C	-3.48	-2.50
Appui D	-4.42	-3.17
Appui E	-5.15	-3.7
Appui F	-4.42	-3.17
Appui G	-3.48	-2.50
Appui H	-7.79	-5.59
Appui I	0	0

### 2. Les moments en travées

Tableau. III.13. moments en travées

	L (m)	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	4.3	1.87	11.1	8.05
Travée BC	3.1	1.77	2.17	1.60
Travée CD	3.15	1.53	3.96	2.89
Travée DE	3.8	1.87	6.73	4.9
Travée EF	3.8	1.93	6.73	4.9
Travée FG	3.15	1.62	3.96	2.89
Travée GH	3.1	1.33	2.17	1.60
Travée HI	4.3	2.43	11.1	8.05

### 3. Les efforts tranchants au niveau des appuis

Tableau. III.14. Efforts tranchants au niveau des appuis

	V <sub>ui</sub> (KN)	V <sub>ui+1</sub> (KN)
Travée AB	11.9	-15.52
Travée BC	11.27	-8.49
Travée CD	9.75	-10.34
Travée DE	11.92	-12.31
Travée EF	12.31	-11.92
Travée FG	10.34	-9.75
Travée GH	8.49	-11.27
Travée HI	15.52	-11.9

### III.3.2. Plancher terrasse inaccessible

#### Données relatives au chargement

G (KN/m<sup>2</sup>) = 6.02

Q (KN/m<sup>2</sup>) = 1

b (m) = 0.65

$$G' = \frac{2}{3}G = 4.01 \text{ KN/m}^2$$

qu (KN/m) = 4.5

qs (KN/m) = 3.26

### 1. Les moments au niveau des appuis

Tableau. III .15. Moments au niveau des appuis

	M <sub>u</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> (KN.m)
Appui A	0	0
Appui B	-7.41	-5.37
Appui C	-3.31	-2.4
Appui D	-4.15	-3.01
Appui E	-4.89	-3.54

Appui F	-4.15	-3.01
Appui G	-3.31	-2.4
Appui H	-7.41	-5.37
Appui I	0	0

## 2. Les moments en travées

Tableau. III.16. Moments au niveau des travées

	L (m)	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	4.3	1.87	11	8.03
Travée BC	3.15	1.78	2.54	1.87
Travée CD	3.1	1.51	3.79	2.78
Travée DE	3.8	1.87	6.78	4.96
Travée EF	3.8	1.93	6.78	4.96
Travée FG	3.1	1.59	3.79	2.78
Travée GH	3.15	1.37	2.54	1.87
Travée HI	4.3	2.42	11	8.03

## 3. Les efforts tranchants au niveau des appuis

Tableau. III.17. Efforts tranchants au niveau des appuis

	V <sub>ui</sub> (KN)	V <sub>ui+1</sub> (KN)
Travée AB	11.73	-15.18
Travée BC	11.16	-8.55
Travée CD	9.43	-9.97
Travée DE	11.7	-12.08
Travée EF	12.08	-11.7
Travée FG	9.97	-9.43
Travée GH	8.55	-11.16
Travée HI	15.18	-11.73

### III. 3.3. Plancher 1, 2, et 3<sup>ème</sup> entresol

#### Données relatives au chargement

$$G \text{ (KN/m}^2\text{)} = 5.6$$

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

$$b \text{ (m)} = 0.65$$

$$G' = \frac{2}{3}G = 3.73 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u \text{ (KN/m)} = 8.15$$

$$q_s \text{ (KN/m)} = 5.68$$

#### 1. Les moments au niveau des appuis

Tableau. III.18. Moments au niveau des appuis

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)
Appui A	0	0
Appui B	-13.40	-9.33
Appui C	-5.99	-4.17
Appui D	-7.61	-5.3
Appui E	-8.86	-6.17
Appui F	-7.61	-5.3
Appui G	-5.99	-4.17
Appui H	-13.40	-9.33
Appui I	0	0

#### 2. Les moments en travées

Tableau. III.19. Moments en travées

	L (m)	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	4.3	1.83	16.42	11.6
Travée BC	3.1	1.79	2.35	1.72
Travée CD	3.15	1.52	5.35	3.82
Travée DE	3.8	1.87	9.44	6.71
Travée EF	3.8	1.93	9.44	6.71
Travée FG	3.15	1.63	5.35	3.82
Travée GH	3.1	1.31	2.35	1.72
Travée HI	4.3	2.47	16.42	11.6

### 3. Les efforts tranchants au niveau des travées

Tableau. III.20. Efforts tranchants en travées.

	V <sub>ui</sub> (KN)	V <sub>ui+1</sub> (KN)
Travée AB	17.93	-24.16
Travée BC	17.56	-12.78
Travée CD	14.91	-15.93
Travée DE	18.27	-18.93
Travée EF	18.93	-18.27
Travée FG	15.93	-14.91
Travée GH	12.78	-17.56
Travée HI	24.16	-17.93

### III.3.4. Sollicitation maximales

Tableau. III.21. Les sollicitations maximales dans les poutrelles.

Poutrelles	ELU	ELS
Plancher Terrasse inaccessible	$M_t^{\max} = 11 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = -7.41 \text{ KN.m}$ $V_u^{\max} = 15.18 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 14.46 = -2.17 \text{ KN.m}$	$M_t^{\max} = 8.04 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = -5.37 \text{ KN.m}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 10.55 = -1.58 \text{ KN.m}$
Plancher R.D.C et 1, 2, 3, et 4 <sup>ème</sup> étage	$M_t^{\max} = 11.98 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = -7.79 \text{ KN.m}$ $V_u^{\max} = 15.52 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 14.73 = -2.21 \text{ KN.m}$	$M_t^{\max} = 8.68 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = -5.59 \text{ KN.m}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 10.65 = -1.6 \text{ KN.m}$
Plancher 1, 2, et 3 <sup>ème</sup> entresol	$M_t^{\max} = 20.16 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = -13.40 \text{ KN.m}$ $V_u^{\max} = 24.16 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 22.62 = -3.39 \text{ KN.m}$	$M_t^{\max} = 14.19 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = -9.33 \text{ KN.m}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 15.92 = -2.39 \text{ KN.m}$

### III.4. Ferrailage des poutrelles

#### III.4. 1. Poutrelles du plancher du RDC et 1, 2, 3, et 4<sup>ème</sup> étage

##### 1. Sollicitations maximales

- le moment maximal en travée est :  $M_t^{\max} = 11.98 \text{ KN.m}$ .
- le moment maximal aux appuis intermédiaires est :  $M_a^{\max} = -7.79 \text{ KN.m}$ .
- l'effort tranchant maximal est :  $V_u^{\max} = 15.52 \text{ KN}$ .
- le moment maximal aux appuis de rive est :  $M_a^{\text{rive}} = -2.21 \text{ KN.m}$

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

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

$$d = h - e = 24 - 2 = 22 \text{ cm (Fissuration Peu Nuisible)}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

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

$$l_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$l_y = (310 - 30) = 280 \text{ cm}$$

$$b - b_0 \leq 2 \times 27.5$$

$$b = 10 + 55 = 65 \text{ cm}$$

- Calcul du moment équilibré par la table de compression  $M_{TU}$

$$M_{Tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.22 - \frac{0.04}{2}\right) \times 10^3 = 73.84 \text{ KN.m}$$

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

$$M_t^{\max} = 11.98 \text{ KN.m}$$

$M_{Tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$  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  $b \times h$ .

- Calcul des armatures

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{\max}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{11.98 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.22^2} = 0.027 < 0.186$$

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

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right)$$

$$\alpha = 0.034$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.22 \text{ m}$$

$$\text{On a : } \mu_1 = 0.8\alpha(1 - 0.4\alpha) = 0.8 \times 0.034 \times (1 - 0.4 \times 0.034) = 0.027$$

$$\mu_{bu} = 0.044 < \mu_1 = 0.03916 \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A :

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{11.98 \times 10^{-3}}{348 \times 0.22} = 1.56 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t = 1.56 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.73 \text{ cm}^2 > A_t = 1.56 \text{ cm}^2$$

On doit ferrailer avec  $A_{\min}$ .

$$\text{Soit } A_t = 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

➤ Ferrailage aux appuis

➤ Appuis de rive

$$M_a^{\text{rive}} = -2.21 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2.21 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.032$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032}) = 0.041$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.041) = 0.22$$

$$A_{\text{rive}} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{2.21 \times 10^{-3}}{0.22 \times 348} = 0.29 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{\text{rive}} = 0.29 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_t = 0.29 \text{ cm}^2 \text{ Vérifiée.}$$

On choisit :  $A = 1T8 = 0.5024 \text{ cm}^2$ .

## ➤ Appuis intermédiaires

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire  $b_0 \times h$ .

$$M_a^{\max} = -13.4 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7.79 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.113$$

$$\mu_{bu} = 0.113 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = 0.113 < \mu_1 = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

Avec :

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.113}) = 0.15$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.15) = 0.206 \text{ m}$$

$$A_{inter} = \frac{M_a^{\max}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{7.79 \times 10^{-3}}{0.206 \times 348} = 1.09 \text{ cm}^2$$

On opte:  $A_{inter} = 1T8 + 1T10 = 1.29 \text{ cm}^2$ . (1T10 chapeau sur l'appui)

## 2. Conclusion

Pour le ferrailage on a adopté :

- En travée :  $A_t = 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$
- Aux appuis intermédiaires :  $A_a^{inter} = 1T8 + 1T10 = 1.29 \text{ cm}^2$ .
- Aux appuis de rive :  $A_a^{rive} = 1T8 = 0.5 \text{ cm}^2$ .

## 7. Ferrailage transversale

### 3. 6. Vérification de la contrainte de cisaillement

La fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \tau_{adm} = \min(0.1333 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$ .

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{15.52 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22} = 0.7 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.7 \leq \tau_{adm} = 3.25 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

### 3. 7. Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{l \min} ; h/35 ; b_0/10) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Phi_t \leq \min (8 ; 24/35 ; 10/10) = 0.68 \text{ cm}$$

Soit :  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ .

On choisit un étrier  $\Phi_t \Rightarrow A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$ .

### 3. 8. L'espacement

$$S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 19.8\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3f_{ij} K)} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuire} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right. \quad \text{(CBA.Art A.5.1.2.3)}$$

$\alpha = 90^\circ$  (Flexion simple, cadres droites.)

$$f_{ij} = \min (f_{ij} ; 3.3\text{Mpa})$$

$$S_t \leq \frac{0.57 \times 0.8 \times 400}{10(0.7 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 26.06\text{cm}.$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 57\text{cm}$$

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

### 3. 9. Vérification à l'effort tranchant

#### 3.4. 1. Vérification de la bielle

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0.267.a.b_0.f_c28$ .

Avec :  $a \leq 0.9.d = 0.198 \text{ m}$  ;

$a =$  longueur de l'appui -4cm

$$a \leq 30 - 4 = 26\text{cm}$$

$$a \leq \min (19.8\text{cm}, 26\text{cm})$$

$$a \leq 19.8\text{cm}$$

$$a = 18\text{cm}$$

$$V_u = 15.52\text{KN} \leq 0.267 \times 0.18 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 120.15\text{KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

### 3.4. 2.Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant $v_u$

#### 3.4.2. 1.Appui intermédiaire

$$A_1 \geq (V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (15.52 - \frac{7.79}{0.9 \times 0.22}) \times 10^{-3} \times \frac{1.15}{400} \times 10^4 = -1.58 \text{ cm}^2.$$

$$A_1 = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} \Rightarrow A_1 = 2.36 + 1.29 = 3.65 \text{ cm}^2 > -1.58 \text{ cm}^2 \Rightarrow C' \text{ est vérifié.}$$

#### 3.4.2. 2.Appui de rive

$$A_1 \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{15.52 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 0.5 + 2.36 = 2.86 \text{ cm}^2 \geq 0.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow C' \text{ est vérifié.}$$

### 3.4. 3.Vérification de la jonction table-nervure

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \tau_{\text{adm}} \quad \text{Avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.275 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{15.52 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 0.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \tau_{\text{adm}} = \min(0.1333 \cdot f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 3.4. 4.Vérification de l'adhérence

La condition à vérifier est :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{su}} \quad \text{Tel que :}$$

$\overline{\tau_{su}}$  : Contrainte limite d'adhérence.

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

$$V_u = \text{Max } V_i = 15.52 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = \pi \times (4 \times \phi 10 + 2 \times \phi 8) = 175.84 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{15.52 \times 10^3}{0.9 \times 0.22 \times 175.84 \times 10^{-3}} = 0.44 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \quad \text{tel que } \psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### 3. 10.Vérification des poutrelles à l'ELS

Les vérifications à faire sont :

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

### 3.5. 1. Etat limite d'ouverture de fissures

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

### 3.5. 2. Etat limite de compression du béton

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

#### 3.5.2. 1. En travée

$$M_t^{max} = 8.68 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) \Rightarrow H = -1.17 \times 10^{-4}$$

$H < 0$  (alors l'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  calcul d'une section en T)

Position de l'axe neutre  $y$  :

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

$$10 \times \frac{y^2}{2} + [15 \times 2.36 + (65 - 10) \times 4] \times y - (15 \times 2.36 \times 22) - \frac{65 - 10}{2} \times 4^2 = 0$$

$$5y^2 + 255.4 y - 1218.8 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) :

$$y = 4.39 \text{ cm}$$

#### 1. Calcul de l'inertie I

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

$$I = \frac{10 \times 84.6}{3} - (65 - 10) \times \frac{(4.39 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.36 (22 - 4.39)^2 = 11258.89 \text{ cm}^4$$

$$I = 11258.89 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{8.68 \times 10^{-3}}{11258.89 \times 10^{-8}} \times 0.044 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.39 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  C'est vérifié (BAEL E.III.2)

### 3.5.2. 2. En appuis intermédiaires

$$M_{ser} = -5.59 \text{KN.m}$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.29 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) \Rightarrow H = 1.72 \times 10^{-4}$$

$H > 0 \Rightarrow$  axe neutre dans la table, le calcul se fait pour une section  $b_0 \times h$

$$10 \times \frac{y^2}{2} + [15 \times 1.29 + (65 - 10) \times 4] \times y - 15 \times 1.29 \times 22 - \frac{65 - 10}{2} \times 4^2 = 0$$

$$5y^2 + 239.35y - 865.7 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

$$y = 3.38 \text{ cm}$$

Après résolution de l'équation (2) :

$$y = 3.38 \text{ cm}$$

Calcul de l'inertie I

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

$$I = \frac{10 \times 38.61}{3} - (65 - 10) \times \frac{(3.38 - 4)^3}{3} + 15 \times 1.29 (22 - 3.38)^2 = 6841.8 \text{ cm}^4$$

$$I = 6841.8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5.59 \times 10^{-3}}{6841.8 \times 10^{-8}} \times 0.0338 = 2.76 \text{MPa (CBA Art A.5.3.3)}$$

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

### 3.5. 3. Etat limite de déformation

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

#### 3.5.3. 1. Evaluation de la flèche

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

$$\frac{h}{l} \geq \max \left( \frac{1}{16}, \frac{m_t^s}{10M_0} \right)$$

$$A_t \leq \frac{4.2b_0 \times d}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Article L.VI, 2).}$$

$$l \leq 8m$$

On a :

$$0.0558 \leq \max(0.0625, 0.081) \text{ non vérifié donc on doit faire une vérification de la flèche.}$$

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

La flèche admissible pour une poutre de longueur  $l \leq 5m$  est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{1}{500}\right) = \frac{430}{500} = 0.86 \text{ cm}$$

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons).

$f_{ij}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

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

## 1. Evaluation des moments en travée

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.36 = 2.18 \text{ KN/m.}$$

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

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.60 = 3.64 \text{ KN/m.}$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.60 + 1.5) = 4.61 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{2.18 \times 4.3^2}{8} = 3.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.64 \times 4.3^2}{8} = 6.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.61 \times 4.3^2}{8} = 7.99 \text{ KN.m}$$

## 2. Propriété de la section

➤ Calcul de moment d'inertie de la section homogène

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{24^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times (2.36 \times 22)}{10 \times 24 + (65 - 10) 4 + 15 \times 2.36}$$

$$y_G = 8.27 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{65}{3} \times 8.27^3 + 10 \times \frac{(24 - 8.27)^3}{3} - (65 - 10) \times \frac{(4 - 24 + 8.27)^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (22 - 8.27)^2$$

$I_0 = 61491.31 \text{ cm}^4$  ( $I_0$  c'est le moment d'inertie de la section totale)

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{2.36}{10 \times 22} \Rightarrow \rho = 0.0107$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{10}{65}) 0.0107} = 3.99 \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.4 \times 3.99 = 1.6 \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

### 3. Contraintes

$$y = 4.39 \text{ cm} \quad ; \quad I_0 = 61491.31 \text{ cm}^4 ; I = 11258.89 \text{ cm}^4 \quad ; \quad A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{3.78 \times (0.22 - 0.0439) \times 10^{-3}}{11258.89 \times 10^{-8}} = 88.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{6.31 \times (0.22 - 0.0439) \times 10^{-3}}{11258.89 \times 10^{-8}} = 148.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{7.99 \times (0.22 - 0.0439) \times 10^{-3}}{11258.89 \times 10^{-8}} = 187.46 \text{ MPa}$$

### 4. Inerties fictives (If)

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

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

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0107 \times 88.68 + 2.1} = 0.38$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0107 \times 148.04 + 2.1} = 0.56$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0107 \times 187.46 + 2.1} = 0.64$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 61491.31}{1 + 3.39 \times 0.38} = 29560.54 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 61491.31}{1 + 3.39 \times 0.56} = 23337.16 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 61491.31}{1 + 3.39 \times 0.64} = 21340.37 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 61491.31}{1 + 1.6 \times 0.56} = 35675.34 \text{ cm}^4$$

### 5. Calcul des flèches

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

$$f_{ji} = \frac{3.78 \times 10^{-3} \times 4.3^2}{10 \times 32164.2 \times 29560.54 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.00073 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{6.31 \times 10^{-3} \times 4.3^2}{10 \times 32164.2 \times 23337.16 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.0016 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{7.99 \times 10^{-3} \times 4.3^2}{10 \times 32164.2 \times 21340.37 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.0022 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{6.31 \times 10^{-3} \times 4.3^2}{10 \times 10721.4 \times 35675.34 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 0.0031 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.0031 - 0.00073 + 0.0022 - 0.0016 \Rightarrow \Delta f_t = 0.003 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.3 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.86 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

### III.4. 2. Ferrailage des poutrelles de la terrasse inaccessible et des entresols 2, 3, et 4.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.22. Calcul des sections d'armatures des poutrelles.

		M KNm	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopte}(cm^2)$
Plancher terrasse	Travée	11	0.027	0.034	20.71	1.53	1.65	3HA10=2.37
	Appui	7.41	0.118	0.158	19.67	1.08	0.25	2T10=1.58

	intermédiaire							
	Appui de rive	2.17	0.035	0.044	20.63	0.3	0.25	1HA10=0.79
2, 3,4 <sup>eme</sup> ent resol	Travée	20.16	0.045	0.058	21.49	2.7	1.73	3HA12=3.39
	Appui intermédiaire	13.40	0.195	0.274	19.59	1.96	0.27	2T12=2.26
	Appui de rive	3.39	0.049	0.063	21.44	0.45	0.26	1T10=0.79

## I. Planchers terrasse inaccessible

### 1. Ferrailage transversale

#### 1. 11.Vérification de la contrainte de cisaillement

La fissuration nuisible  $\Rightarrow \tau_{adm} = \min(0.1f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa$ .

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{15.18 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.21} = 0.72MPa \Rightarrow \tau_u = 0.72 \leq \tau_{adm} = 2.5MPa.$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

#### 1. 12.Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min(\Phi_{l \min}; h/35; b_0/10) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Phi_t \leq \min(1; 24/35; 10/10) = 0.68 \text{ cm}$$

Soit :  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ .

On choisit un étrier  $\Phi_t \Rightarrow A_t = 2\Phi_6 = 0.57cm^2$

#### 1. 13.L'espacement

$$St \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow St \leq 19.8cm$$

On prend :  $St=15cm$ .

#### 1. 14.Vérification à l'effort tranchant

##### 1.4. 5.Vérification de la bielle

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

Avec :  $a \leq 0.9 \times d = 0.189 \text{ m}$

$a =$  longueur de l'appui -4cm

$$a \leq 30 - 4 = 26cm$$

$$a \leq \min(18.9cm, 26cm)$$

$$a \leq 18.9\text{cm}$$

$$a = 18\text{cm}$$

$$V_u = 15.18\text{KN} \leq 0.267 \times 0.18 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 120.15\text{KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

#### 1.4. 6. Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant $v_u$

##### 1.4.2. 3. Appui intermédiaire

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (15.18 - \frac{7.41}{0.9 \times 0.21}) \times 10^{-3} \times \frac{1.15}{400} \times 10^4 = -0.69 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} \Rightarrow A_l = 2.37 + 1.58 = 3.95\text{cm}^2 > -0.69\text{cm}^2 \Rightarrow C' \text{ est vérifié.}$$

##### 1.4.2. 4. Appui de rive

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{15.18 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.44\text{cm}^2$$

$$A_l = 0.79 + 2.37 = 3.16 \text{ cm}^2 \geq 0.44\text{cm}^2 \Rightarrow C' \text{ est vérifié}$$

#### 1.4. 7. Vérification de la jonction table-nervure

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \tau_{\text{adm}} \quad \text{Avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.275\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{15.18 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.21 \times 0.65 \times 0.04} = 0.85\text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \tau_{\text{adm}} = \min(0.1 \cdot f_{c28}; 4\text{Mpa}) = 2.5\text{Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### 1.4. 8. Vérification de l'adhérence

La condition à vérifier est :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{su}} \quad \text{Tel que :}$$

$\overline{\tau_{su}}$  : Contrainte limite d'adhérence.

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

$$V_u = \text{Max } V_i = 15.52 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = \pi \times (6 \times \phi 10) = 188.4\text{mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{15.18 \times 10^3}{0.9 \times 0.21 \times 188.4 \times 10^{-3}} = 0.42 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \quad \text{tel que} \quad \psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

## II. Le 2, 3, et 4<sup>ème</sup> Entresol

### 1. Ferrailage transversal

#### 1. 15. Vérification de la contrainte de cisaillement

La fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \tau_{adm} = \min(0.1333f_{c28}; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$ .

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{24.16 \times 10^3}{0.1 \times 0.22} = 1.1 \text{MPa} \Rightarrow \tau_u = 1.1 \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

#### 1. 16. Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min(\Phi_{l \min}; h/35; b_0/10) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Phi_t \leq \min(1; 24/35; 10/10) = 0.68 \text{ cm}$$

Soit :  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ .

On choisit un étrier  $\Phi_t \Rightarrow A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{cm}^2$ .

#### 1. 17. L'espace

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 19.8 \text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \quad \text{(CBA.Art A.5.1.2.3)}$$

$\alpha = 90^\circ$  (Flexion simple, cadres droites.)

$$f_{tj} = \min(f_{tj}; 3.3 \text{Mpa})$$

$$S_t \leq \frac{0.57 \times 0.8 \times 400}{10(1.1 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 38.80 \text{cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{cm} \dots \dots \dots (3)$$

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

## 1. 18. Vérification à l'effort tranchant

### 1.4. 9. Vérification de la bielle

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ .

Avec :  $a \leq 0.9 \cdot d = 0.198 \text{ m}$  ;

$a =$  longueur de l'appui = 4cm

$a \leq 30 - 4 = 26 \text{ cm}$

$a \leq \min(19.8 \text{ cm}, 26 \text{ cm})$

$a \leq 19.8 \text{ cm}$

$a = 18 \text{ cm}$

$V_u = 24.16 \text{ kN} \leq 0.267 \times 0.18 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 120.15 \text{ kN}$  ..... vérifiée.

### 1.4. 10. Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

$V_u$

#### 1.4.2. 5. Appui intermédiaire

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (24.16 - \frac{13.40}{0.9 \times 0.22}) \times 10^{-3} \times \frac{1.15}{400} \times 10^4 = -1.25 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} \Rightarrow A_l = 2.26 + 3.39 = 5.65 \text{ cm}^2 > -1.58 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

#### 3.4.2. 6. Appui de rive

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{24.16 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.69 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 0.79 + 3.39 = 4.18 \text{ cm}^2 \geq 0.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

### 3.4. 11. Vérification de la jonction table-nervure

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \tau_{\text{adm}} \quad \text{Avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.275 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{24.16 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 1.29 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \tau_{\text{adm}} = \min(0.1333 \cdot f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 1.4. 12. Vérification de l'adhérence

La condition à vérifier est :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su} \quad \text{Tel que :}$$

$\bar{\tau}_{su}$  : Contrainte limite d'adhérence.

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

$$V_u = \text{Max } V_i = 15.52 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = \pi \times (4 \times \phi 10 + 3 \times \phi 12) = 238.64 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{24,16 \times 10^3}{0.9 \times 0.22 \times 238.64 \times 10^{-3}} = 0.51 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \quad \text{tel que } \psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

## Vérifications des contraintes à E.L.S

### ➤ Etat limite de compression de béton

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

Plancher	En travée					En appui					Observa
	M <sub>t</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ (Mpa)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	M <sub>a</sub> (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ (Mpa)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	
Planche terrasse	8.04	4.27	11640	2.95	15	5.37	7.88	5710	7.41	15	Vérifier
2,3,4 <sup>eme</sup> entresol	14.19	4.38	12850	4.84	15	9.33	8.11	6350	11.92	15	Vérifier

### 1.5.3. 2. Evaluation de la flèche

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

$$\frac{h}{l} \geq \max \left( \frac{1}{16}, \frac{m_t^s}{10M_0} \right)$$

$$A_t \leq \frac{4.2 b_0 \times d}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Article L. VI, 2).}$$

$$l \leq 8 \text{ m}$$

Pour le plancher terrasse inaccessible

On a :

$0.0558 \leq \max(0.0625, 0.075)$  non vérifié donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

La flèche admissible pour une poutre de longueur  $l \leq 5m$  est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{430}{500} = 0.86 \text{ cm} = 8.6 \text{ mm}$$

Pour les entresols 2, 3, et 4

$0.0558 \leq \max(0.0625, 0.063)$  non vérifié donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

Tableau III.24. Vérification des états limites de déformation.

Planchers	2, 3, et 4 <sup>ème</sup> entresol	Terrasse inaccessible
$q_{jser}$ (KN/m)	2.18	2.18
$q_{gser}$ (KN/m)	3.64	3.91
$q_{pser}$ (KN/m)	6.89	4.56
$M_{jser}$ (KN.m)	3.78	3.78
$M_{gser}$ (KN.m)	6.31	6.78
$M_{pser}$ (KN.m)	11.94	7.90
$I_0$ (Cm <sup>4</sup> )	33297.5	29560.2
$\rho$	0.015	0.011
$\lambda_v$	1.11	1.51
$\lambda_i$	2.77	3.78
$\sigma_{sj}$ (Mpa)	54.94	81.46
$\sigma_{sg}$ (Mpa)	91.74	146.1
$\sigma_{sp}$ (Mpa)	173.66	170.39
$\mu_j$	0.330	0.364
$\mu_g$	0.526	0.577
$\mu_p$	0.713	0.625
$If_{ij}$ (Cm <sup>4</sup> )	19136	13689.1
$If_{ig}$ (Cm <sup>4</sup> )	14911.2	10218.1
$If_{ip}$ (Cm <sup>4</sup> )	12317.1	9674.28
$If_{vj}$ (Cm <sup>4</sup> )	26821	20976.4

$I_{vg}$ (Cm <sup>4</sup> )	23144.5	17361.5
$I_{vp}$ (Cm <sup>4</sup> )	20468.2	16722.7
$f_{ji}$ (mm)	1.125	1.57
$f_{gi}$ (mm)	2.41	3.78
$f_{pi}$ (mm)	5.52	4.65
$f_{gv}$ (mm)	4.66	6.67
$\Delta f$ (mm)	6.45	5.97
$f_{adm}$ (mm)	8.6	8.6
Observation	vérifiée	vérifiée

### III.3. Schémas de ferrailage des poutrelles

Les schémas de ferrailage des poutrelles des différents planchers sont représentés dans tableau ci-dessous :

Tableau. III .25. Ferrailage des poutrelles des planchers

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
RDC+1, 2, 3, et 4 <sup>ème</sup> étage.			
Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher Terrasse inaccessible			
Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
2, 3, et 4 <sup>ème</sup> entresol			

### III.3. 4. Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est ferrailée forfaitairement avec des aciers de fissuration (généralement un T.S), dans notre cas le ferrailage se fait comme suit :

#### 1. Ferrailage perpendiculaire ( $\perp$ ) aux poutrelles

$$\text{Si: } l_0 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{200}{f_e}$$

$$\text{Si: } 50 < l_0 < 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e}$$

avec  $l_0$ : l'entreaxes des poutrelles.

$$\text{On a : } l_0 = 65 \text{ cm} \Rightarrow 50 < 65 < 80 \text{ cm}$$

$$\text{donc: } A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235 \times 10^{-3}} = 1.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on choisit :  $5\Phi 6/\text{ml}=1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

#### 2. Ferrailage parallèle ( $//$ ) aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.1}{2} = 0.55 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit :  $4\Phi 6/\text{ml}=1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

#### ➤ Espacement des armatures

$$S_t \leq 20 \text{ cm} \quad \text{pour } A_{\perp}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm} \quad \text{pour } A_{//}$$

On opte pour un T.S  $\Phi 6$  avec :  $S_t (15 \times 15) \text{ cm}^2$ .

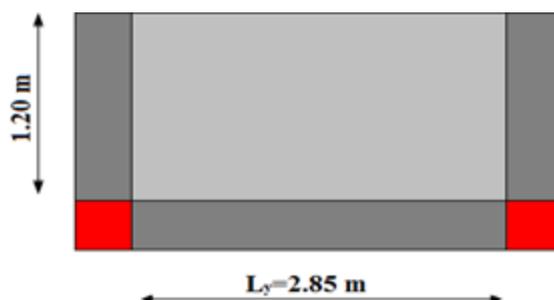
### III.4. Etude des dalles pleines

#### III.4.1. Dalles pleines sur trois appuis

##### 1. 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 a deux panneaux sur trois appuis, mais pour le calcul on considère uniquement celle aux dimensions  $2.85 \times 1.2 \text{ m}$ .



**Fig. III.3..** Dalle pleine sur trois

Pour le calcul des moments fléchissant on distingue deux cas :

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

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

$$L_x = 1.20 \text{ m}$$

$$L_y = 2.85 \text{ m}$$

2. Calcul de l'élanement de la dalle  $\rho$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{2.85} = 0.421 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

3. Combinaisons de charges

$$\text{On a: } G = 4.90 \text{ KN/m}^2; \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 4.90 + 1.5 \times 3.5 = 11.86 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 4.90 + 3.5 = 8.40 \text{ KN/m}^2$$

4. Ferrailage à l'E.L.U

$$l_x = 1.2 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = 1.425 \text{ m}$$

$$l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} = 10.67 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{P \times l_x^3}{6} = 3.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée

$$\{M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 9.07 \text{ KN.m}$$

$$\{M_{ty} = 0.85M_{0y} = 2.91KN.m$$

➤ En appuis

$$\{M_{ax} = -0.3M_{0x} = -3.2KN.m$$

$$\{M_{ay} = -0.3M_{0y} = -1.03KN.m$$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III. 26 .Calcul des sollicitations

Combinaisons	P (KN/m <sup>2</sup> )	Les moments en KN.m					
		M <sub>0</sub> <sup>x</sup>	M <sub>0</sub> <sup>y</sup>	M <sub>t</sub> <sup>x</sup>	M <sub>t</sub> <sup>y</sup>	M <sub>a</sub> <sup>x</sup>	M <sub>a</sub> <sup>y</sup>
ELU	11.86	10.67	3.42	9.07	2.91	-3.2	-1.03
ELS	8.40	7.56	2.42	6.43	2.06	-2.27	-0.73

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

### 5. Détermination de la hauteur utile d

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

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

On prend l'enrobage  $c' = 2$  cm.

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

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

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
En	y	2.91	0.021	0.026	0.0989	0.84	4T8=2.01

travée	x	9.07	0.064	0.083	0.0966	2.7	4T10=3.16
En appui	y	-1.03	0.0072	0.009	0.1	0.3	4T8=2.01
	x	-3.2	0.0226	0.028	0.0988	0.93	4T8=2.01

Tableau.III.27. Calcul des sections d'armatures.

➤ Vérification de la condition de non fragilité

Pour  $h > 12$  cm et  $\rho \geq 0.4$  ; avec :  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

Sens xx

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3}{2} \rho \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0.0008 \times \left( \frac{3}{2} \times 0.421 \right) \times 100 \times 12 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.24 \text{ cm}^2$$

Sens y-y

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 12 \Rightarrow A_y^{\min} = 0.96 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul de l'espacement des armatures

// à Ly :  $S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm})$ . Donc  $S_t \leq 45 \text{ cm}$  ; On opte :  $S_t = 25 \text{ cm}$

// à Lx :  $S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm})$ . Donc :  $S_t \leq 33 \text{ cm}$  ; On opte :  $S_t = 25 \text{ cm}$

## 1. Vérification à l'E.L.U

➤ L'effort tranchant

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_{\max} = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{\max} = \frac{11.86 \times 1.2}{2} \times \frac{2.85^4}{1.2^4 + 2.85^4} = 6.9 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{6.9 \times 10^{-3}}{1 \times 0.094} \Rightarrow \tau_{\max} = 0.073 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

.....Vérifier

Donc : pas d'armatures transversales.

## 2. Vérification à l'E.L.S

### 2. 1. Etat limite d'ouverture de fissures

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

### 2. 2. Vérification des contraintes de compression dans le béton

$$M_t^x = 6.43 \text{ KN.m}, M_t^y = 2.06 \text{ KN.m}, M_a^x = -2.27 \text{ KN.m}, M_a^y = -0.73$$

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

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

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

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

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

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

Tableau.III. 12. Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Sens	$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$y$ (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travées	x-x	6.43	3180.96	2.64	5.33	15	Vérifiée
	y-y	2.06	2189.07	2.17	2.04	15	
Appuis	x-x	-2.27	2189.07	2.17	2.25	15	
	y-y	-0.73	2189.07	2.17	0.72	15	

### 2. 3. Etat limite de déformation

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

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{20 \times M_0^x} ; \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

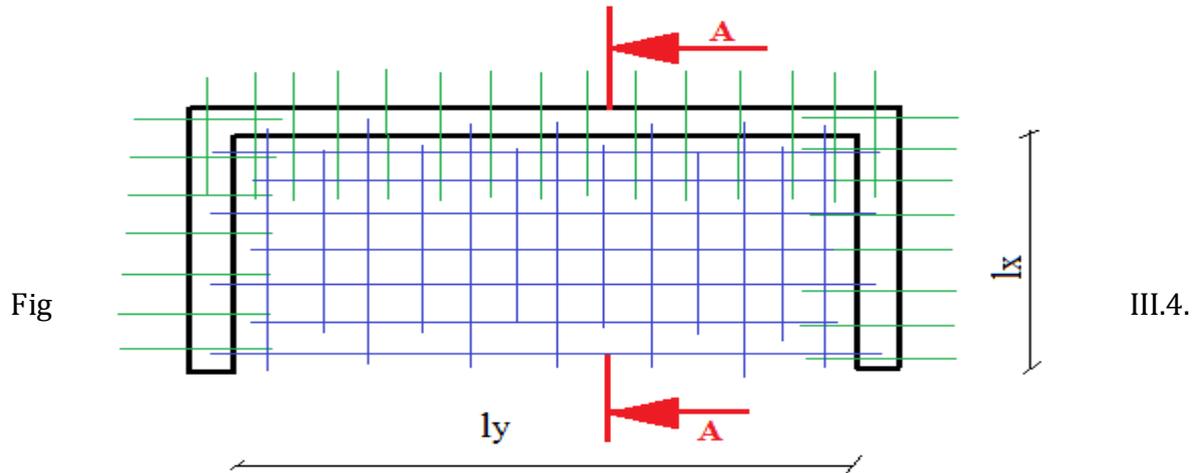
**BAEL91 (Art.L.IV, 10)**

$$\frac{h}{l_x} = \frac{12}{120} = 0.1 > \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} = \frac{6.43}{20 \times 7.56} = 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.16}{100 \times 9.4} = 0.0034 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées  $\Rightarrow$  l'évaluation de la flèche est inutile

Schéma de ferrailage



Ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis.

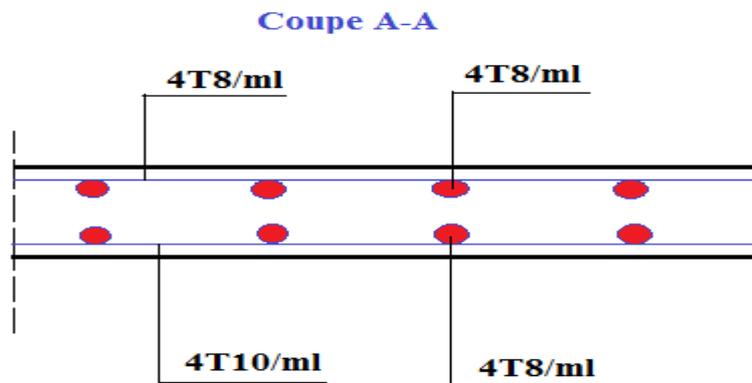


Fig III.5. Coupe A-A de la dalle pleine sur trois appuis

### III.4.2. Dalle sur 4 appuis

#### III.4.2.1. Dalle pleine sur quatre appuis (RDC)

##### 1. Evaluation des charges

$$G = 6.40 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 12.39 \text{ KN/m}^2 \quad L_x = 4.00 \text{ m}$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 8.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{400}{400} = 1 \Rightarrow \rho > 0.4$$

→ La dalle travail selon deux sens  $L_x$  et  $L_y$ .

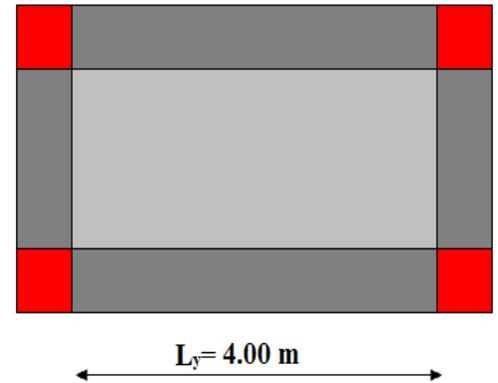


Fig. III. 6. Dalle sur quatre appuis

##### 2. Calcul à l'ELU : $\nu = 0$ et $\rho = 1$

##### Calcul des moments

De tableau on tire les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  qui correspondent à  $\nu = 0$  et  $\rho = 1$

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 7.29 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 7.29 \text{ KN.m} \end{cases} \quad (\text{BAEL91})$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur,  $h = 14\text{cm}$  (Epaisseur de la dalle)

##### ➤ Moment en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times (7.29) = 6.2 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times (7.29) = 6.2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

##### ➤ Moment en appuis de rive :

$$\begin{cases} M_x^a = -0.5 \times M_{ox} = -0.5 \times (7.29) = -3.64 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.5 \times M_{oy} = -0.5 \times (7.29) = -3.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

##### ➤ Moment en appuis intermédiaires :

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3 \times M_{ox} = -0.3 \times (7.29) = -2.19 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3 \times M_{oy} = -0.3 \times (7.29) = -2.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

##### Calcul de la section d'armatures

Le calcul fait à la flexion simple pour une section  $(b \times h) = (1 \times 0.2) \text{ m}^2$ .

Le diamètre des barres utilisées doit être :  $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{20}{10} = 2cm$

On prend l'enrobage  $c' = 2cm$ .

$$d_x = e - \left(\frac{\phi_x}{2} + c'\right) \Rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{2}{2} + 2\right) = 17cm$$

$$d_y = e - \left(\frac{3}{2}\phi_x + c'\right) \Rightarrow d_y = 20 - \left(\frac{3}{2} \times 2 + 2\right) = 15cm$$

➤ En travée

Sens xx

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{6.2 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.015MN.m \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.019$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.17m$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{6.2 \times 10^{-3}}{348 \times 0.17} \Rightarrow A = 1.05cm^2/m$$

Sens yy

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{6.2 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.019MN.m \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.024$$

$$Z = 0.15m$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{6.2 \times 10^{-3}}{348 \times 0.15} \Rightarrow A = 1.19cm^2/m$$

➤ En appuis

Appuis intermédiaire

Par déduction

$$6.2KN.m \rightarrow 1.05 cm^2$$

$$3.64 KN.m \rightarrow A_a^{int} = 0.17 cm^2/m$$

➤ Appuis de rive

$$6.2KN.m \rightarrow 1.05 cm^2$$

$$2.19 KN.m \rightarrow A_a^{rive} = 0.37 cm^2/m$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité

Pour  $h > 12$  cm et  $\rho \geq 0.4$  ; avec :  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

Sens xx

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0.0008 \times \left( \frac{3-1}{2} \right) \times 100 \times 20 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Sens y-y

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On a :

$$A_x^{\min} > A_{cal} \Rightarrow \text{on doit ferrailer avec: } A_x^{\min}$$

$$A_y^{\min} > A_{cal} \Rightarrow \text{on doit ferrailer avec: } A_y^{\min}$$

Les résultats sont représentés dans la tableau ci-dessous :

Tableau.III.29. Calcul des Sollicitation

Localisation	$M_t$ (KN.m)	$M_a^{\text{rive}}$ (KN.m)	$M_a^{\text{int}}$ (KN.m)	$A_t^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{a \text{ cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{\text{in cal}}$	$A_t^{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )
Sens xx	6.2	-2.19	-3.64	1.05	0.37	0.17	1.6	5T8=2.51	4T8=2.01
Sens yy	6.2	-2.19	-3.64	1.19	0.42	0.7	1.6	4T8=2.01	4T8=2.01

➤ Espacement des armatures

- Armatures //  $L_x$  :  $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ , On opte pour:  $S_t = 20 \text{ cm}$ .
- Armatures //  $L_y$  :  $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ , On opte:  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

2. Vérification à l'ELU

➤ cisaillement

$$V_u^{\max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 12.39 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d_x} = \frac{12.39 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.073 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.52 \text{ MPa } \text{ c'est vérifiée } \longrightarrow \text{ pas d'armatures transversales.}$$

### 3. Vérification à l'ELS

a. État limite de compression du béton :  $(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}) \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 0.0441 \times 8.9 \times 4^2 = 6.28 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 1 \times 6.28 = 6.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ➤ Moments en travées

$$M_t^x = 0.85 M_x \Rightarrow M_t^x = 5.34 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y \Rightarrow M_t^y = 5.34 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Moments en appuis

#### Appuis intermédiaires

$$M_a^x = -0.5 M_x \Rightarrow M_a^x = -3.14 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0.5 M_y \Rightarrow M_a^y = -3.14 \text{ KN.m}$$

#### Appuis de rive

$$M_a^x = -0.3 M_x \Rightarrow M_a^x = -1.88 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0.3 M_y \Rightarrow M_a^y = -1.88 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Vérification des contraintes

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

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

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

Selon  $L_x$  :  $M_t^x = 5.34 \text{ KN.m}$ ,  $A = 2.51 \text{ cm}^2$ ;  $d = 17 \text{ cm}$ ;  $Y = 3.22 \text{ cm}$ ;  $I = 8262.17 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 2.08 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ .....Condition vérifiée.

Selon  $L_y$  :  $M_t^y = 5.34 \text{ KN.m}$ ,  $A = 2.01 \text{ cm}^2$ ;  $Y = 2.7 \text{ cm}$ ;  $I = 5217.49 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 2.76 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ .....Condition vérifiée.

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

Selon  $L_x$  :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 240 \text{ MPa. BAEL91 (Art. B. 7.5)}$$

Avec :

$$\eta = 1.6 \text{ (acier HA)}, \quad f_{ij} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 133.59 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Selon  $L_y$  :

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d_y - y) = 188.83 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

#### 4. Schéma de ferrailage

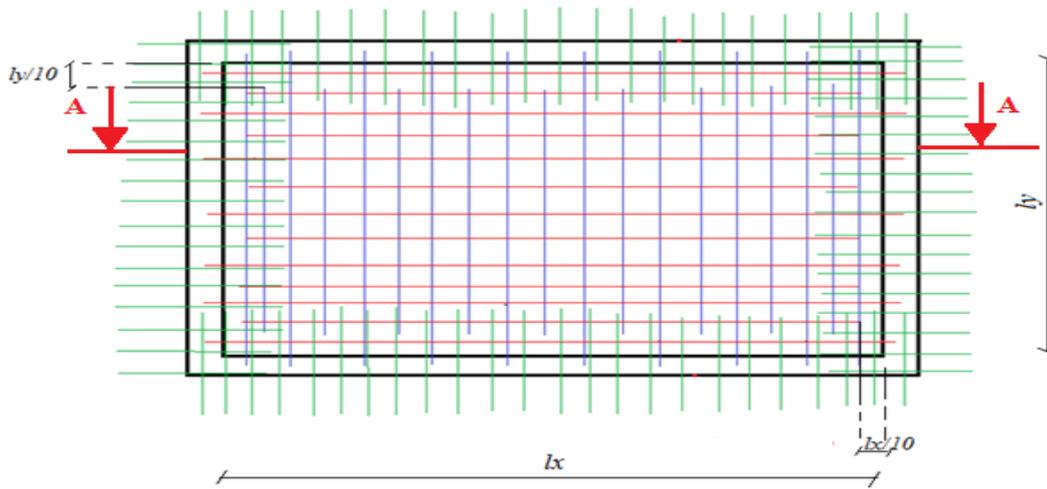


Fig. III.7. Ferrailage de la dalle pleine du RDC

#### Coupe A-A

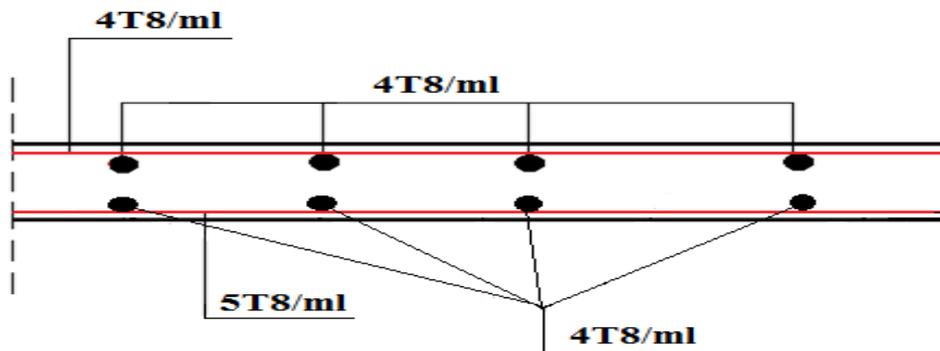


Fig. III.8. Coupe A-A de la dalle pleine du RDC

### III.4.3. Dalles pleines sur trois appuis (plateforme du RDC)

#### 1. Méthode de calcul

$$L_x = 1.20 \text{ m}$$

$$L_y = 3.50 \text{ m}$$

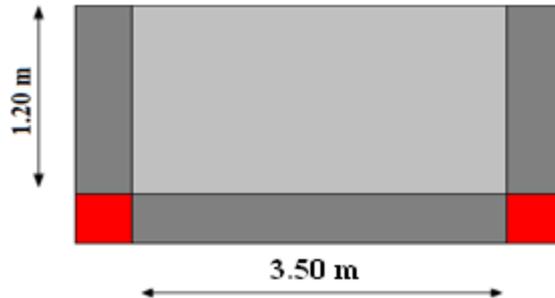


Fig. III.9. Dalle sur trois appuis

- Calcul de l'élançement de la dalle  $\rho$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{3.50} = 0.34 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens (selon } L_x)$$

#### 2. Combinaisons de charges

$$\text{On a: } G = 6.4 \text{ KN/m}^2; \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.4 + 1.5 \times 2.5 = 12.39 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 6.4 + 2.5 = 8.9 \text{ KN/m}^2$$

#### 3. Ferrailage à l'E.L.U

$$l_x = 1.2 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = 1.75 \text{ m}$$

$$M_0^x = \frac{P_u \times l_x^2}{8} = \frac{12.39 \times 1.44}{8} = 2.23 \text{ KN.m}$$

comme la dalle n'est pas simplement appuyée, on corrige  $M_0^x$ .

- En travée

$$M_t^x = 0.85 M_0^x = 1.89 \text{ KN.m}$$

- En appuis

$$M_a^x = -0.4 M_0^x = -0.89 \text{ KN.m}$$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.30 .Calcul des sollicitations



En travée	x	1.89	0.0046	0.0058	0.17	0.32	5T8=2.51
En appuis	x	-0.89	0.0022	0.0027	0.17	0.15	2T8=1

➤ Calcul de l'espacement des armatures

//à Lx :  $S_t \leq \min(3e; 33cm)$ . Donc :  $S_t \leq 33cm$  ; On opte:  $S_t=20cm$

7. Vérification à l'E.L.U

➤ L'effort tranchant

$$\rho < 0.4 \Rightarrow V_{max} = \frac{P_u \times l_x}{2}$$

$$V_{max} = \frac{12.39 \times 1.2}{2} = 7.43 \text{ KN}$$

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_{max} = \frac{7.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} \Rightarrow \tau_{max} = 0.044 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.61 \times f_{c28} = 1.52 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérifier}$$

Donc : pas d'armatures transversales.

8. Vérification à l'E.L.S

8. 4. Etat limite d'ouverture de fissures

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

8. 5. Vérification des contraintes de compression dans le béton

$$M_t^x = 1.36 \text{ KN.m}, M_a^x = -0.64 \text{ KN.m}$$

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

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

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

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

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

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

Tableau.III. 13.Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub>
Travées	x-x	1.36	8262.17	3.22	0.53	15	Vérifiée

### 8. 6. Etat limite de déformation

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

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} ; \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Art.L.IV, 10)}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{120} = 0.17 > \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} = \frac{1.36}{20 \times 1.6} = 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.51}{100 \times 17} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

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

### III.4.4. Dalle pleine sur trois appuis

#### 1. Calcul des moments

Pour le calcul des moments fléchissant on distingue deux cas :

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

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

L<sub>x</sub>=1.20 m  
L<sub>y</sub>=2.85 m

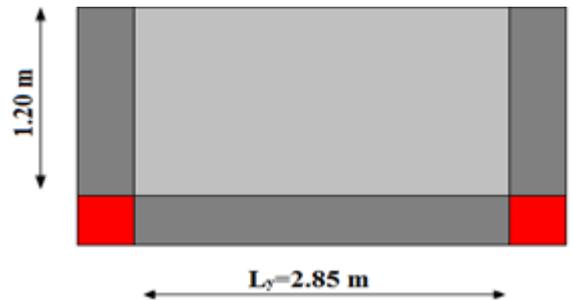


Fig. III.10.Dalle pleine sur trois

### 5. Calcul de l'élancement de la dalle $\rho$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{2.85} = 0.421 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

### 6. Combinaisons de charges

$$G = 6.40 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 12.39 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 8.9 \text{ KN/m}^2$$

### 4. Ferrailage à l'E.L.U

$$l_x = 1.2 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = 1.425 \text{ m}$$

$$l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} = 11.15 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{P \times l_x^3}{6} = 3.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée

$$M_{tx} = 0.85M_{0x} = 9.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_{0y} = 3.03 \text{ KN.m}$$

➤ En appuis

$$M_{ax} = -0.3M_{0x} = -3.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5M_{0y} = -1.78 \text{ KN.m}$$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III. 33 .Calcul des sollicitations

Combinaisons	P (KN/m <sup>2</sup> )	Les moments en KN.m					
		M <sub>0</sub> <sup>x</sup>	M <sub>0</sub> <sup>y</sup>	M <sub>t</sub> <sup>x</sup>	M <sub>t</sub> <sup>y</sup>	M <sub>a</sub> <sup>x</sup>	M <sub>a</sub> <sup>y</sup>
ELU	12.39	11.15	3.57	9.48	3.03	-3.34	-1.78
ELS	8.9	8.01	2.56	6.80	2.18	-2.40	-1.28

## 5. 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.

### 5. 1.Détermination de la hauteur utile d

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

$$\phi_x^{\max} \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \phi_x^{\max} \leq \frac{20}{10} = 2\text{cm} ; \text{ Soit } \phi_x = 20\text{mm}$$

On prend l'enrobage  $c' = 2\text{ cm}$ .

$$d_x = e - \left(\frac{\phi_x}{2} + c'\right) \Rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{2}{2} + 2\right) = 17\text{cm}$$

$$d_y = e - \left(\frac{3}{2}\phi_x + c'\right) \Rightarrow d_y = 20 - \left(\frac{3}{2} \times 2 + 2\right) = 15\text{cm}$$

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

Tableau III.34. Calcul des sections d'armatures.

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	y	3.03	0.0095	0.012	0.0989	0.84	4T8=2.01
	x	9.48	0.023	0.029	0.168	1.62	5T8=2.51
En appui	y	-1.78	0.0056	0.007	0.15	0.334	2T8=1
	x	-3.34	0.0082	0.0102	0.169	0.57	2T8=1

## 6. Vérification de la condition de non fragilité

Pour  $h > 12\text{ cm}$  et  $\rho \geq 0.4$  ; avec :  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

Sens x-x

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0.0008 \times \left( \frac{3-0.421}{2} \right) \times 100 \times 20 \Rightarrow A_x^{\min} = 2.06 \text{ cm}^2$$

Sens y-y

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

## 7. Calcul de l'espacement des armatures

// à Ly :  $S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm})$ . Donc  $S_t \leq 45 \text{ cm}$  ; On opte :  $S_t = 25 \text{ cm}$

// à Lx :  $S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm})$ . Donc  $S_t \leq 33 \text{ cm}$  ; On opte :  $S_t = 20 \text{ cm}$

## 8. Vérification à l'E.L.U

### • L'effort tranchant

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_{\max} = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{\max} = \frac{12.39 \times 1.2}{2} \times \frac{2.85^4}{1.2^4 + 2.85^4} = 7.21 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{7.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} \Rightarrow \tau_{\max} = 0.042 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.061 \times f_{c28} = 1.52 \text{ MPa} \dots \text{Vérifier}$$

Donc : pas d'armatures transversales.

## 9. Vérification à l'E.L.S

### 9. 7. Etat limite d'ouverture de fissures

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

### 9. 8. Vérification des contraintes de compression dans le béton

$$M_t^x = 6.8 \text{ KN.m}, M_t^y = 2.18 \text{ KN.m}, M_a^x = -2.4 \text{ KN.m}, M_a^y = -1.28$$

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

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

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

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

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

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

Tableau.III. 35. Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub>
Travées	x-x	6.8	8262.17	3.22	2.65	15	Vérifiée
	y-y	2.18	5217.36	2.72	1.34	15	
Appuis	x-x	-2.4	3638.81	2.11	1.39	15	
	y-y	-1.28	2801.55	1.98	0.90	15	

### 9. 9. Etat limite de déformation

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

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} ; \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

**BAEL91 (Art.L.IV, 10)**

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{120} = 0.17 > \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} = \frac{6.8}{20 \times 8.01} = 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.51}{100 \times 17} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

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

### III.4.5. Dalle pleine sur deux appuis

$$\rho = \frac{1.2}{2.8} = 0.43 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux Sens.}$$

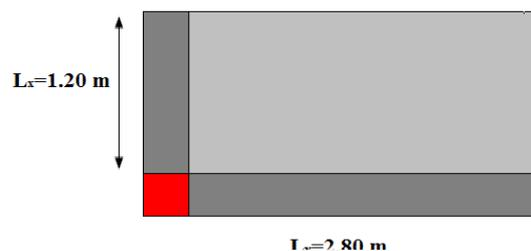
#### 1. Calcul des sollicitations à l'ELU

$$G = 6.40 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 12.39 \text{ KN/m}^2$$

ELU

$$\rho = 0.43 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1062 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases}$$



**Fig. III.11.**Dalle sur deux appuis

A l'ELS :

$$P_s = G + Q = 8.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.43 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1087 \\ \mu_y = 0.3077 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.1062 \times 12.39 \times (1.2)^2 \Rightarrow M_0^x = 1.89 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.25 \times 1.89 \Rightarrow M_0^y = 0.47 \text{ KNm} \end{cases}$$

En travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 1.61 \text{ KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.4 \text{ KNm} \end{cases}$$

En appui :

$$M_a^x = -0.3 \times M_0^x = -0.57 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = -0.3 \times M_0^y = -0.14 \text{ KNm}$$

Tableau.III. 36 .Calcul des sollicitations

Combinaisons	P (KN/m <sup>2</sup> )	Les moments en KN.m					
		M <sub>0</sub> <sup>x</sup>	M <sub>0</sub> <sup>y</sup>	M <sub>t</sub> <sup>x</sup>	M <sub>t</sub> <sup>y</sup>	M <sub>a</sub> <sup>x</sup>	M <sub>a</sub> <sup>y</sup>
ELU	12.39	1.89	0.47	1.61	0.4	-0.57	-0.14
ELS	8.9	1.39	0.43	1.18	0.36	-0.42	-0.13

## 2. Détermination de la hauteur utile d

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

$$\phi_x^{\max} \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \phi_x^{\max} \leq \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} ; \text{ Soit } \phi_x = 20 \text{ mm}$$

On prend l'enrobage  $c' = 2 \text{ cm}$ .

$$d_x = e - \left( \frac{\phi_x}{2} + c' \right) \Rightarrow d_x = 20 - \left( \frac{2}{2} + 2 \right) = 17 \text{ cm}$$

$$d_y = e - \left( \frac{3}{2} \phi_x + c' \right) \Rightarrow d_y = 20 - \left( \frac{3}{2} \times 2 + 2 \right) = 15 \text{ cm}$$

## 3. Ferrailages : en flexion simple

Tableau III.37. Ferrailage de dalle sur 2 appuis

Sens		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
travée	x-x	1.61	0.0039	0.0049	16.97	0.27	5T8=2.51
	y-y	0.4	0.0013	0.0016	15	0.077	4T8=2.01
appui	x-x	-0.57	0.0014	0.0017	16.99	0.096	4T8=2 .1
	y-y	-0.14	0.0004	0.0005	15	0.027	4T8=2 .1

#### 4. Vérification de la condition de non fragilité

Pour  $h > 12$  cm et  $\rho \geq 0.4$  ; avec :  $f_e E 400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

Sens x-x

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0.0008 \times \left( \frac{3 - 0.43}{2} \right) \times 100 \times 20 \Rightarrow A_x^{\min} = 2.06 \text{ cm}^2$$

Sens y-y

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_x^{\min} > A_{cal} \Rightarrow \text{Ondoit ferrailer avec } A_x^{\min}$$

$$A_y^{\min} > A_{cal} \Rightarrow \text{Ondoit ferrailer avec } A_y^{\min}$$

#### 5. Vérification a l'E.L.U

➤ L'effort tranchant

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_{max} = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{max} = \frac{12.39 \times 1.2}{2} \times \frac{2.80^4}{1.2^4 + 2.80^4} = 7.19 \text{ KN}$$

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_{max} = \frac{7.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} \Rightarrow \tau_{max} = 0.042 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.061 \times f_{c28} = 1.52 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

#### 6. Vérification à l'E.L.S

##### 6. 10. Etat limite d'ouverture de fissures

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

## 6. 11. Vérification des contraintes de compression dans le béton

$$M_t^x = 6.8 \text{ KN.m}, M_t^y = 2.18 \text{ KN.m}, M_a^x = -2.4 \text{ KN.m}, M_a^y = -1.28$$

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

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

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

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

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

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

Les deux conditions sont vérifiées  $\Rightarrow$  l'évaluation de la flèche est inutile

Tableau.III. 38.Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travées	x-x	1.18	8262.17	3.22	0.46	15	Vérifiée
	y-y	0.36	5217.36	2.72	0.19	15	
Appuis	x-x	-0.42	6807.02	2.91	0.18	15	
	y-y	-0.13	2993.16	2.72	0.12	15	

## 7. 12. Etat limite de déformation

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

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} ; \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Art.L.IV, 10)}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{120} = 0.17 > \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} = \frac{1.18}{20 \times 1.39} = 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.51}{100 \times 17} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées  $\Rightarrow$  l'évaluation de la flèche est inutile.

### III. 5. Etude de l'acrotère

#### III.5. 1.Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

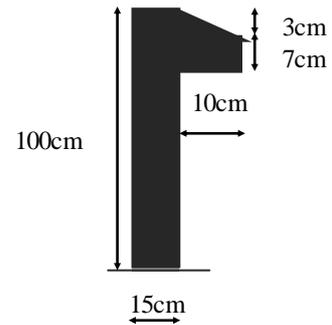


Fig. III.12. Coupe de l'acrotère

#### III.6. 2. Evaluation des charges

##### III.6.2. 1. Charges verticales

- Poids propre :  $G_1 = 25 \times S \times 1 \text{ m} \Rightarrow G_1 = 0.1585 \times 25 \times 1 = 3.96 \text{ KN}$
- Poids d'enduit extérieur (ciment:  $e = 2\text{cm}$ ) :  $G_2 = 20 \times 0.02 \times 0.9 \times 1 \Rightarrow G_2 = 0.36 \text{ KN}$
- Poids d'enduit intérieur (ciment:  $e = 2\text{cm}$ ) :  $G_3 = 20 \times 0.02 \times 1 \times 1 \Rightarrow G_3 = 0.40 \text{ KN}$
- Le poids total :  $W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 3.96 + 0.36 + 0.40 = 4.72 \text{ KN}$
- La charge due à la main courante :  $Q = 1\text{KN}$ .

Tableau.III. 39.Charges sur l'acrotère.

Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit de ciment extérieur (KN/ml)	Enduit de ciment intérieur (KN/ml)	W <sub>p</sub> (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.1585	3.96	0.4	0.36	4.72	1

##### III.5.2. 2. Charges horizontales

D'après le RPA(2003), l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante :  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ . (RPA 2003 Article 6.2.3).

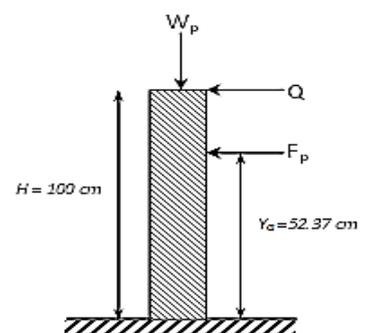
$A$  : Coefficient d'accélération de la zone donné par le tableau (4-1) du RPA(2003).

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8, donné par le tableau (6-1) du RPA99(2003).

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

Dans notre cas on a :  $\left. \begin{array}{l} \text{- groupe d'usage 2} \\ \text{- zone sismique IIa (Bejaia).} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \end{array} \right.$

Donc :  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 4.72 \Rightarrow F_p = 2.26 \text{ KN}$ .



$$X_G = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{(7.5 \times 1500) + (20 \times 70) + (18.33 \times 15)}{1500 + 70 + 15} = 8.15 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{(50 \times 1500) + (93.5 \times 70) + (98 \times 15)}{1500 + 70 + 15} = 52.37 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumise à :

$$\begin{cases} N_G = W_p = 4.72 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times H \Rightarrow M_Q = 1 \times 1 \Rightarrow M_Q = 1 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_G \Rightarrow M_{F_p} = 2.26 \times 0.5237 \Rightarrow M_{F_p} = 1.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau.III. 40. Combinaison d'action

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	4.72	6.37	4.72
M (KN.m)	2.18	1.5	1

### III.5. 3.Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

On a :  $e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{1.5}{6.37} = 0.23 \text{ m} ; \quad \frac{h}{6} = \frac{1}{6} = 0.167 \text{ m}$

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

les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ( $e = \frac{M_u}{N_u}$ ) par une excentricité totale de calcul.  $e = e_1 + e_a + e_2$

Avec :

➤  $e_1$  : Excentricité de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

➤  $e_a$  : Excentricité additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max ( 2 \text{ cm} ; H/250 ).$$

➤ H : hauteur de l'acrotère = 100 cm  $\Rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{100}{250}) = 2 \text{ cm}$  (CBA 93. Article

A.4.3.5)

➤  $e_2$  : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$\text{➤ } e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

➤  $\phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

➤  $h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

$$\text{➤ } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0+1} = 0$$

➤  $l_f$  : Longueur de flambement.  $\Rightarrow l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 1 = 2\text{m}$

$$e_2 = \frac{3 \times 2^2 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.016\text{m}$$

D'où :  $e = 0.23 + 0.02 + 0.016 = 0.266\text{m}$

Les sollicitations de calcul deviennent : 
$$\begin{cases} N_u = 6.37 \text{ KN.} \\ M_u = N_u \times e = 6.37 \times 0.266 = 1.69 \text{ KN.} \end{cases}$$

### III.5. 4. Ferrailage de l'acrotère

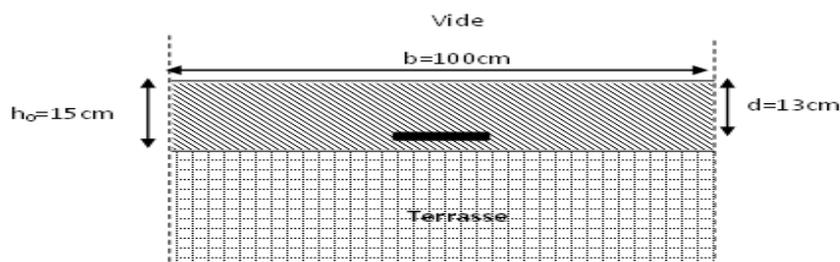


Fig.III. 13. Section de calcul de l'acrotère

#### III.5.4. 1. Calcul à l'E.L.U

Le ferrailage est calculé à l'ELU, Puis la vérification des contraintes se fera à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_1 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la

flexion simple pour une section rectangulaire  $b \times h_0$  soumise à un moment égal à :

$$M_f = M_u + N_u \times (d - \frac{h_0}{2}) = 1.69 + 6.37 \times (0.13 - 0.15/2) = 2.04 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 2.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.04 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.0085$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0085}}{0.8} = 0.0107$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.13 \times (1 - 0.4 \times 0.0107) = 0.1294 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_f}{z \times \sigma_{st}} = \frac{2.04 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1294} = 0.45 \text{ cm}^2.$$

En flexion composée on a :

$$N_u \text{ : est un effort de compression } \Rightarrow A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.45 \times 10^{-4} - \frac{6.37 \times 10^{-3}}{348} = 0.27 \text{ cm}^2.$$

### III.5.4.2. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

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

### III.5.4.3. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### III.5.4.4. Espacement

$$1. \text{ Armatures principale : } S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$2. \text{ Armatures de répartitions : } S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

## III.5.5. Vérification à l'E.L.U

### III.5.5.1. Vérification au cisaillement

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

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

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 2.26 + 1 \Rightarrow V_u = 3.26 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{3.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} \Rightarrow \tau_u = 0.025 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifié}$$

### III.5.5. 2. Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \sum U_i)} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}}$$

$$V_u = F_p + Q.$$

Avec :

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

$$\sum U_i = \pi \cdot n \cdot \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm}.$$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{3.26 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.277 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_{\text{ser}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}.$$

$$\Psi = 1.5 \text{ pour acier HA} \Rightarrow \tau < \bar{\tau}_{\text{ser}}. \text{ Vérifiée.}$$

### III.5. 6. Vérification à l'ELS

$d = 0.13 \text{ m}$  ;  $N_{\text{ser}} = 4.72 \text{ KN}$  ;  $M_{\text{ser}} = 1 \text{ KN.m}$ ;  $\eta = 1.6$  pour les HA (haute adhérence).

#### III.5.6. 1. Vérification des contraintes

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{N_{\text{ser}} \times y_{\text{ser}}}{\mu_t} ; \sigma_{\text{st}} = 15 \times \frac{N_{\text{ser}} \times (d - y_{\text{ser}})}{\mu_t}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_{\text{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 150 \times \eta\right) = \min(266.67; 240) = 240 \text{ MPa}$$

#### 1. Calcul de l'excentricité

$$e_G > \frac{H}{2} = 0.075 \text{ m} \quad e_G = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} \Rightarrow e_G = \frac{1}{4.72} = 0.212 \text{ m}.$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal  $N_{\text{ser}}$  est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

## 2.Position du centre de poussée

D'après la convention de signe illustrée par le schéma à côté on a :

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$|c| = \left| e_G - \frac{h}{2} \right| \Rightarrow |c| = |0.212 - 0.075| \Rightarrow c = -0.137 \text{ m}$$

Le calcul de  $y_c$  revient à résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0.$$

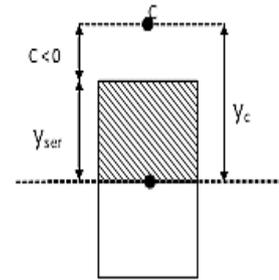


Fig.III. 14. Convention de signe

Avec :

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$P = -3 \times (-0.137)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.13 + 0.137}{1} \Rightarrow P = -0.051 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$q = -2 \times (-0.137)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.13 + 0.137)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0039 \text{ m}^3$$

Tel que :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = 0.0039^2 + \frac{4 \times (-0.051)^3}{27} = -4.44 \times 10^{-6}$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois solutions :

$$Y_1 = \text{acos}\left(\frac{\varphi}{3}\right); \quad Y_2 = \text{acos}\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right); \quad Y_3 = \text{acos}\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\cos \varphi = \left(\frac{3q}{2p}\right) \times \sqrt{\frac{-3}{p}}, \quad a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}}, \quad \varphi = 151.61^\circ, \quad a = 0.26$$

$$Y_1 = 16.52 \text{ cm}; \quad Y_2 = -25.65 \text{ cm}; \quad Y_3 = 8.66 \text{ cm}$$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$0 < Y_{ser} = (Y_c + C) < H = 15 \text{ cm.}$$

$$Y_1 = 16.52 \Rightarrow Y_1 + C = 2,82 \text{ cm.} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

$$Y_2 = -25.65 \Rightarrow Y_2 + C = -39.35 \text{ cm.} \dots \dots \dots \text{N'est pas vérifiée}$$

$$Y_3 = 8.66 \Rightarrow Y_3 + C = -5.04 \text{ cm.} \dots \dots \dots \text{N'est pas vérifiée}$$

Donc on choisit  $Y_c = 16.52 \text{ cm} \Rightarrow Y_{ser} = 2,82 \text{ cm.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 4.19 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.72 \times 10^{-3}}{4.19 \times 10^{-4}} \times 0.0282 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{4.72 \times 10^{-3}}{4.19 \times 10^{-4}} \times (0.13 - 0.0282) \Rightarrow \sigma_s = 17.20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st}$$

### III.5. 6. Schéma de ferrailage + de détail étanchéité

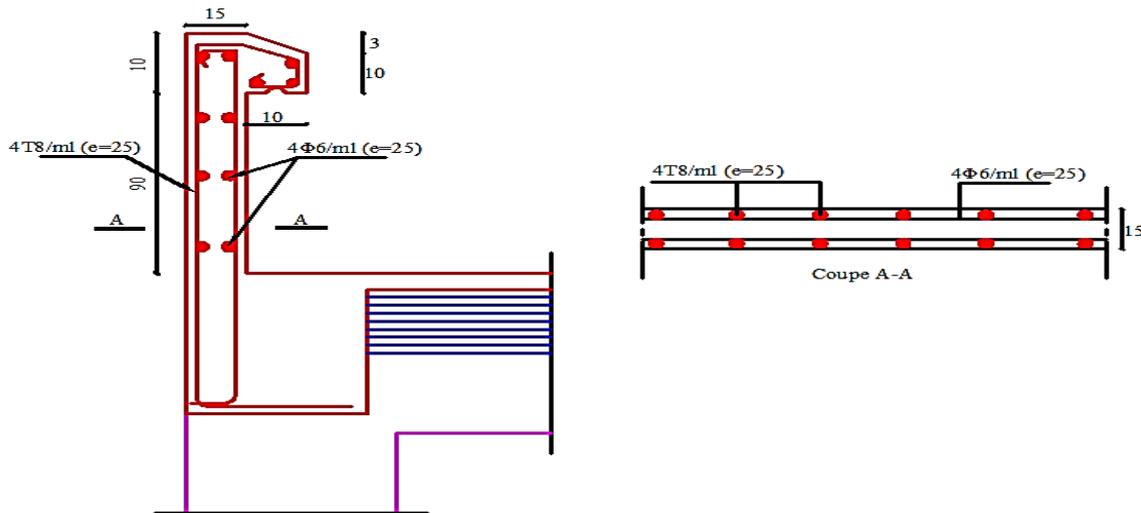


Fig.III. 15. Schéma de ferrailage de l'acrotère

### III. 6. Etude des escaliers

#### III.6. 1. Etude de l'escalier de, 1, 2, 3 et 4<sup>ème</sup> étage.

##### III.6.1. 1. Etude de la première et la troisième partie.

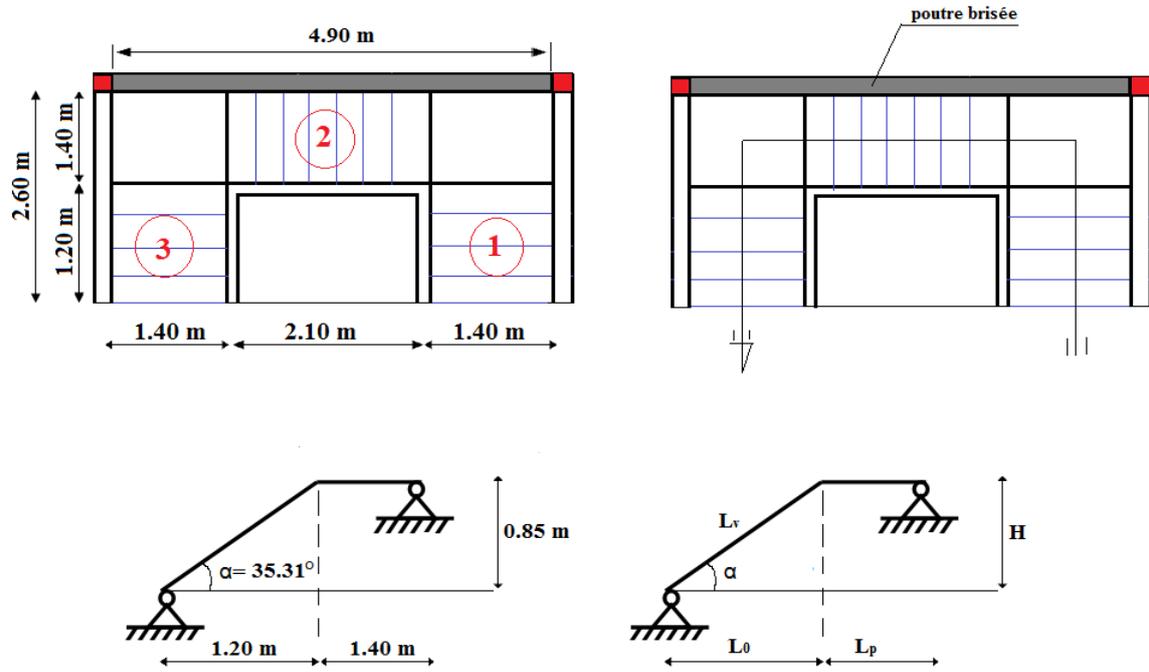


Fig.III. 16. Schéma statique de la première et la troisième partie.

Tableau.III. 41.Caractéristiques de la 1<sup>ère</sup> et la 3<sup>ème</sup> volée.

Caractéristiques	Valeurs
Epaisseur de la paillasse et du palier (e)	14 cm
Charge permanente sur la volée ( $G_v$ ).	7.56 KN/m <sup>2</sup>
Charge permanente sur le palier ( $G_p$ )	4.90 KN/m <sup>2</sup>
Charge d'exploitation sur la volée ( $Q_v$ )	2.5 KN/m <sup>2</sup>
Charge d'exploitation sur le palier ( $Q_p$ )	2.5 KN/m <sup>2</sup>

$$q_{eq} = \frac{q_v \times L_v + q_p \times L_p}{(L_v + L_p)} \text{ (Charge équivalente sur toute la partie).}$$

### III.6.1.1. 2. Combinaisons de charges

#### 2. ELU

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 \times 7.56 + 1.5 \times 2.5 = 13.96 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 1.35 \times 4.90 + 1.5 \times 2.5 = 10.36 \text{ KN/ml.}$$



En travée	7.62	0.037 3	0.047 6	0.117 7	1.86	1.45	vérifiée	5T10 = 3.93
En appuis	-5.08	0.024 9	0.031 5	0.118 5	1.23	1.45	vérifiée	5 T 8 = 2.51

## 1. Calcul de l'espacement

On adopte un espacement qui vérifie la condition suivante :  $S_t < \min(3 \times e ; 33\text{cm}) \Rightarrow$

$S_t < 33\text{cm} \Rightarrow$  on choisit  $S_t = 20\text{cm}$ .

## 2. Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_{\text{Adop}}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98\text{cm}^2/\text{ml}$$

on choisit : 3T8 = 1.51cm<sup>2</sup>/ml

Avec un espacement  $S_t \leq \min(4 \times e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow S_t = 33\text{cm}$ .

### III.6.1. 1.5. Vérifications à l'E.L.U

#### 1. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.63 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.13\text{MPa}$$

La Fissuration est peut nuisible donc

$$\tau_{adm} = \min\left(\frac{0.20}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CBA A.5.1.2.1.1}$$

$\tau_u = 0.124\text{MPa} < \tau_{adm} = 3.33\text{MPa} \rightarrow$  Pas de risque de cisaillement.

#### 2. Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL (A.5.1.3.1.2)}$$

Avec :  $A_l = (3.93 + 2.51)\text{cm}^2 = 6.44\text{cm}^2$ .

$$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 15.63 \times 10^{-3}}{400} = 0.45\text{cm}^2$$

$A_l = 6.44 > 0.45 \dots \dots \dots$  c'est vérifiée.

### 3. Vérification de l'adhérence

La condition à vérifier est

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su} \text{ Tel que}$$

$\bar{\tau}_{su}$  : Contrainte limite d'adhérence.

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

$$\sum U_i = \pi \times (5 \times \phi 10 + 5 \times \phi 8) = 282.60 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{15.63 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.126 \times 282.60 \times 10^{-3}} = 0.49 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \quad \text{tel que} \quad \psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} > \tau_{su} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### III.6.1. 1.6. Vérification à l'E.L.S

#### 1. Etat limite d'ouverture des fissures

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

#### 2. Vérification des contraintes dans le béton

$$M_t^{\text{ser}} = 5.47 \text{ KN.m}; \quad M_a^{\text{ser}} = -3.65 \text{ KN.m.}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est

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

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

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau III.44

Tableau.III. 15.Vérification des contraintes dans le béton.

Localisation	$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$y$ (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appuis	-3.65	3911.78	2.65	2.47	15	Vérifiée
Travées	5.47	5657.23	3.22	3.11	15	

### 3. Vérification de la flèche : (CBA93.art(B.6.5.3))

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{14}{260} = 0.054 < \frac{1}{16} = 0.063$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire

Pour une portée inférieure ou égale à 5m, la flèche admissible est égale à:

$$f_{adm} = \frac{260}{500} = 0.52 \text{ cm}$$

### 4. Calcul du moment d'inertie $I_0$ , et $I$

$$I_0 = I_{\Delta} - S \times y_0^2$$

$$I_{\Delta} = \frac{b \times h^3}{3} + 15 \times A(d - y)^2$$

$$y_0 = \frac{m_s}{S} \text{ tel que: } m_s: \text{moment statique de la section homogène acier - béton}$$

S: section homogène acier - béton

$$m_s = b \times h \times \frac{h}{2} + 15 \times A(d - y)$$

### 5. Etat limite de déformation

$$\Delta f \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{260}{500} = 0.52 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{3.93}{100 \times 12} = 0.0033$$

$$I_0 = 24280.9 \text{ cm}^4$$

Tableau III. 45. Vérification des états limites de déformation.

$q_j$ (KN/ml)	$M_{jser}$ (KN.m)	$I f_j \times 10^{-4} (m^4)$	$\sigma_j (MPa)$	$\mu_j$	$f_{ji}$ (mm)
4.22	2.67	2.67	62.28	0	0.21

$q_g$ (KN/ml)	$M_{gser}$ (KN.m)	$I_f \times 10^{-4} (m^4)$	$\sigma_g (MPa)$	$\mu_g$	$f_{gi} (mm)$
6.13	3.88	2.67	90.46	0	0.3
$q_p$ (KN/ml)	$M_{pser}$ (KN.m)	$I_f \times 10^{-4} (m^4)$	$\sigma_p (MPa)$	$\mu_p$	$f_{pi} (mm)$
8.63	5.47	2.30	127.36	0.025	0.49
$\lambda_i$	$\lambda_v$	$I_{fv} \times 10^{-4} (m^4)$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$\rho$	$f_{gv} (mm)$
6.41	2.56	2.67	24280.9	0.0033	0.91

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.09 \text{ cm} \\ f_{adm} &= \frac{1}{500} = \frac{260}{500} = 0.52 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### III.6.1. 1.7. Le schéma de ferrailage

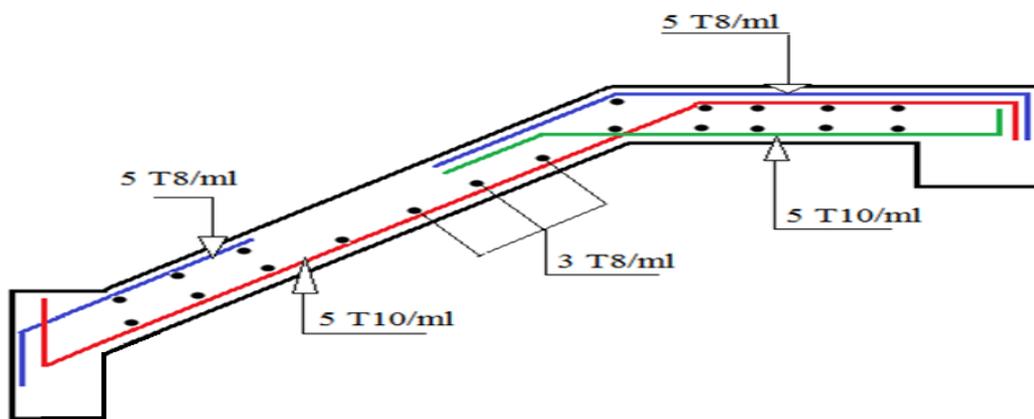


Fig. III.18. ferrailage de la 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> partie de l'escalier des 1,2,3, et 4<sup>ème</sup> étage

### III.6.1. 2. Étude de la deuxième volée

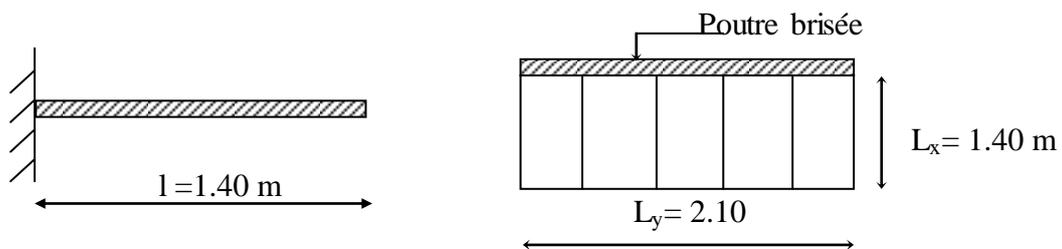


Fig.III. 8 .Schéma statique de la partie

Tableau.III. 46. Caractéristiques de la 2ème volée.

Caractéristiques	Valeurs
Epaisseur de la volée(e)	14 cm
Charge permanente sur la volée ( $G_v$ ).	7.44 KN/m <sup>2</sup>
Charge d'exploitation sur la volée( $Q_v$ )	2.5 KN/m <sup>2</sup>

La deuxième volée sera calculée comme une console de longueur l et de largeur b= 1ml encastree dans la poutre brisee que nous allons etudier ulterieurement.

### 1.Evaluation des charges

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 7.44 + 1.5 \times 2.5 = 13.79 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = G + Q = 7.44 + 2.5 = 9.94 \text{ KN/ml}$$

### 2.Calcul des sollicitations

#### 2. 1.Moment à l'encastrement

$$M_U = \frac{p_u \times l^2}{2} = \frac{13.79 \times 1^2}{2} = 6.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} = \frac{9.94 \times 1^2}{2} = 4.97 \text{ KN.m}$$

#### 2. 2. Effort tranchant

$$V_U = P_U \times 1 = 13.79 \times 1 = 13.79 \text{ KN}$$

### 3.Ferraillage de la section à l'encastrement à ELU

Tableau.III. 47.ferraillage de la 2ème partie.

M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>cal</sub> ≥ A <sub>min</sub>	A <sub>Adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
13.59	0.034	0.043	0.118	1.68	1.45	verifiée	4T8 = 2.01

#### 4. Calcul de l'espacement

On adopte un espacement qui vérifie la condition suivante :  $S_t < \min(3 \times e ; 33\text{cm}) \Rightarrow$

$S_t < 33\text{cm} \Rightarrow$  on choisit  $S_t = 25\text{cm}$ .

#### 5. Armatures de répartition

En travée :  $A_r \geq \frac{A_{\text{Adop}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5\text{cm}^2/\text{ml}$  on choisit : 3T8 = 1.51cm<sup>2</sup>/ml

Avec un espacement  $S_t \leq \min(4 \times e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow S_t = 33\text{cm}$ .

#### 6. Vérifications à l'E.L.U

##### 6. 1. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13.79 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.11 \text{ MPa}$$

La Fissuration est peu nuisible donc

$$\tau_{\text{adm}} = \min(0.133 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3.32\text{MPa} \dots\dots\dots (\text{CBA.A.5.1.2.1.1})$$

$\tau_u = 0.11\text{MPa} < \tau_{\text{adm}} = 3.32\text{MPa} \rightarrow$  Pas de risque de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

##### 6. 2. Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \dots\dots\dots \text{BAEL (A.5.1.3.1.2)}$$

Avec :  $A_l = 2.01 \text{ cm}^2$

$$A_l = 2.01 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 13.79}{400 \times 1000} = 0.4\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

##### 6. 3. Vérification de l'adhérence

La condition à vérifier est :  $\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{su}}$  Tel que :

$\overline{\tau_{su}}$  : Contrainte limite d'adhérence.

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

$$\sum U_i = \pi \times (4 \times \phi 8) = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{13.79 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \quad \text{tel que} \quad \psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} > \tau_{su} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

## 7. Vérification à l'E.L.S

### 7. 1. Etat limite d'ouverture des fissures

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

### 7. 2. Vérification des contraintes dans le béton

$$M_t^{\text{ser}} = 4.97 \text{ KN.m.}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est

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

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

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

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

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

Tableau.III. 48.Vérification des contraintes dans le béton.

$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$y$ (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
4.97	3239.42	2.4	3.68	15	Vérifiée

### 7. 3. Vérification de la flèche : (CBA93.art(B.6.5.3))

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{14}{210} = 0.067 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1 \times 0.12} = 0.0017 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{vérifiée.}$$

Les deux conditions précédentes sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

#### 7.4. Le schéma de ferrailage

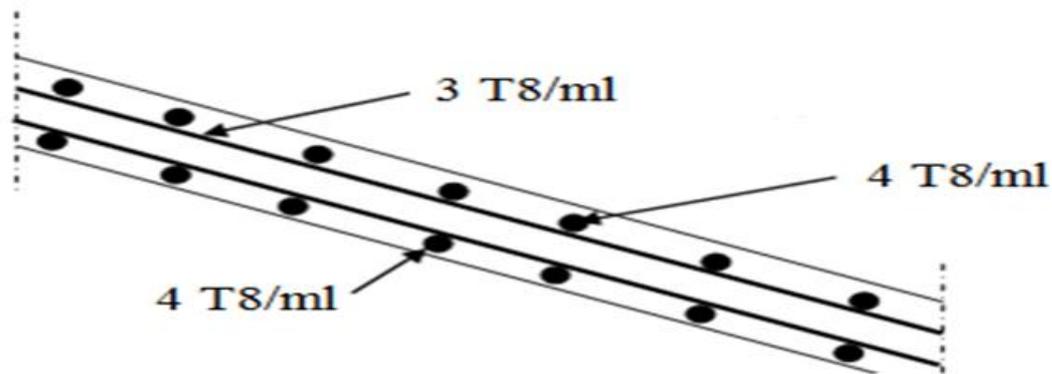


Fig. III.19. Ferrailage de la 2<sup>ème</sup> partie des 1, 2, 3, et 4<sup>èmes</sup> étage.

### III.6. 2. Etude de l'escalier du RDC.

#### III.6.2. 7. Etude de la première et la troisième partie.

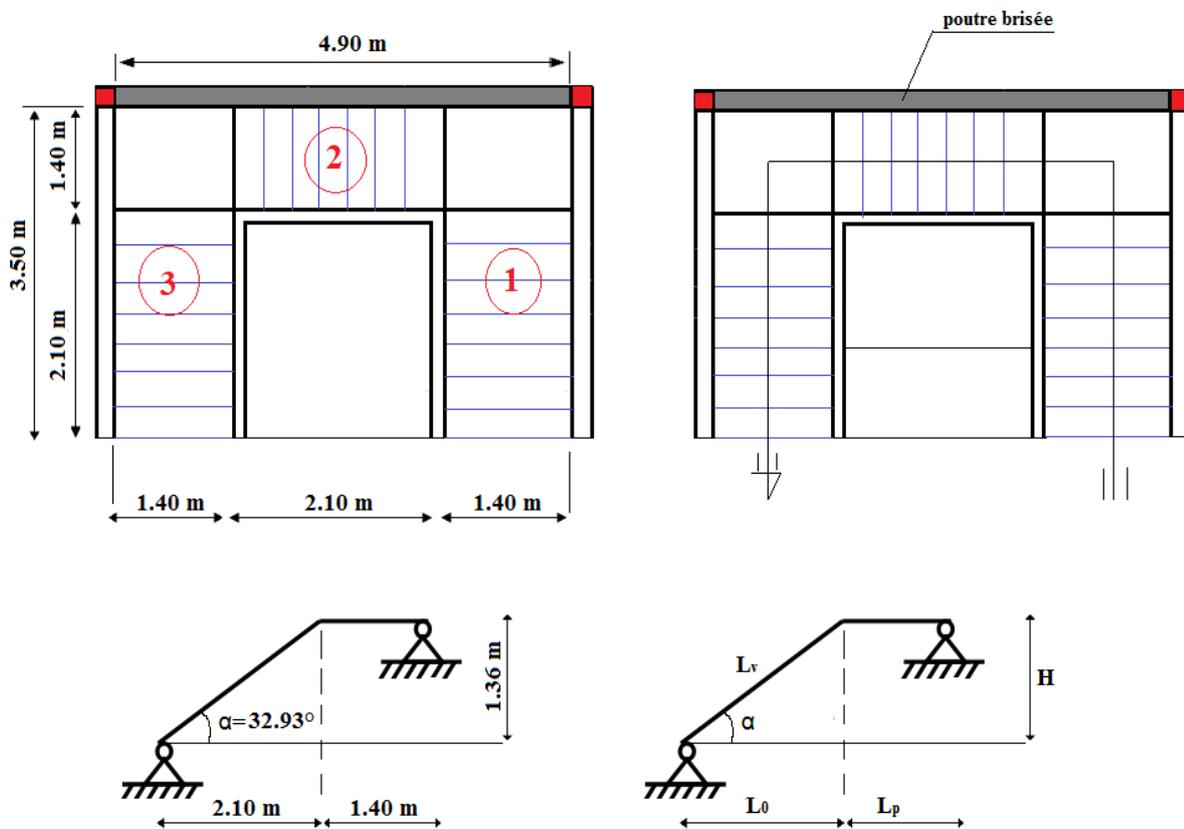


Fig. III.20. Schéma statique de la première et la troisième partie

Tableau.III. 49.Caractéristiques de la 1<sup>ère</sup> et la 3<sup>ème</sup> volée.

Caractéristiques	Valeurs
Epaisseur de la paillasse et du palier (e)	14 cm
Charge permanente sur la volée ( $G_v$ ).	7.44 KN/m <sup>2</sup>
Charge permanente sur le palier ( $G_p$ )	4.90 KN/m <sup>2</sup>
Charge d'exploitation sur la volée ( $Q_v$ )	2.5 KN/m <sup>2</sup>
Charge d'exploitation sur le palier ( $Q_p$ )	2.5 KN/m <sup>2</sup>

$$q_{eq} = \frac{q_v \times L_v + q_p \times L_p}{(L_v + L_p)} \text{ (Charge équivalente sur toute la partie).}$$

## 1. Combinaisons de charges

### ELU

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 \times 7.44 + 1.5 \times 2.5 = 13.79 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 1.35 \times 4.90 + 1.5 \times 2.5 = 10.36 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{eq} = \frac{13.79 \times 2.10 + 10.36 \times 1.4}{(2.10 + 1.40)} = 12.42 \text{ KN/ml}$$

### ELS

$$q_v = G_v + Q_v = 7.44 + 2.5 = 9.94 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 4.90 + 2.5 = 7.40 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{eq} = \frac{9.94 \times 2.10 + 7.4 \times 1.4}{(2.10 + 1.40)} = 8.92 \text{ KN/ml}$$

## 2. Calcul des sollicitations

Les sollicitations calculées, les résultats trouvés sont résumés dans le tableau III.4.2 :

- $M_0^{\max} = \frac{q_{eq} \times (L_v + L_p)^2}{8}$ : Moment isostatique.
- $M_a^{\max} = -0.5M_0^{\max}$ : Moment maximal au niveau des appuis.
- $M_t^{\max} = 0.75M_0^{\max}$ : Moment maximal en travée.
- $V_A$ : Effort tranchant au niveau de l'appui A.
- $V_B$ : Effort tranchant au niveau de l'appui B.

Tableau.III. 16. Sollicitations à l'ELU et à l'ELS

Combinaison	$q_{eq}$ (KN/ml)	$M_0^{\max}$ (KN.m)	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V_A$ (KN)	$V_B$ (KN)
ELU	12.42	19.02	-9.51	14.26	21.74	-21.74
ELS	8.92	13.66	-6.83	10.24	15.61	-15.61

## 3. Ferrailage à l'ELU

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de largeur de 1 ml

- $b = 1\text{ml.}$
- $e = 14 \text{ cm.}$
- $d = 12 \text{ cm.}$

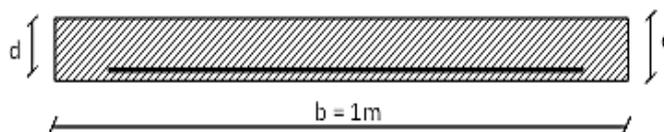


Fig.III. 9. Section de calcul

Tableau.III. 51 .ferrailage de la 1<sup>ère</sup> et la 3<sup>ème</sup> partie.

Localisation	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>cal</sub> ≥ A <sub>min</sub>	A <sub>Adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	14.26	0.07	0.090	0.116	3.54	1.45	vérifiée	5T10 = 3.93
En appuis	-9.51	0.047	0.06	0.117	2.33	1.45	vérifiée	5 T 8 = 2.51

#### 4. Calcul de l'espacement

On adopte un espacement qui vérifie la condition suivante :  $S_t < \min(3 \times e ; 33\text{cm}) \Rightarrow$

$S_t < 33\text{cm} \Rightarrow$  on choisit  $S_t = 20\text{cm}$ .

#### 5. Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_{Adop}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98\text{cm}^2/\text{ml}$$

on choisit : 3T8 = 1.51cm<sup>2</sup>/ml

Avec un espacement  $S_t \leq \min(4 \times e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow S_t = 33\text{cm}$ .

#### 6. Vérifications à l'E.L.U

##### 4.Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.18\text{MPa}$$

La Fissuration est peu nuisible donc

$$\tau_{adm} = \min\left(\frac{0.20}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CBA A.5.1.2.1.1}$$

$\tau_u = 0.18\text{MPa} < \tau_{adm} = 3.33\text{MPa} \rightarrow$  Pas de risque de cisaillement.

##### 5.Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL (A.5.1.3.1.2)}$$

Avec :  $A_l = (3.93 + 2.51)\text{cm}^2 = 6.44\text{cm}^2$ .

$$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 21.74 \times 10^{-3}}{400} = 0.62 \text{ cm}^2$$

$A_l = 6.44 > 0.45 \dots \dots \dots c'est \text{ vérifiée.}$

## 6. Vérification de l'adhérence

La condition à vérifier est :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{su}} \quad \text{Tel que :}$$

$\overline{\tau_{su}}$  : Contrainte limite d'adhérence.

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

$$\sum U_i = \pi \times (5 \times \phi 10 + 5 \times \phi 8) = 282.60 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{21.74 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 282.60 \times 10^{-3}} = 0.71 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28}$  tel que  $\psi = 1.5$  pour les aciers HA.

$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} > \tau_{su} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

## 7. Vérification à l'E.L.S

### 3. Etat limite d'ouverture des fissures

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

### 4. Vérification des contraintes dans le béton

$$M_t^{\text{ser}} = 10.24 \text{ KN.m}; M_a^{\text{ser}} = -6.83 \text{ KN.m.}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t^{\text{ser}} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau III.44:

Tableau.III. 52.Vérification des contraintes dans le béton.

Localisation	$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$y$ (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
--------------	----------------------------	---------------------------	-------------	------------------------	-----------------------------------	--

Appuis	-6.83	3911.78	2.65	4.63	15	Vérfiée
Travées	10.24	5657.23	3.22	5.82	15	

#### 4.Vérification de la flèche (CBA93.art(B.6.5.3))

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{14}{350} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.063$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire  
Pour une portée inférieure ou égale à 5m, la flèche admissible est égale à

$$f_{adm} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ cm}$$

Les résultats de la vérification de la flèche sont représentés dans le tableau ci-dessous

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{3.93}{100 \times 12} = 0.0033$$

Tableau III.53 . vérification de la flèche.

$q_j$ (KN/ml)	$M_{jser}$ (KN.m)	$I_f^j \times 10^{-4} (m^4)$	$\sigma_j (MPa)$	$\mu_j$	$f_{ji} (mm)$
3.9	4.48	2.67	104.29	0	0.63
$q_g$ (KN/ml)	$M_{gser}$ (KN.m)	$I_f^g \times 10^{-4} (m^4)$	$\sigma_g (MPa)$	$\mu_g$	$f_{gi} (mm)$
6.42	7.38	1.34	171.68	0.17	2.07
$q_p$ (KN/ml)	$M_{pser}$ (KN.m)	$I_f^p \times 10^{-4} (m^4)$	$\sigma_p (MPa)$	$\mu_p$	$f_{pi} (mm)$
8.92	10.24	0.92	238.54	0.33	4.2
$\lambda_i$	$\lambda_v$	$I_{fv}^g \times 10^{-4} (m^4)$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$\rho$	$f_{gv} (mm)$
6.41	2.56	1.91	24280.9	0.0033	4.37

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.58 \text{ cm} \\ f_{adm} &= \frac{1}{500} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

#### 4. Le schéma de ferrailage

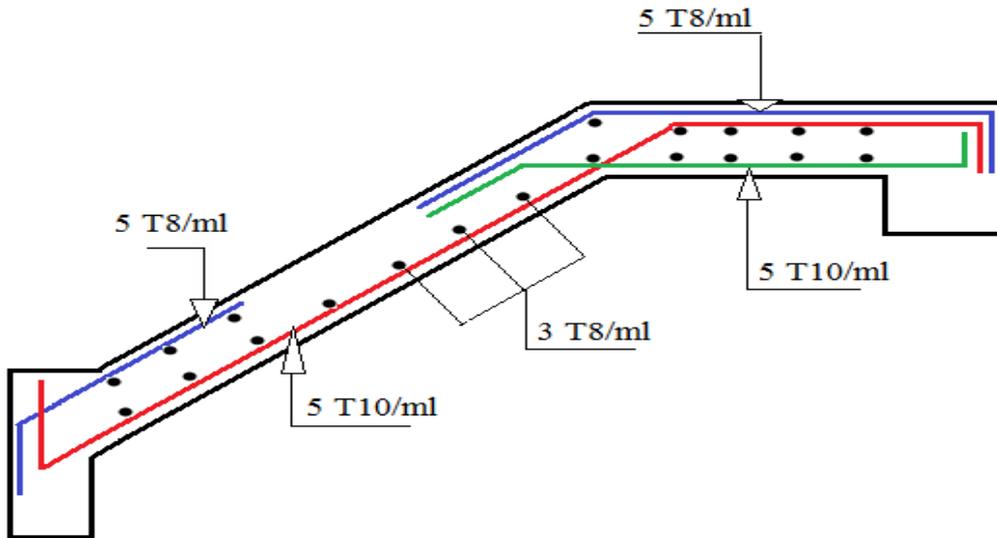


Fig.III.21 ferrailage de la 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> partie de l'escalier du RDC.

#### III.6.2. 2. Étude de la deuxième volée

La deuxième volée sera ferrillée de la même manière que celle des 1, 2, 3, et 4<sup>èmes</sup> étages.

#### III.6. 3. Etude de l'escalier du 2, et 3<sup>ème</sup> entresol.

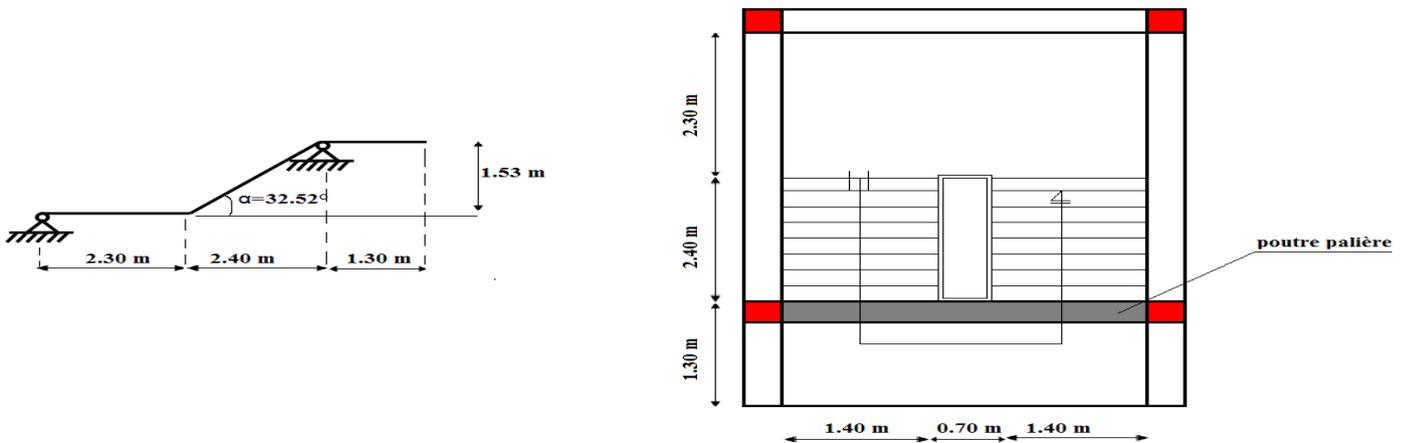


Fig. III.22. Schéma statique de l'escalier du 2, et 3<sup>ème</sup> entresol

## 1. Caractéristiques de la volée

Caractéristiques	Valeurs
Epaisseur de la paillasse et du palier (e)	23 cm
Charge permanente sur la volée ( $G_v$ )	10.09 KN/m <sup>2</sup>
Charge permanente sur le palier ( $G_p$ )	7.15 KN/m <sup>2</sup>
Charge d'exploitation sur la volée ( $Q_v$ )	2.5 KN/m <sup>2</sup>
Charge d'exploitation sur le palier ( $Q_p$ )	2.5 KN/m <sup>2</sup>

Tableau.III. 54.Caractéristiques de la volée.

$$q_{eq} = \frac{q_v \times L_v + q_p \times L_p}{(L_v + L_p)} \text{ (Charge équivalente sur toute la partie).}$$

## 2. Combinaisons de charges

### ELU

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 \times 10.09 + 1.5 \times 2.5 = 17.37 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 1.35 \times 7.15 + 1.5 \times 2.5 = 13.40 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{eq} = \frac{17.37 \times 2.4 + 13.40 \times 3.6}{(2.40 + 3.6)} = 14.99 \text{ KN/ml}$$

### ELS

$$q_v = G_v + Q_v = 10.09 + 2.5 = 12.59 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 7.15 + 2.5 = 9.65 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{eq} = \frac{12.59 \times 2.4 + 9.65 \times 3.6}{(2.4 + 3.6)} = 10.83 \text{ KN/ml}$$

## 8. Calcul des sollicitations

Pour déterminer les sollicitations, on utilise la méthode de calcul qui est la suivantes :

- La méthode R.D.M

Et on a trouvé les résultats suivants :

- $M_0^{\max} = 35.3 \text{ KN.m}$ : Moment isostatique.

Pour tenir compte du semi-encastrement on aura :

- $M_a^{\max} = -0.5M_0^{\max} = -17.65 \text{ KN.m}$ : Moment maximal au niveau des appuis.

- $M_t^{\max} = 0.75M_0^{\max} = 26.47 \text{ KN.m}$ : Moment maximal en travée.
- $V_A = 32.53 \text{ KN}$ : Effort tranchant au niveau de l'appui A.
- $V_B = 57.41 \text{ KN}$ : Effort tranchant au niveau de l'appui B.

Les sollicitations calculées, les résultats trouvés sont résumés dans le tableau III.4.2

Tableau.III. 17.Sollicitations à l'ELU et à l'ELS

Combinaison	$q_{eq}(\text{KN/ml})$	$M_0^{\max}$ (KN.m)	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V_A$ (KN)	$V_B$ (KN)
ELU	14.99	35.3	-17.65	26.47	32.53	-57.41
ELS	10.83	25.52	-12.76	19.14	23.5	-41.48

## 9. Ferrailage à l'ELU

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de largeur de 1 ml

- $b = 1\text{ml}$ .
- $e = 23 \text{ cm}$ .
- $d = 21 \text{ cm}$ .

Tableau.III. 56 .ferrailage de la 1ere et la 3éme partie.

Localisation	$M$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$ (m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{cal} \geq A_{min}$	$A_{Adop}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
En travée	26.47	0.042	0.054	0.205	3.7	2.53	vérifiée	5T10 = 3.05
En appuis	-17.65	0.028	0.036	0.207	2.45	2.53	Non vérifiée	4T10 = 3.16

### 4.1. Calcul de l'espacement

On adopte un espacement qui vérifie la condition suivante :  $S_t < \min(3 \times e ; 33\text{cm}) \Rightarrow$

$S_t < 33\text{cm} \Rightarrow$  on choisit  $S_t = 20\text{cm}$ .

#### 4. 5. Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_{Adop}}{4} = \frac{3.95}{4} = 0.99 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ On choisit : } 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec un espacement  $S_t \leq \min(4 \times e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$ .

#### 10. Vérifications à l'E.L.U

##### 7. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{57.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.21} = 0.27 \text{ MPa}$$

La Fissuration est peu nuisible donc :

$$\tau_{adm} = \min(0.133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.32 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{CBA.A.5.1.2.1.1})$$

$$\tau_u = 0.27 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.32 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

##### 8. Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \dots\dots\dots \text{BAEL (A.5.1.3.1.2), Avec : } A_l = (3.95 + 3.16) \text{ cm}^2 = 7.11 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 7.11 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 57.41 \times 10^{-3}}{400} = 1.65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

##### 9. Vérification de l'adhérence

La condition à vérifier est :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{su}} \text{ Tel que}$$

$\overline{\tau_{su}}$  : Contrainte limite d'adhérence.

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

$$\sum U_i = \pi \times (4 \times \phi 10 + 5 \times \phi 10) = 282.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{57.41 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.21 \times 282.6 \times 10^{-3}} = 1.07 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28}$  tel que  $\psi = 1.5$  pour les aciers HA.

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} > \tau_{su} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

## 11. Vérification à l'E.L.S

### 5. Etat limite d'ouverture de fissures

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

### 6. Vérification des contraintes dans le béton

$$M_t^{\text{ser}} = 19.14 \text{ KN.m}; M_a^{\text{ser}} = -12.76 \text{ KN.m.}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est

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

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

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.III. 57. Vérification des contraintes dans le béton.

Localisation	$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$y$ (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appuis	-12.76	15831.9	4.01	3.23	15	Vérifiée
Travées	19.14	19165.9	4.43	4.42	15	

### 6. Vérification de la flèche : (CBA93.art(B.6.5.3))

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{23}{470} = 0.049 < \frac{1}{16} = 0.063$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire

Pour une portée supérieur à 5m, la flèche admissible est égale à:

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm}$$

Les résultats de la vérification de la flèche sont représentés dans le tableau ci-dessous :

$$I_0 = 106604.7 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{3.95}{100 \times 21} = 0.0019$$

Tableau .III.58.vérification de la flèche

$q_j$ (KN/ml)	$M_{jser}$ (KN.m)	$I_{f_j} \times 10^{-4} (m^4)$	$\sigma_j (MPa)$	$\mu_j$	$f_{ji}$ (mm)
6.18	12.8	11.73	165.96	0	0.74
$q_g$ (KN/ml)	$M_{gser}$ (KN.m)	$I_{f_g} \times 10^{-4} (m^4)$	$\sigma_g (MPa)$	$\mu_g$	$f_{gi}$ (mm)
8.33	17.25	8.89	223.7	0.029	1.32
$q_p$ (KN/ml)	$M_{pser}$ (KN.m)	$I_{f_p} \times 10^{-4} (m^4)$	$\sigma_p (MPa)$	$\mu_p$	$f_{pi}$ (mm)
10.83	22.43	4.52	290.84	0.14	3.38
$\lambda_i$	$\lambda_v$	$I_{f_{gv}} \times 10^{-4} (m^4)$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$\rho$	$f_{gv}$ (mm)
11.16	4.47	10.4	106604.7	0.0019	3.39

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.47 \text{ cm} \\ f_{adm} &= 0.94 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

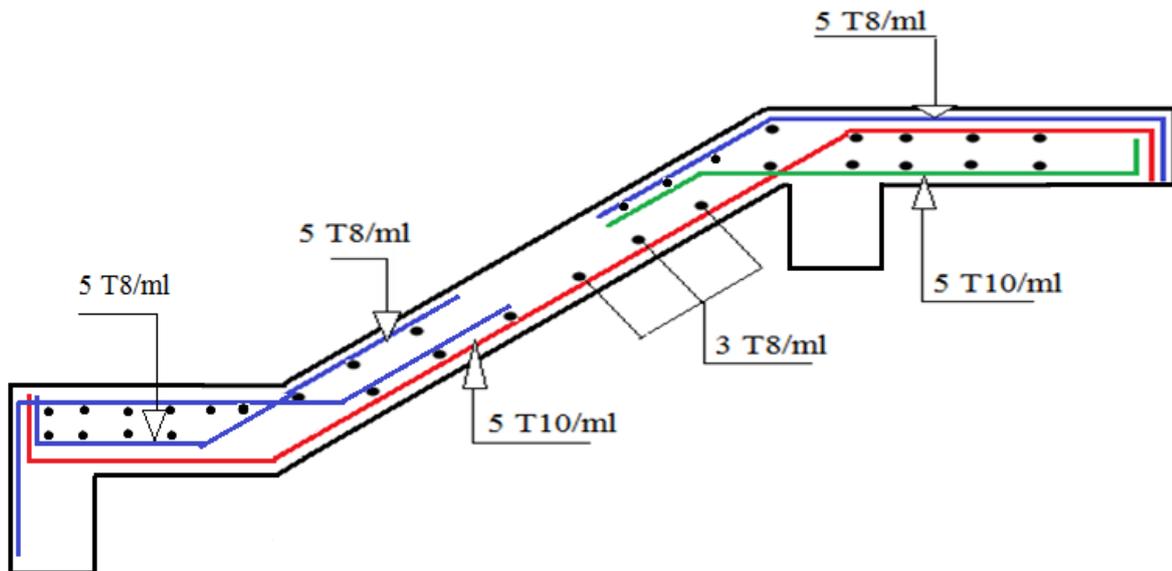


Fig. III.23. Ferrailage de l'escalier du 2, et 3<sup>ème</sup> entresol

### III.6. 4. Etude de l'escalier du 4<sup>ème</sup> entresol.

#### 1. Combinaison de charges

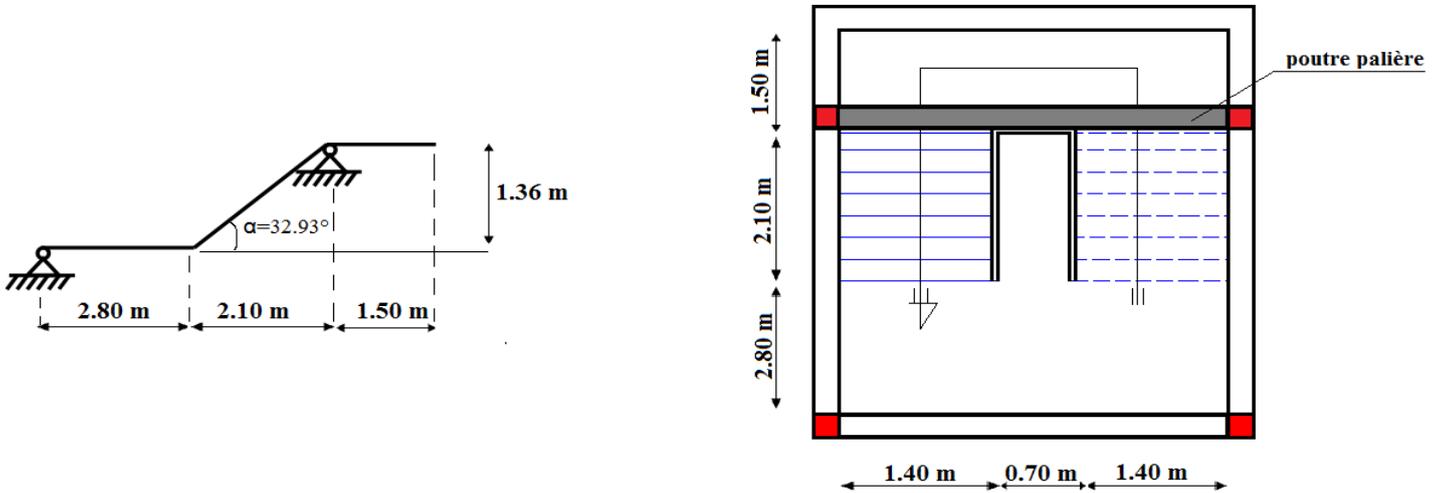


Fig. III.24 Schéma statique de l'escalier du 4<sup>ème</sup> entresol

Tableau.III. 18.Caractéristiques de la volée.

Caractéristiques	Valeurs
Epaisseur de la paillasse et du palier (e)	23 cm
Charge permanente sur la volée ( $G_v$ ).	10.12 KN/m <sup>2</sup>
Charge permanente sur le palier ( $G_p$ )	7.15 KN/m <sup>2</sup>
Charge d'exploitation sur la volée ( $Q_v$ )	2.5 KN/m <sup>2</sup>
Charge d'exploitation sur le palier ( $Q_p$ )	2.5 KN/m <sup>2</sup>

$$q_{eq} = \frac{q_v \times L_v + q_p \times L_p}{(L_v + L_p)} \text{ (Charge équivalente sur toute la partie).}$$

#### 12. Combinaisons de charges

##### ELU

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 \times 10.12 + 1.5 \times 2.5 = 17.41 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 1.35 \times 7.15 + 1.5 \times 2.5 = 13.40 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{eq} = \frac{17.41 \times 2.1 + 13.40 \times 1.55}{(2.1 + 1.55)} = 14.71 \text{ KN/ml}$$

## ELS

$$q_v = G_v + Q_v = 10.12 + 2.5 = 12.62 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 7.15 + 2.5 = 9.65 \text{ KN/ml}$$

$$q_{eq} = \frac{12.62 \times 2.1 + 9.65 \times 1.55}{(2.1 + 1.55)} = 10.62 \text{ KN/ml}$$

## 13. Calcul des sollicitations

- $M_0^{\max}$ : Moment isostatique.
- $M_a^{\max} = -0.5M_0^{\max}$ : Moment maximal au niveau des appuis.
- $M_t^{\max} = 0.75M_0^{\max}$ : Moment maximal en travée.
- $V_A$ : Effort tranchant au niveau de l'appui A.
- $V_B$ : Effort tranchant au niveau de l'appui A.

Les sollicitations calculées, les résultats trouvés sont résumés dans le tableau III.4.2

Tableau.III. 60 Sollicitations à l'ELU et à l'ELS

Combinaison	$q_{eq}$ (KN/ml)	$M_0^{\max}$ (KN.m)	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V_A$ (KN)	$V_B$ (KN)
ELU	14.71	36.26	-18.13	27.19	32.66	-61.48
ELS	10.62	26.18	-13.09	19.63	23.58	-44.39

## 14. Ferrailage à l'ELU

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de largeur de 1 ml

- $b = 1\text{ml}$ .
- $e = 23 \text{ cm}$ .
- $d = 21 \text{ cm}$ .

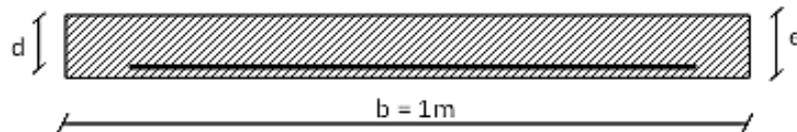


Fig.III. 25. Section de calcul

Tableau.III.61 .ferrailage de la 1ere et la 3ème partie.

Localisation	$M$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$ (m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{cal} \geq A_{min}$	$A_{Adop}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
					)	)		

En travée	27.19	0.043	0.056	0.205	3.81	2.54	vérifiée	4T12 = 4.52
En appuis	-18.13	0.029	0.037	0.207	2.52	2.54	vérifiée	4T10 = 3.16

#### 4. 7. Calcul de l'espacement

On adopte un espacement qui vérifie la condition suivante :  $S_t < \min(3 \times e ; 33\text{cm}) \Rightarrow$

$S_t < 33\text{cm} \Rightarrow$  on choisit  $S_t = 25\text{cm}$ .

#### 4. 8. Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_{\text{Adop}}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\text{cm}^2/\text{ml} \text{ On choisit : } 3\text{T}8 = 1.51\text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec un espacement  $S_t \leq \min(4 \times e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow S_t = 33\text{ cm}$ .

### 15. Vérifications à l'E.L.U

#### 10. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{61.48 \times 10^{-3}}{1 \times 0.21} = 0.29\text{MPa}$$

La Fissuration est peu nuisible donc :

$$\tau_{\text{adm}} = \min(0.133 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3,32\text{MPa} \dots \dots \dots (\text{CBA.A.5.1.2.1.1})$$

$$\tau_u = 0.29\text{ MPa} < \tau_{\text{adm}} = 3.32\text{MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

#### 11. Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL (A.5.1.3.1.2), Avec : } A_l = (4.52+3.16)\text{cm}^2 = 7.68\text{ cm}^2.$$

$$A_l = 7.68\text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 61.48 \times 10^{-3}}{400} = 1.77\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### 5. Vérification de l'adhérence

La condition à vérifier est :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su} \text{ Tel que :}$$

$\overline{\tau_{su}}$  : Contrainte limite d'adhérence.

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

$$\sum U_i = \pi \times (4 \times \phi 12 + 4 \times \phi 10) = 276.32 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{61.48 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.21 \times 276.32 \times 10^{-3}} = 1.18 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \quad \text{tel que} \quad \psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} > \tau_{su} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

## 16. Vérification à l'E.L.S

### 7. Etat limite d'ouverture de fissures

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

### 8. Vérification des contraintes dans le béton

$$M_t^{\text{ser}} = 19.63 \text{ KN.m}; \quad M_a^{\text{ser}} = -13.09 \text{ KN.m.}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t^{\text{ser}} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous ;

Tableau.III. 62. Vérification des contraintes dans le béton.

Localisation	$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$y$ (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
Appuis	-13.09	15831.9	4.01	3.32	15	Vérifiée
Travées	19.63	21474.5	4.7	4.3	15	

## 9. Vérification de la flèche

(CBA93.art(B.6.5.3))

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{23}{490} = 0.047 \leq \frac{1}{16} = 0.063 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire  
 Pour une portée  $\leq 5m$ , la flèche admissible est égale à :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{490}{500} = 0.98cm$$

Les résultats de la vérification de la flèche sont représentés dans le tableau ci-dessous :

$$I_0 = 106604.7 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{4.52}{100 \times 21} = 0.0021$$

Tableau.III.63. vérification de la flèche

$q_j$ (KN/ml)	$M_{jser}$ (KN.m)	$I_{f_j} \times 10^{-4} (m^4)$	$\sigma_j (MPa)$	$\mu_j$	$f_{ji} (mm)$
6.11	13.75	11.8	156.58	0	0.86
$q_g$ (KN/ml)	$M_{gser}$ (KN.m)	$I_{f_g} \times 10^{-4} (m^4)$	$\sigma_g (MPa)$	$\mu_g$	$f_{gi} (mm)$
8.12	18.28	7.65	208.09	0.056	1.77
$q_p$ (KN/ml)	$M_{pser}$ (KN.m)	$I_{f_p} \times 10^{-4} (m^4)$	$\sigma_p (MPa)$	$\mu_p$	$f_{pi} (mm)$
10.62	23.9	4.39	272.15	0.17	4.02
$\lambda_i$	$\lambda_v$	$I_{f_{gv}} \times 10^{-4} (m^4)$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$\rho$	$f_{gv} (mm)$
9.76	3.9	9.7	1073335.4	0.0021	4.18

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.56 \text{ cm} \\ f_{adm} &= \frac{l}{500} = \frac{490}{500} = 0.98 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### 3. Schéma de ferrailage

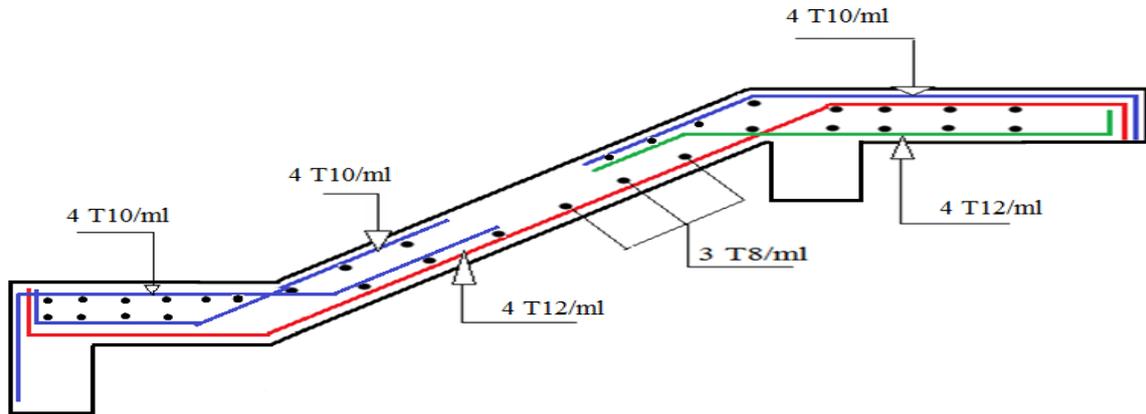


Fig. III.26. Ferrailage de l'escalier du 4<sup>ème</sup> entresol

#### III.6.5. Calcul de la poutre palière (4<sup>ème</sup> entresol)

##### 1. Dimensionnement

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 23.33 \leq h \leq 35$$

On opte pour h=35 cm, b= 30 cm

Vérification des conditions du RPA

b ≥ 20cm .....vérifiée.

h ≥ 30cm .....vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{h}{b} = 0.25 < 1.17$  .....vérifiée.

##### 2. Calcul de la poutre à la flexion simple

###### ➤ Calcul des charges

La poutre est soumise à :

Son poids propre (G<sub>0</sub>) : G<sub>0</sub> = 0.3\*0.35\*25=2.625 KN/

Poids du mur (P<sub>m</sub>) : P<sub>m</sub>=2.37 x 2.85 = 6.75 KN/m

Réaction équivalente R<sub>q</sub> : R<sub>q</sub>=32.66 KN/m

## Combinaisons de charges

### ELU

$$P_u = 1.35 \times (G_0 + P_m) + R_{eq}$$

$$= 1.35 \times (2.625 + 6.75) + 32.66 = 45.32 \text{ KN/ml}$$

### ELS

$$P_s = G_0 + P_m + R_{eq} = 2.625 + 6.75 + 32.58 = 41.95 \text{ KN/ml}$$

## Calcul des sollicitations

- $M_0^{\max} = \frac{P_u \times (L)^2}{8}$ : Moment isostatique.
- $M_a^{\max} = -0.4M_0^{\max}$ : Moment maximal au niveau des appuis.
- $M_t^{\max} = 0.85M_0^{\max}$ : Moment maximal en travée.
- $V_g = \frac{P_u \times L}{2}$ : Effort tranchant au niveau de l'appui gauche de la poutre.
- $V_d = -\frac{P_u \times L}{2}$ : Effort tranchant au niveau de l'appui droit de la poutre.

Tableau.III.64. Sollicitations à l'ELU et à l'ELS

Combinaison	P (KN/ml)	$M_0^{\max}$ (KN.m)	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
ELU	45.32	69.40	- 27.76	59	79.31	-79.31
ELS	41.95	64.23	- 25.69	54.59	73.41	-73.41

## 3. Ferrailage à la flexion simple

- $h = 35 \text{ cm}$ .
- $d = 33 \text{ cm}$ .

Tableau.III. 65.ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

Localisation	$M$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$ (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{cal} \geq A_{min}$
En travée	59	0.127	0.17	0.31	5.51	1.19	vérifiée
En appuis	-27.76	0.06	0.077	0.32	2.5	1.19	vérifiée

#### 4. Vérifications à l'E.L.U

##### ➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{79.31 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.8 \text{ MPa}$$

La Fissuration est peu nuisible donc

$$\tau_{adm} = \min(0.133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.32 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{CBA.A.5.1.2.1.1})$$

$$\tau_u = 0.8 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.32 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

#### 7. 2. Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \dots\dots\dots \text{BAEL (A.5.1.3.1.2), Avec : } A_l = 5.51 + 2.5 = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 8.01 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 79.31 \times 10^{-3}}{400} = 2.28 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

#### Calcul de l'espacement St

$$St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 29.7 \text{ cm}$$

On opte pour : St=15cm en travée et St=10cm en appui.

#### 5. Vérification à l'E.L.S

##### Etat limite d'ouverture de fissures

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

##### Vérification des contraintes dans le béton

$$M_t^{\text{ser}} = 54.59 \text{ KN.m}; M_a^{\text{ser}} = -25.69 \text{ KN.m}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est

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

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

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

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

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

Tableau.III. 66.Vérification des contraintes dans le béton.

Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	$I$ ( $cm^4$ )	$y$ (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appuis	-25.69	28555.7	7.9	7.12	15	Vérifiée
Travées	54.59	53312.6	11	11.27	15	

### Vérification de la flèche (CBA93.art(B.6.5.3))

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{350} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{350} = 0.1 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{54.59}{10 \times 64.23} = 0.085 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{5.51}{30 \times 33} = 0.0056 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées  $\implies$  la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### 6. Calcul à la torsion

Le moment de torsion sur la poutre palier n'est que le moment de flexion de l'escalier (volée + palier) au niveau de l'appui comme il est indiqué sur la figure ci-dessous :



Fig.III. 10.Moments de torsion dans la poutre palière.

- Le moment engendré par cet escalier est :  $M = 18.33 \text{ KN.m}$
- Le moment de torsion est maximum à l'encastrement et il est égal à :

$$M_T = \frac{M \times L}{2} = \frac{18.33 \times 3.50}{2} = 32.08 \text{ KN.m}$$

➤ **Contrainte de cisaillement due à la torsion**

L'expérience a montré que lorsqu'il s'agit d'une section pleine, le noyau de la section ne joue aucun rôle de torsion à l'ELU, c'est pourquoi on remplace la section pleine par une section creuse fictive.

Le principe consiste à remplacer la section réelle par une section creuse d'épaisseur (e) égal à 1/6 du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour intérieure de la section réelle de la poutre (BAEL article 3.2).

➤ **Contrainte de cisaillement  $\tau_T$**

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$

Tel que :

$$e = \frac{\varphi}{6}; \quad \varphi = \min(b; h) = 30\text{cm} \Rightarrow e = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm.}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2.$$

Avec  $\Omega$  : aire de contour du tracé à mi- épaisseur de la paroi.

$$\tau_T = \frac{32.08 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 4.28 \text{ Mpa.}$$

On doit vérifier que  $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau = \sqrt{\tau_T^2 + \tau_u^2} = \sqrt{4.28^2 + 0.8^2} = 4.35 \text{ MPa}$$

$$\tau = 4.35 \text{ Mpa} > \tau_{adm} = 3.32 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Il ya risque de rupture par cisaillement.}$$

Donc on doit augmenter la section de la poutre ; on prend : h=40 cm et b=30 cm.

Vérification des conditions du RPA

$$b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

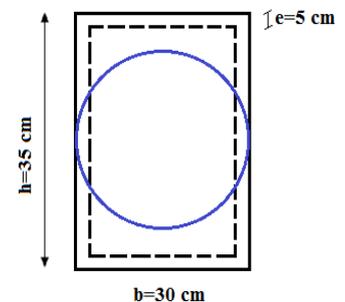
$$\frac{1}{4} < \frac{h}{b} = 0.25 < 1.13 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**7. Calcul de la poutre à la flexion simple**

**Calcul des charges**

La poutre est soumise à

- Son poids propre ( $G_0$ ) :  $G_0 = 0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/m}$
- Poids du mur ( $P_m$ ) :  $P_m = 2.37 \times 2.85 = 6.75 \text{ KN/m}$



**Fig III.28** Section creuse

- Réaction équivalente  $R_q$  :  $R_q=32.66$  KN/m

## Combinaisons de charges

### ELU

$$P_u = 1.35 \times (G_0 + P_m) + R_{eq}$$

$$= 1.35 \times (3 + 6.75) + 32.66 = 45.82 \text{ KN/ml}$$

### ELS

$$P_s = G_0 + P_m + R_{eq} = 3 + 6.75 + 32.58 = 42.33 \text{ KN/ml}$$

## Calcul des sollicitations

- $M_0^{\max} = \frac{P_u \times (L)^2}{8}$ : Moment isostatique.
- $M_a^{\max} = -0.4M_0^{\max}$ : Moment maximal au niveau des appuis.
- $M_t^{\max} = 0.85M_0^{\max}$ : Moment maximal en travée.
- $V_g = \frac{P_u \times L}{2}$ : Effort tranchant au niveau de l'appui gauche de la poutre.
- $V_d = -\frac{P_u \times L}{2}$ : Effort tranchant au niveau de l'appui droit de la poutre.

Tableau.III. 67.Sollicitations à l'ELU et à l'ELS

Combinaison	P (KN/ml)	$M_0^{\max}$ (KN.m)	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
ELU	45.82	70.16	- 28.06	59.64	80.18	-80.18
ELS	42.33	64.82	- 25.93	55.1	74.08	-74.08

## 7.1 Ferrailage à la flexion simple

- $h = 40$  cm.
- $d = 38$  cm.

Tableau.III. 68..ferraillage de la poutre palière à la flexion simple.

Localisation	$M$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$ (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{cal} \geq A_{min}$
En travée	59.64	0.097	0.13	0.36	4.76	1.38	vérifiée
En appuis	-28.06	0.046	0.058	0.37	2.17	1.38	vérifiée

## 2.2. Vérifications à l'E.L.U

### Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{80.18 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} = 0.7 \text{ MPa}$$

La Fissuration est peu nuisible donc

$$\tau_{adm} = \min(0.133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,32 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{CBA.A.5.1.2.1.1})$$

$$\tau_u = 0.7 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.32 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

### Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \dots\dots\dots \text{BAEL (A.5.1.3.1.2), Avec : } A_l = 4.76 + 2.17 = 6.93 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 6.93 \geq \frac{1.15 \times 80.18 \times 10^{-3}}{400} = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

### Calcul de l'espacement St

$$St \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 29.7 \text{ cm}$$

On opte pour : St=15cm en travée et St=10cm en appui.

## 7.3. Vérification à l'E.L.S

### Etat limite d'ouverture de fissures

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

### Vérification des contraintes dans le béton

$$M_t^{ser} = 55.1 \text{ KN.m}; M_a^{ser} = -25.93 \text{ KN.m}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est

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

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

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

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

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

Tableau.III. 69.Vérification des contraintes dans le béton.

Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appuis	-25.93	34414	8.06	6.07	15	Vérifiée
Travées	55.1	65329.1	11.28	9.51	15	

### Vérification de la flèche (CBA93.art(B.6.5.3))

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{350} = 0.114 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{350} = 0.114 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{55.1}{10 \times 64.82} = 0.085 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.76}{30 \times 38} = 0.0042 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées  $\implies$  la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### 8. Calcul à la torsion

La poutre est soumise au moment de torsion engendré par l'escalier (volée et palier) voir figure ci-après:



Fig.III.29.Moments de torsion dans la poutre palière.

➤ Le moment engendré par cet escalier est :  $M = 18.33 \text{ KN.m}$

➤ Le moment de torsion est maximum à l'encastrement et il est égal à :

$$M_T = \frac{M \times L}{2} = \frac{18.33 \times 3.50}{2} = 32.08 \text{ KN.m}$$

### 8. 1. Contrainte de cisaillement due à la torsion

L'expérience a montré que lorsqu'il s'agit d'une section pleine, le noyau de la section ne joue aucun rôle de torsion à l'ELU, c'est pourquoi on remplace la section pleine par une section creuse fictive.

Le principe consiste à remplacer la section réelle par une section creuse d'épaisseur ( $e$ ) égal à  $1/6$  du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour intérieure de la section réelle de la poutre (BAEL article 3.2).

### 8. 2. Contrainte de cisaillement $\tau_T$

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$

Tel que :

$$e = \frac{\varphi}{6}; \quad \varphi = \min(b; h) = 30 \text{ cm} \Rightarrow e = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm.}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (40 - 5) = 875 \text{ cm}^2.$$

Avec  $\Omega$  : aire de contour du tracé à mi- épaisseur de la paroi.

$$\tau_T = \frac{32.08 \times 10^{-3}}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 3.67 \text{ Mpa.}$$

On doit vérifier que  $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau = \sqrt{\tau_T^2 + \tau_u^2} = \sqrt{3.67^2 + 0.7^2} = 3.11 \text{ MPa}$$

$\tau = 3.11 \text{ Mpa} < \tau_{adm} = 3.32 \text{ Mpa} \Rightarrow$  Il ya pas risque de rupture par cisaillement.

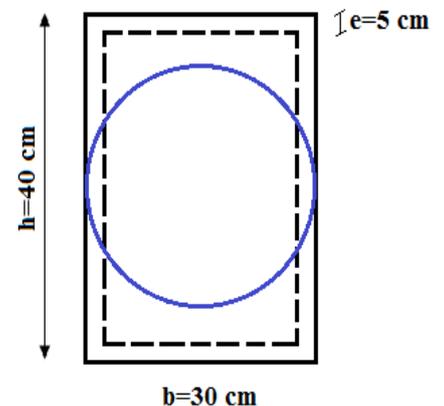


Fig III.30 section creuse

### 8.3. Armatures longitudinale en torsion

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_1 = \frac{M_T \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{avec :}$$

$\mu$  : C'est le périmètre de la surface  $\Omega$ .

$$\mu = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{32.08 \times 10^{-3} \times 1.20 \times 1.15}{2 \times 400 \times 875 \times 10^{-4}} = 6.32 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

$$A_1 = 6.32 \text{ cm}^2$$

## 8.4 .Armatures transversales

### 8.4. 1. à la torsion

$$\frac{A_t \times f_e}{t \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega} \Rightarrow A_t = \frac{M_T \times t \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega}$$

Avec :

$t$  : C'est l'espacement entre les armatures transversales. Soit l'espacement  $t = 20 \text{ cm} \Rightarrow$

$$A_t = \frac{32.08 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 400 \times 875 \times 10^{-4}} = 1.05 \text{ cm}^2.$$

### 8.4. 2. à la flexion simple

Soit un espacement  $t = 20 \text{ cm}$

$t = 20 \text{ cm} < \min (0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min (34.2 ; 40) \text{ cm} = 34.2 \text{ cm} \dots \dots \dots$  Vérifiée.

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.2}{400} = 0.60 \text{ cm}^2.$$

## 3. Conclusion pour le ferrailage de la poutre brisée

### 9. 1. Armatures transversales

$$A_t = A_{\text{torsion}} + A_{\text{flexion}} = 1.05 + 0.60 = 1.65 \text{ cm}^2.$$

On prend un cadre de  $\phi. 8$  et un étrier  $\phi. 8 \Rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2$

L'espacement  $t = 20 \text{ cm}$ .

### 9. 2. Armatures longitudinales

I : Ferrailage à la flexion simple.

II : Ferrailage à la torsion.

III : Ferrailage à la flexion simple + torsion.

Pour le choix des armatures longitudinales on adopte :

➤ En travée:  $\frac{A_{tor}}{2} + A_{flex} = \frac{6.32}{2} + 4.76 = 7.92 \text{ cm}^2$

Soit:  $3T14+3T12=8.01 \text{ cm}^2$

➤ Aux appuis:  $\frac{A_{tor}}{2} + A_{flex} = \frac{6.32}{2} + 2.17 = 5.33 \text{ cm}^2$

Soit:  $6T12=6.78 \text{ cm}^2$

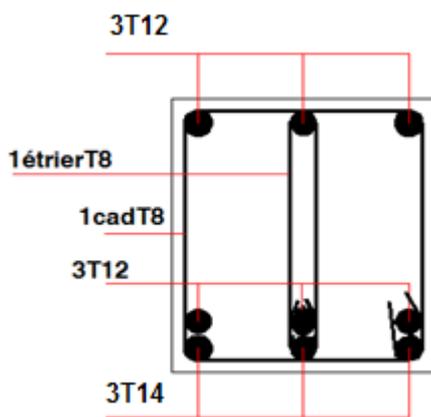


Fig. III.31. Ferrailage de la poutre palière en travée

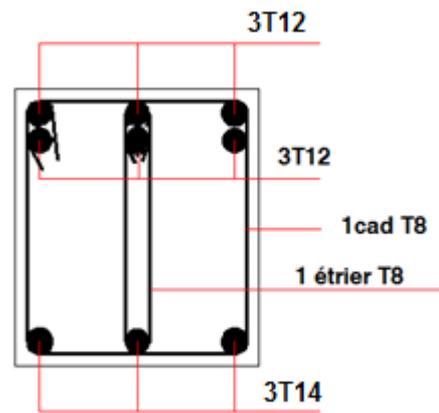


Fig III.32. Ferrailage de la poutre palière en appuis

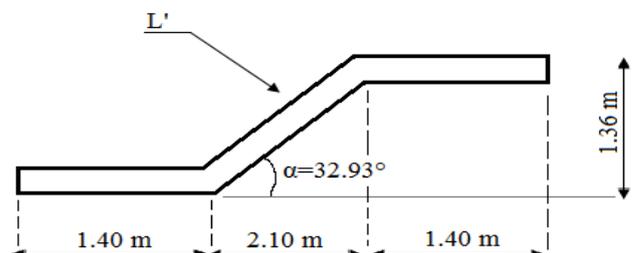
### III.6.6. La poutre brisée

La poutre brisée est une poutre inclinée qui suit la forme de la deuxième volée, elle se calcule en flexion simple et en torsion.

#### 4. Le pré dimensionnement

##### 1.2 Escalier à trois volées RDC, 1, 2, et 3<sup>ème</sup> étage

On doit vérifier les conditions de la flèche :



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

$$L' = \frac{2.1}{\cos \alpha} = \frac{2.1}{\cos 32.93^\circ} = 2.5 \text{ m}$$

Avec  $\alpha$  : c'est l'inclinaison de la paillasse

Longueur de la poutre brisée :

$$L = 1.4 + 2.5 + 1.4 = 5.3 \text{ m}$$

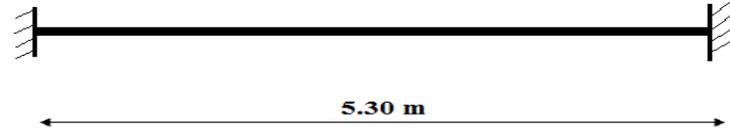


Fig III.33. Schéma statique de la poutre brisée

$$\frac{530}{15} \leq h \leq \frac{530}{10} \Rightarrow 35.33 \text{ cm} \leq h \leq 53 \text{ cm.} \quad \text{Soit } h = 40 \text{ cm. et } b = 30 \text{ cm}$$

### 5. Vérification des conditions du RPA

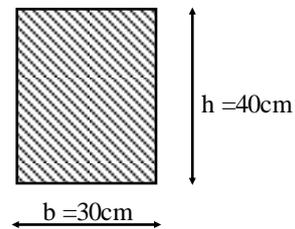
Selon les recommandations du RPA 99 (version 2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifie} \\ h = 40 > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} < \frac{h}{b} = 0.25 < 1.33 \dots \dots \dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 version 2003})$$

Art .7.5.1).

Sachant que :

$b$  : largeur de la poutre.  
 $h$  : hauteur de la poutre.



### 6. Chargement repris par la poutre brisée

Les charges revenant à la poutre sont :

$g_0$  : Poids propre de la poutre

$$g_0 = \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0.30 \times 0.40 = 3 \text{ KN/ml.} \quad \gamma_b : \text{ poids volumique du béton.}$$

Chargement transmis par l'escalier

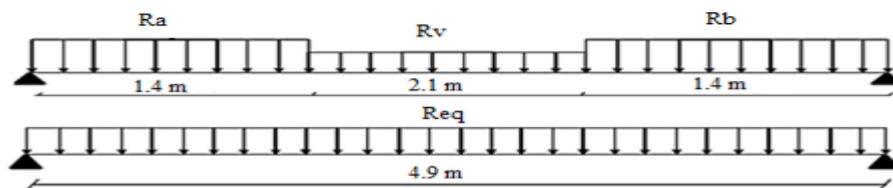


Fig.III. 34.Charges sur la poutre brisée

Les charges transmises par l'escalier sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau.III. 70.C charges transmises par l'escalier.

Combinaisons	$R_a$ (KN/ml)	$R_b$ (KN/ml)	$R_v$ (KN/ml)	$R_{eq}$ (KN/ml)
ELU	21.74	21.74	13.79	19.09
ELS	15.61	15.61	9.94	13.72

$R_a$  : Réaction au point A de la troisième volée.

$R_b$  : Réaction au point B de la première volée.

$R_v$  : Réaction due à la deuxième volée.

$R_{eq}$  : Charge équivalente sur la poutre

## 7. Combinaisons de charges

### ELU

$$P_u = 1.35 \times g_0 + R_{eq} = 1.35 \times 3 + 19.09 = 23.14 \text{ KN/ml}$$

### ELS

$$P_s = g_0 + R_{eq} = 3 + 13.72 = 16.72 \text{ KN/ml}$$

## 8. Calcul des sollicitations

- $M_0^{\max} = \frac{P \times (L)^2}{8}$ : Moment isostatique.
- $M_a^{\max} = -0.5M_0^{\max}$ : Moment maximal au niveau des appuis.
- $M_t^{\max} = 0.85M_0^{\max}$ : Moment maximal en travée.
- $V_g = \frac{P \times L}{2}$ : Effort tranchant au niveau de l'appui gauche de la poutre.
- $V_d = -\frac{P \times L}{2}$ : Effort tranchant au niveau de l'appui droit de la poutre.

Tableau.III. 71. Sollicitations à l'ELU et à l'ELS

Combinaison	P (KN/ml)	$M_0^{\max}$ (KN.m)	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
-------------	--------------	------------------------	------------------------	------------------------	---------------	---------------

ELU	23.14	69.45	- 34.72	59.03	56.69	-56.69
ELS	16.72	50.18	- 25.09	42.65	40.96	-40.96

## 9. Ferrailage à la flexion simple

- h = 40 cm.
- d = 38 cm.

Tableau.III. 72.ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple.

Localisation	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> ≥ A <sub>min</sub>
En travée	59.03	0.096	0.127	0.36	4.7	1.38	vérifiée
En appuis	-34.72	0.057	0.073	0.37	2.71	1.38	vérifiée

## 10. Vérifications à l'E.L.U

### 7. 1. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{56.69 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} = 0.5 \text{ MPa}$$

La Fissuration est peu nuisible donc

$$\tau_{adm} = \min(0.133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,32 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{CBA.A.5.1.2.1.1})$$

$$\tau_u = 0.5 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.32 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

### 7. 2. Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \text{ BAEL (A.5.1.3.1.2),}$$

$$\text{Avec : } A_l = 4.7 + 2.71 = 7.41 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 7.41 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 56.69 \times 10^{-3}}{400} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Calcul de l'espacement St

$$St \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 34.2 \text{ cm} \text{ On opte: } St = 15 \text{ cm en travée et } St = 10 \text{ cm en appui.}$$

## 11. Vérification à l'E.L.S

### 8. 1. Etat limite d'ouverture de fissures

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

### 8. 2. Vérification des contraintes dans le béton

$$M_t^{\text{ser}} = 42.65 \text{ KN.m} ; M_a^{\text{ser}} = -25.09 \text{ KN.m}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est

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

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

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

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

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

Tableau.III. 73. Vérification des contraintes dans le béton.

Localisation	$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appuis	-25.09	41472.4	8.88	5.37	15	Vérifiée
Travées	42.65	64685.1	11.22	7.4	15	

### 8. 3. Vérification de la flèche (CBA93.art(B.6.5.3))

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{490} = 0.082 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{490} = 0.082 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{42.65}{10 \times 50.18} = 0.085 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.7}{30 \times 38} = 0.0041 \leq \frac{4.2}{f_c} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée  $\Rightarrow$  la vérification à la flèche est nécessaire.

Pour une portée inférieure ou égale à 5m, la flèche admissible est égale à :

$$f_{adm} = \frac{490}{500} = 0.98 \text{ cm}$$

Les résultats de la vérification de la flèche sont représentés dans le tableau ci-dessous :

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{8.01}{30 \times 38} = 0.007$$

Tableau.III.74.Vérification de la flèche

$q_j$ (KN/ml)	$M_{jser}$ (KN.m)	$I f_j \times 10^{-4} (m^4)$	$\sigma_j (MPa)$	$\mu_j$	$f_{ji} (mm)$
3	7.65	21.49	28.63	0	0.26
$q_g$ (KN/ml)	$M_{gser}$ (KN.m)	$I f_g \times 10^{-4} (m^4)$	$\sigma_g (MPa)$	$\mu_g$	$f_{gi} (mm)$
16.72	42.65	9.26	159.58	0.44	3.41
$q_p$ (KN/ml)	$M_{pser}$ (KN.m)	$I f_p \times 10^{-4} (m^4)$	$\sigma_p (MPa)$	$\mu_p$	$f_{pi} (mm)$
19.22	49.03	8.68	183.45	0.49	4.2
$\lambda_i$	$\lambda_v$	$I f_{gv} \times 10^{-4} (m^4)$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$\rho$	$f_{gv} (mm)$
2.99	1.19	14.06	195385.6	0.007	4.18

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.72 \text{ cm} \\ f_{adm} &= \frac{l}{500} = \frac{350}{500} = 0.98 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

## 12. Calcul à la torsion

La poutre est soumise à trois moments de torsion voir figure ci-après



- Partie I : Il est égal au moment à l'appui de la première partie ( $M_{T1} = 9.51 \text{ KN.m}$ ).
- Partie II : Il est égal au moment engendré par la deuxième volée ( $M_{T2} = 6.89 \text{ KN.m}$ ).
- Partie III : Il est égal au moment à l'appui de la troisième volée ( $M_{T3} = 9.51 \text{ KN.m}$ ).

Le moment de torsion est maximum à l'encastrement et il est égal à :

$$M_T = \frac{M_{T1,3} \times L}{2} = \frac{9.51 \times 4.90}{2} = 23.3 \text{ KN.m}$$

### 9. 3. Contrainte de cisaillement due à la torsion

L'expérience a montré que lorsqu'il s'agit d'une section pleine le noyau de la section ne joue aucun rôle à l'ELU de torsion c'est pourquoi on remplace la section pleine par une section creuse fictive.

Le principe consiste à remplacer la section réelle par une section creuse d'épaisseur ( $e$ ) égal à  $1/6$  du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour intérieure de la section réelle de la poutre (BAEL article 3.2).

### 9. 4. Contrainte de cisaillement $\tau_T$

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$

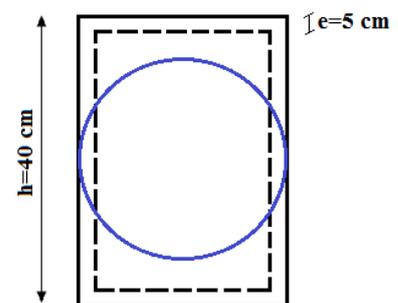
Tel que :

$$e = \frac{\varphi}{6}; \quad \varphi = \min(b; h) = 30 \text{ cm} \Rightarrow e = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm.}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (40 - 5) = 875 \text{ cm}^2.$$

Avec  $\Omega$  : aire de contour du tracé à mi- épaisseur de la paroi.

$$\tau_T = \frac{23.3 \times 10^{-3}}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 2.66 \text{ Mpa.}$$



**Fig.III.36** Section creuse équivalente

On doit vérifier que  $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau = \sqrt{\tau_T^2 + \tau_u^2} = \sqrt{2.66^2 + 0.5^2} = 2.71 \text{ MPa}$$

$\tau = 2.71 \text{ Mpa} < \tau_{adm} = 3.32 \text{ Mpa} \Rightarrow$  Il ya pas de risque de rupture par cisaillement.

### 9. 3. Armatures longitudinale en torsion

La section d'armatures longitudinales est donnée par

$$A_1 = \frac{M_T \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{avec :}$$

$\mu$  : C'est le périmètre de la surface  $\Omega$ .

$$\mu = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{23.3 \times 10^{-3} \times 1.20 \times 1.15}{2 \times 400 \times 875 \times 10^{-4}} = 4.59 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

$$A_1 = 4.59 \text{ cm}^2$$

### 9. 4. Armatures transversales

#### 9.4. 3.A la torsion

$$\frac{A_t \times f_e}{t \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega} \Rightarrow A_t = \frac{M_T \times t \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega}$$

Avec :

$t$  : C'est l'espacement entre les armatures transversales. Soit l'espacement  $t = 20 \text{ cm} \Rightarrow$

$$A_t = \frac{23.3 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 400 \times 875 \times 10^{-4}} = 0.76 \text{ cm}^2.$$

#### 9.4. 4. A la flexion simple

Soit un espacement  $t = 20 \text{ cm}$

$t = 20 \text{ cm} < \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(34.2 ; 40) \text{ cm} = 34.2 \text{ cm} \dots \dots \dots$  Vérifiée.

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.2}{400} = 0.60 \text{ cm}^2.$$

### 13. Conclusion pour le ferrailage de la poutre brisée

#### 10. 3. Armatures transversales

$$A_t = A_{t \text{ torsion}} + A_{t \text{ flexion}} = 0.76 + 0.60 = 1.36 \text{ cm}^2.$$

On prend un cadre de  $\phi. 8$  et une épingle  $\phi. 8$

L'espacement  $t = 20 \text{ cm}$ .

## 10. 4.Armatures longitudinales

I : Ferrailage à la flexion simple.

II : Ferrailage à la torsion.

III : Ferrailage à la flexion simple + torsion.

Pour le choix des armatures longitudinales on adopte :

➤ En travée:  $\frac{A_{tor}}{2} + A_{flex} = \frac{4.59}{2} + 4.7 = 7 \text{ cm}^2$

Soit:  $3T14+3T12=8.01 \text{ cm}^2$

➤ Aux appuis:  $\frac{A_{tor}}{2} + A_{flex} = \frac{4.59}{2} + 2.71 = 5 \text{ cm}^2$

Soit:  $6T12=6.78 \text{ cm}^2$

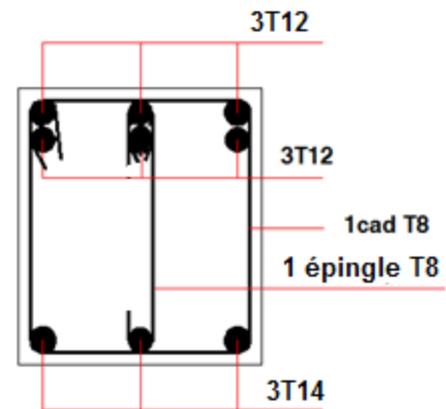
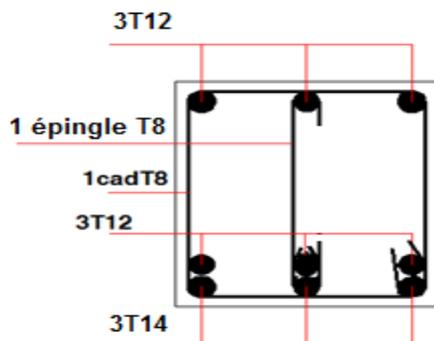


Fig .III. 38. Ferrailage de la poutre brisée en appui.

Fig.III. 37. Ferrailage de la poutre brisée en

### III.6.7. Calcul des poutres de chaînage

#### III.67. 1. Définition

Les poutres de chaînage, à calculer dans notre projet, sont des poutres horizontales en béton armé. Dans notre cas on a un seul type qui est les poutres qui ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher et sur lequel repose des murs en double parois.

#### III.4.7. 2. Etude de la poutre de chaînage

##### 2.Dimensionnement

La portée maximale de la poutre de chaînage est :

$$L_{\max} = (3.50 + 0.30) = 3.80\text{m}$$

##### 1. 1. Selon la condition de la flèche

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \Rightarrow 25.33 \text{ cm} \leq h \leq 38\text{cm}$$

Soit :  $h = 35 \text{ cm} \Rightarrow$  la section de la poutre à adopter est :  $b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$ .

## 1. 2. Vérification des conditions du RPA

$h = 35 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$  Vérifiée.

$b = 30 \text{ cm} \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20 \text{ cm}$  Vérifiée. (RPA2003.A. 9.3.3)

## 3 .Calcul des sollicitations

Le chaînage est conçu pour reprendre, outre son poids propre, le poids des murs et le poids du plancher à dalle pleine.

Poids propre de chaînage :  $P_c = \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/m}$

Poids du mur:  $P_m = G_m \times (H - h) = 2.85 \times (4.08 - 0.35) = 10.63 \text{ KN/m}$

avec :

- $G_m$  : charges permanentes des murs en doubles parois.
- $H$  : c'est la hauteur d'étage.
- $h$  : c'est la hauteur de la poutre de chaînage.

Poids du plancher à corps creux :  $P_p^G = G_p \times 0.3 = 5.60 \times 0.3 = 1.68 \text{ KN/ml}$

avec :

$G_p$  : Charges permanentes du plancher à corps creux.

Pour la charge d'exploitation :  $P_p^Q = Q_p \times 0.3 = 5 \times 0.3 = 1.5 \text{ KN/ml}$

avec :

$Q_p$  : Charges d'exploitation du plancher à corps creux (à usage commercial).

## 4. Combinaisons de charges

### ELU

$P_u = 1.35 \times (P_c + P_m + P_p) + 1.5 \times Q_p = 1.35 \times (2.625 + 10.63 + 1.68) + 1.5 \times 1.5 = 22.41 \text{ KN/ml}$

### ELS

$P_s = (P_c + P_m + P_p) + Q_p = (2.625 + 10.63 + 1.68) + 1.5 = 16.43 \text{ KN/ml}$

## 5. Calcul des sollicitations

Les conditions d'utilisation de la méthode forfaitaire sont vérifiées.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous:

Tableau.III. 75. Sollicitations à l'ELU et à l'ELS

Combinaisons	P (KN/ml)	M <sub>0</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
ELU	22.41	40.45	-16.18	30	42.58	-42.58
ELS	16.43	29.66	-11.86	22	31.22	-31.22

## 6. Le ferrailage

Les poutres de chaînage se calculent comme des poutres simplement appuyées sollicitées en flexion simple.

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.35 = 0.315 \text{ m.}$$

Tableau.III. 76. Ferrailage de la poutre de chaînage.

Localisation	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> ≥ A <sub>min</sub>	A <sub>Adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
travée	30	0.065	0.084	0.32	2.7	1.19	vérifiée	3T12=3.39
En appuis	-16.18	0.035	0.044	0.32	1.43	1.19	vérifiée	3T12=3.39

Selon RPA2003 (Article 9.3.3), la section minimale des armatures longitudinale est :  
A<sub>min</sub>=4HA10=3.14cm<sup>2</sup>, d'où le ferrailage choisi en appui et en travée est vérifié.

## 7. Vérifications à l'E.L.U

Tableau.III. 19. Vérification à l'ELU

Cisaillement	Armatures longitudinales au cisaillement	Adhérence
$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm}$	$A \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e}$	$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$
0.45 < 3.32	6.78 > 1.2	0.66 < 2.835
Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

## 8. Armature transversales

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_{1\min}\right) \Rightarrow \varphi_t \leq 10 \text{ mm} \Rightarrow \varphi_t = 8 \text{ mm BAEL91 (Article H.III.3)}$$

Soit: A<sub>t</sub>= 1 cadre  $\phi 8$  + épingle  $\phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$ .

## 9. L'espaceur

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 28.35 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8f_e (\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3f_{tj} K)} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuire} \Rightarrow K=1 \text{ (CBA.Art A.5.1.2.3)} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$\alpha = 90^\circ$  (Flexion simple, cadres droites.)

$$f_{tj} = \min(f_{tj}; 3.3\text{Mpa})$$

$$S_t \leq \frac{1.51 \times 0.8 \times 400}{30(0.45 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 89.48\text{cm.}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.51 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 50.33\text{cm}$$

Selon RPA2003 (Article 9.3.3), l'espaceur est :  $S_t \leq \min(h; 25\text{cm}) = 25\text{cm.} \Rightarrow$  On prend  $S_t = 15\text{cm.}$

## 8. Vérification à l'E.L.S

### 8. 1. Etat limite d'ouverture de fissures

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

### 8. 2. Vérification des contraintes de compression dans le béton

Tableau.III. 78. Vérification des contraintes dans le béton.

Localisations	$M_{ser}$ (KN.m)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$y$ (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appuis	-11.86	36579.5	9.02	2.92	15	Vérifiée
Travées	22	36579.5	9.02	5.42	15	

### 8. 3. Vérification de la flèche (CBA93.art(B.6.5.3))

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

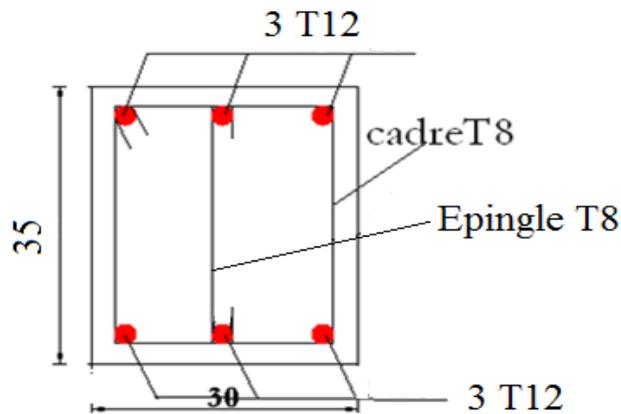
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{380} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{380} = 0.092 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{22}{10 \times 29.66} = 0.074 \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{30 \times 31.5} = 0.0036 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \text{vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées  $\Rightarrow$  la vérification de la flèche n'est pas nécessaire



10Fig. III.39. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

### III. 7. Étude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

#### III.7. 1. Evaluation des charges et surcharges

$L_x = 2.40 \text{ m}$

$L_y = 2.55 \text{ m}$

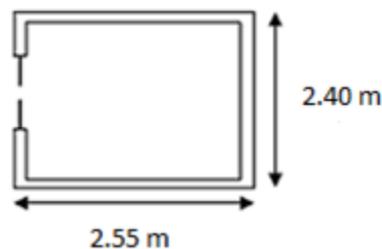


Fig.III. 40..Schéma de l'ascenseur

Tableau. III .79.Evaluation des charges de l'Ascenseur.

Poids propre de la dalle et de revêtement (KN/m <sup>2</sup> )	La surface (m <sup>2</sup> )	Poids de la machine (KN /m <sup>2</sup> )	Poids total KN /m <sup>2</sup>
$G_1=25 \times 0.2 + 22 \times 0.04$	$S=L_x \times L_y$ $=2.4 \times 2.55$	$G_2=F_c / S$ $=145 / 6.12$	$G=G_1+G_2$ $=5.88+23.69$
$G_1=5.88$	$S= 6.12$	$G_2=23.69$	$G=29.57$

La charge d'exploitation est :  $Q=1\text{KN/m}^2$ .

### III.7. 2 .Cas d'une charge répartie

#### 1.Calcul des sollicitations

##### 1. 1.A l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 29.57 + 1.5 \times 1 = 41.42$$

$$q_u = 41.42 \text{KN/m}^2.$$

$$q_s = G_{\text{totale}} + Q = 29.57 + 1 = 30.57$$

$$q_s = 30.57 \text{KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.4}{2.55} = 0.94 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \text{\grave{a} ELU (v = 0):} \\ \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \\ \text{\grave{a} ELS (v = 0.2):} \\ \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0419 \times 41.42 \times 2.4^2 \Rightarrow M_0^x = 10 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.8661 \times 10 \Rightarrow M_0^y = 8.661 \text{KN.m}$$

#### 1. 2. Calcul des moments réels

- En travée  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.5 \text{KNm} \\ \text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 7.36 \text{KNm} \end{array} \right.$
- En appui

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -3 \text{ KNm}$$

## Calcul de la section d'armatures

Le calcul fait à la flexion simple pour une section  $(b \times h) = (1 \times 0.2) \text{ m}^2$ .

Le diamètre des barres utilisées doit être :  $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$

On prend l'enrobage  $c' = 2 \text{ cm}$ .

$$d_x = e - \left(\frac{\phi_x}{2} + c'\right) \Rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{2}{2} + 2\right) = 17 \text{ cm}$$

$$d_y = e - \left(\frac{3}{2}\phi_x + c'\right) \Rightarrow d_y = 20 - \left(\frac{3}{2} \times 2 + 2\right) = 15 \text{ cm}$$

## 2. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x = 17 \text{ cm}$  et  $d_y = 15 \text{ cm}$

Tableau.III. 80 .Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	x-x	8.5	0.018	0,023	0.178	1.37	1.65	4T10=3.14
	y-y	7.36	0.018	0.023	0.17	1.26	1.6	4T10=3.14
Appui	x-x	-3	0.0065	0.008	0.18	0.48	1.65	4T10=3.14
	y-y	-3	0.0073	0.0092	0.17	0.51	1.6	4T10=3.14

## 3.Vérification à l'E.L.U

### 3.1. Condition de non fragilité

On a des HA  $f_c E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$  ;  $e = 20 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $\rho = 0.94$

$$\left. \begin{array}{l} e > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = 1.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

### 3.2. Calcul des espacements

Sens x-x':  $S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$       on adopte  $S_t = 25\text{cm}$

Sens y-y':  $S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm}$       on adopte  $S_t = 25\text{cm}$

### 3.3. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$\rho = 0.94 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens

Sens x - x:  $V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 33.14\text{KN}.$

Sens y - y:  $V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 33.81\text{KN}$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{33.81 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.2$$

$\tau_u = 0.2\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$

### 4. Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$

$q_s = 30.57 \text{KN/m}^2$

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \text{à ELS } (\nu = 0.2): \\ \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.65 \text{KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.86 \text{KNm} \end{cases}$$

$M_{tser}^x = 0.85 \times M_0^x = 7.35 \text{KN.m}$

$M_{tser}^y = 0.85 \times M_0^y = 6.68 \text{KN.m}$

$M_{aser}^x = -0.3 \times M_0^x = -2.59 \text{KN.m}$

$M_{tser}^y = -0.3 \times M_0^x = -2.59 \text{KN.m}$

### 4.1. État limite de compression de béton

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

Tableau.III. 81.Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub>
Travées	x-x	7.35	11381	3.68	2.38	15	Vérifiée
	y-y	6.68	10066	3.57	2.6	15	
Appuis	x-x	-2.59	11381	3.68	0.84	15	
	y-y	-2.59	10066	3.57	0.92	15	

### Etat limite d'ouverture des fissures

Selon L<sub>x</sub>:

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \max \left( 240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 240 \text{ MPa. BAEL91 (Art. B. 7.5)}$$

Avec :

$$\eta = 1.6 \text{ (acier HA), } f_{tj} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 147.09 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Selon L<sub>y</sub>:

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d_y - y) = 133.66 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

### III.7. 2. Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée *g* est appliquée à la surface de la dalle sur une aire *a<sub>0</sub> × b<sub>0</sub>*, elle agit uniformément sur une aire *u × v* située sur le plan moyen de la dalle.

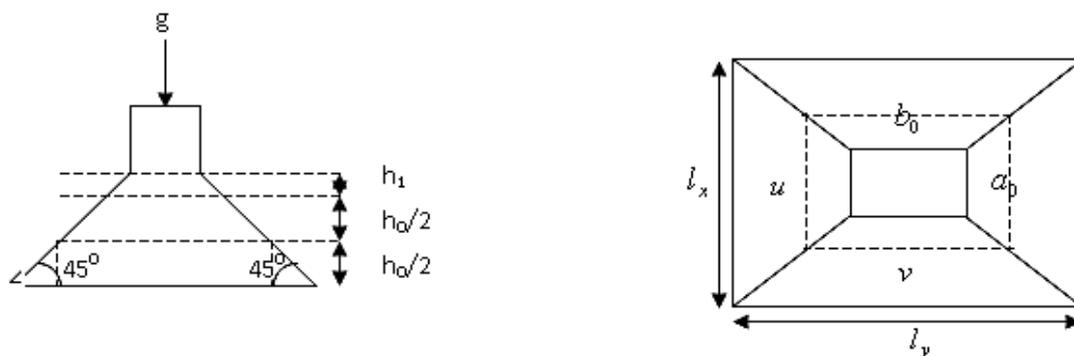


Fig. III.41. surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  : Dimensions suivant le sens  $x-x'$ .

$b_0$  et  $v$  : Dimensions suivant le sens  $y-y'$ .

On a  $h_0=20\text{cm}$  et une vitesse  $V = 1\text{m/s} \Rightarrow a_0 = 80\text{cm}; b_0 = 80\text{cm}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur  $h_1 = 4\text{cm} \Rightarrow \xi = 1.$

$$\text{Donc : } \begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow u = 108\text{cm}. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow v = 108\text{cm}. \end{cases}$$

### 1. Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + v \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + v \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} v = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ v = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3\text{KN}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow P_u = 97.605\text{KN}$$

$M_1$  En fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho$  ;  $M_2$  En fonction de  $\frac{v}{l_y}$  et  $\frac{v}{l_x}$  et

$$\rho = 0.94 \Rightarrow (\text{Annexe 3}) \begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{108}{240} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.45 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{108}{255} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.42 \end{cases} \Rightarrow M_1 = 7.88 \times 10^{-2}\text{KN.m}$$

$$\begin{cases} \frac{v}{l_y} = \frac{108}{255} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.42 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{240} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.45 \end{cases} \Rightarrow M_2 = 4.29 \times 10^{-2}\text{KN.m}$$

Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.0788 = 7.69 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.0429 = 4.19 \text{ KNm} \end{cases}$$

Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \text{à ELU (v=0):} \\ \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases} \quad q_u = 1.35 \times 5.88 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 9.438 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 2.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.97 \text{ KN.m}$$

## 1. Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :  $\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.97 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.16 \text{ KNm} \end{cases}$

Pour tenir compte de l'encastrement :

En travée  $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times 9.97 = 8.47 \text{ KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times 6.16 = 5.24 \text{ KNm} \end{cases}$

En appuis :  $M_y^a = M_x^a = -0.3 \times 9.97 = -2.99 \text{ KN.m}$

Calcul de l'effort tranchant

$$\text{On a } v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times a_0} = \frac{97.605}{2.4} = 40.67 \text{ KN}$$

## 2. Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et  $d_x = 18 \text{ cm}$ .

Tableau.III. 82.Ferrailage de la dalle de la salle des machines.

Sen s	$M_t$ (KN.m )	$M_a$ (KN.m )	$A_t$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml )	$A_t^{\min}$ (cm <sup>2</sup> /ml )	$A_a$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml )	$A_a^{\min}$ (cm <sup>2</sup> /ml )	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
x-x'	8.47	-2.99	1.37	2.17	0.48	2.17	4T10=3.1	4T10=3.1
y-y'	5.24	-2.99	0.89	2.05	0.51	2.05	4T10=3.1	4T10=3.1

### 3. Vérification à l'E.L.U

#### 3.1. Vérification au poinçonnement

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{BAEL91(Article H. III.10)}$$

Avec :

$p_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$h$  : Epaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (108 + 108) \Rightarrow U_c = 432 \text{ cm. ;}$$

$$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4.32 \times 0.2 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 648 \text{ KN}$$

Or  $p_u = 97.605 \text{ KN} \leq 648 \text{ KN}$ . Pas de risque de poinçonnement.

#### 3.2. Diamètre des barres

$$\varphi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$\varphi_{\max} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$ ..... C'est vérifiée.

#### 3.3. Les espacements

On doit vérifier :  $S_{tx} \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

soit :  $S_{tx} = 25 \text{ cm}$

$S_{ty} \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

soit :  $S_{ty} = 25 \text{ cm}$

#### 3.4. Vérification de l'effort tranchant : $b=100 \text{ cm}$ ; $d=17 \text{ cm}$ .

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

On a :  $a_0 = b_0 \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times a_0} = 40.67 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow$  C'est vérifié

### 4. Vérification à l'E.L.S

Les moments engendrés par le système de levage :  $q_{ser} = g = 72.3\text{KN}$ .

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.0788 + 0.2 \times 0.0429) = 6.32 \text{ KNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.0429 + 0.2 \times 0.0788) = 4.24 \text{ KNm} \end{cases}$$

Les moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \text{à ELS (v = 0.2)} \\ \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases}$$

$$q_{ser} = 5.88 + 1 = 6.88\text{KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.94 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### 4.1. Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.32 + 1.94 = 8.26 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.24 + 1.76 = 6 \text{ KNm} \end{cases}$$

#### 4.2. Vérification des contraintes

##### 4.2.1. Calcul des moments

$$M_t^x = 0.85 \times 8.26 \Rightarrow M_t^x = 7.02 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 6 \Rightarrow M_t^y = 5.1 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.3 \times 8.26 \Rightarrow M_a = -2.48 \text{ KN.m}$$

##### 4.2.2. Etat limite de compression de béton

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

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

Localisation	Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$y$ (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
Travées	x-x	7.02	11319.6	3.67	2.28	15	Vérifiée
	y-y	5.1	10011.8	3.56	1.81	15	
Appuis	x-x	-2.48	11319.6	3.67	0.80	15	
	y-y	-2.48	10011.8	3.56	0.88	15	

##### 4.2.3. Etat limite d'ouverture des fissures

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

#### 4.2.4. Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{255} = 0.078 \geq \frac{1}{16} = 0.06; \quad \frac{h}{l} = \frac{20}{255} = 0.078 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.042$$

Les deux conditions de la flèche sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

#### 6. Schéma de ferrailage

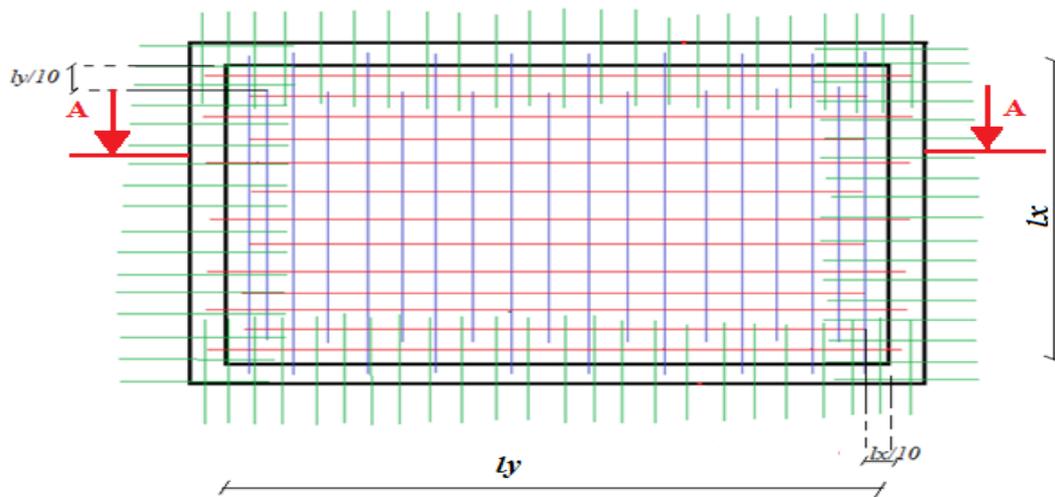


Fig.III. 42. Dispositions du ferrailage dans la dalle.

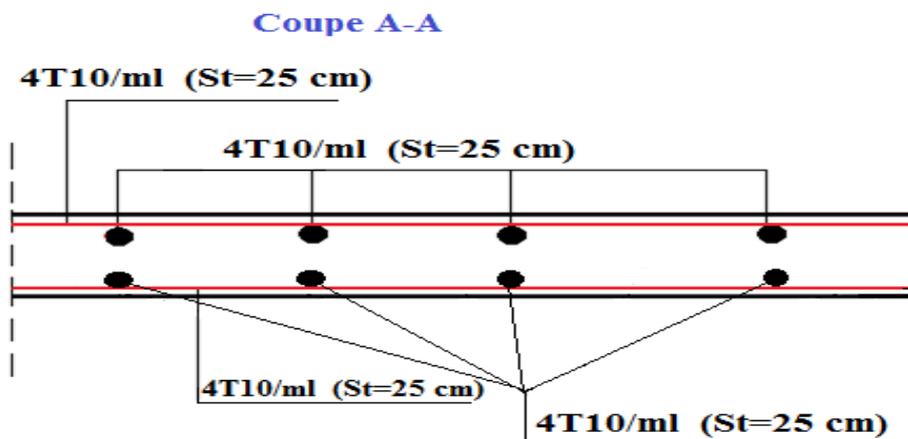


Fig.III.43 .Coupe (A-A) du ferrailage de la dalle.

# Chapitre IV

## Analyse et calcul de la structure

# Chapitre 4 : Analyse et calcul de la structure

---

## IV.1.Introduction

La structure à étudier dans notre travail est située dans une zone de moyenne sismicité (Bejaia) cela impose la nécessité de l'étude et l'analyse du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de la structure, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, pour notre cas on a utilisé le logiciel SAP2000.V.11.0.8

## IV.2. Méthodes de calcul

Le RPA2003 propose trois méthodes de calcul des sollicitations

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse par Accélérogramme.

### IV.2.1. Méthode statique équivalente

#### IV.2.1. Principe

Selon RPA2003.Art (4.2.1) les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. La structure peut être modélisée comme une console encadrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

#### IV.2.1.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant autres les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I:** tous groupes

**Zone II:** groupe d'usage 3

- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

**Zone III:**

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

**c. Calcul de la force sismique totale**

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA2003.Art (4.2.3)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas : groupe d'usage 2

Zone sismique : IIa  $\Rightarrow A = 0,15$ .

R : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA 2003 en fonction du système de contreventement.

Contreventement mixte  $\Rightarrow R = 5$ .

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$  . RPA (Formule 4-4)

$p_q$  : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4(RPA 2003).

Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités  $P_q$

" Critère q "	Observée	$P_q/xx$	Observée	$P_q/yy$
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.5

6- Contrôles de qualité des d'exécution	Non	0.1	Non	0.1
---	-----	-----	-----	-----

Donc :  $Q_y = 1,35$  ;  $Q_x = 1,35$

W : poids total de la structure :  $W = \sum_1^9 W_i$  , avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

$W_{Gi}$  : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 2003.

$\beta = 0.2 \rightarrow$  usage d'habitation

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Il est fonction de catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure T.

Le tableau suivant résume le poids de chaque niveau.

Tableau IV.2 : Le poids de chaque niveau.

	Hauteur (m)	$h_k$ (cm)	$W_k$ (KN)
5 <sup>ème</sup> étage	32.64	306	5274.764
4 <sup>ème</sup> étage	29.58	306	10136.66
3 <sup>ème</sup> étage	26.52	306	15081
2 <sup>ème</sup> étage	23.46	306	20091.49
1 <sup>er</sup> étage	20.4	306	25183.58
RDC	17.34	408	30798.05
1 <sup>er</sup> entresol	13.26	306	36121.2
2 <sup>ème</sup> entresol	10.2	306	41423.03
3 <sup>ème</sup> entresol	7.14	306	46819.49
4 <sup>ème</sup> entresol	4.08	408	53002.46

#### d. Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières

$$1- T_1 = C_T \times (H_N)^{\frac{3}{4}} \quad \text{RPA 2003(Art .4.2.4).}$$

$$2- T_2 = 0.09 \frac{H_N}{\sqrt{L}} \quad \text{RPA (Formule 4-7)}$$

$$\text{Avec : } T = 1.3 \times \min(T_1; T_2)$$

$H_N = 32.64$  m: La 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.

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \quad \text{RPA (tableau 4.6)}$$

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Sens (x)

$$L_x = 28.7\text{m}$$

$$T_1 = C_T \times (H_N)^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times (32.64)^{\frac{3}{4}} = 0.68 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.09 \times \frac{H_N}{\sqrt{L}} = 0.09 \times \frac{32.64}{\sqrt{28.7}} = 0.55 \text{ s}$$

Sens (y)

$$L_y = 17 \text{ m}$$

$$T_1 = C_T \times (H_N)^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times (32.64)^{\frac{3}{4}} = 0.68 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.09 \times \frac{H_N}{\sqrt{L}} = 0.09 \times \frac{32.64}{\sqrt{17}} = 0.71 \text{ s}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est  $\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times \min(0.68; 0.55) = 0.715 \text{ s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times \min(0.68; 0.71) = 0.88 \text{ s} \end{cases}$

➤ Valeur de  $T_1$  et  $T_2$

$T_1, T_2$ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA2003 tableau 4-7)

$$\text{Sol meuble} \Rightarrow \text{Site (S3)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,5 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_2 < T_x < 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3}$$

**RPA (Art 4.3.3)**

$$T_2 < T_y < 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3}$$

Tel que :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \rightarrow$  facteur de correction d'amortissement.

Avec :  $D$  : facteur d'amplification dynamique moyen selon la direction considéré  $\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA Tableau 4-2)

Construction auto stable  $\rightarrow \xi = 7\%$ .

**RPA (Art 4.2.3)**

Contreventement par voiles  $\rightarrow \xi = 10\%$ .

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne  $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.82 \end{cases}$

D'où :  $D_x = 1.92$  ;  $D_y = 1.67$ .

$$\text{Sens(x)} : V_{st_x} = \frac{0.15 \times 1.92 \times 1.35}{5} \times 52437.473 \Rightarrow V_{st_x} = 4077.54 \text{KN}$$

$$\text{Sens(y)} : V_{st_y} = \frac{0.15 \times 1.67 \times 1.35}{5} \times 52437.473 \Rightarrow V_{st_y} = 3546.61 \text{KN}$$

## IV.2.2. Les méthodes dynamiques

### IV.2.2.1 Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

#### a. Principe

Il est recherché par cette méthode 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA2003 (Formule 4-13)}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

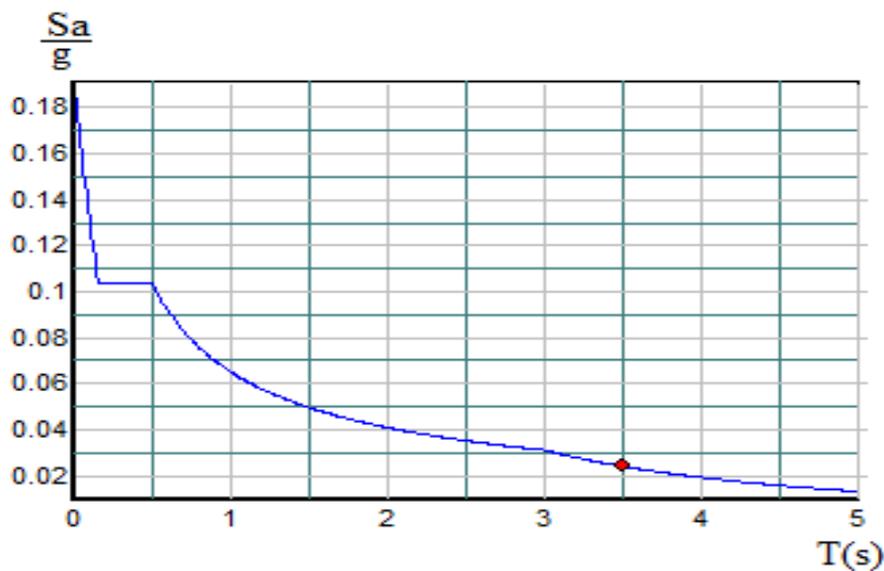
$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées a la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Le spectre de réponse est donné par le logiciel (spectre)



## b. Les hypothèses

- les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
- Les planchers et les fondations doivent être infiniment rigides dans leurs plans.

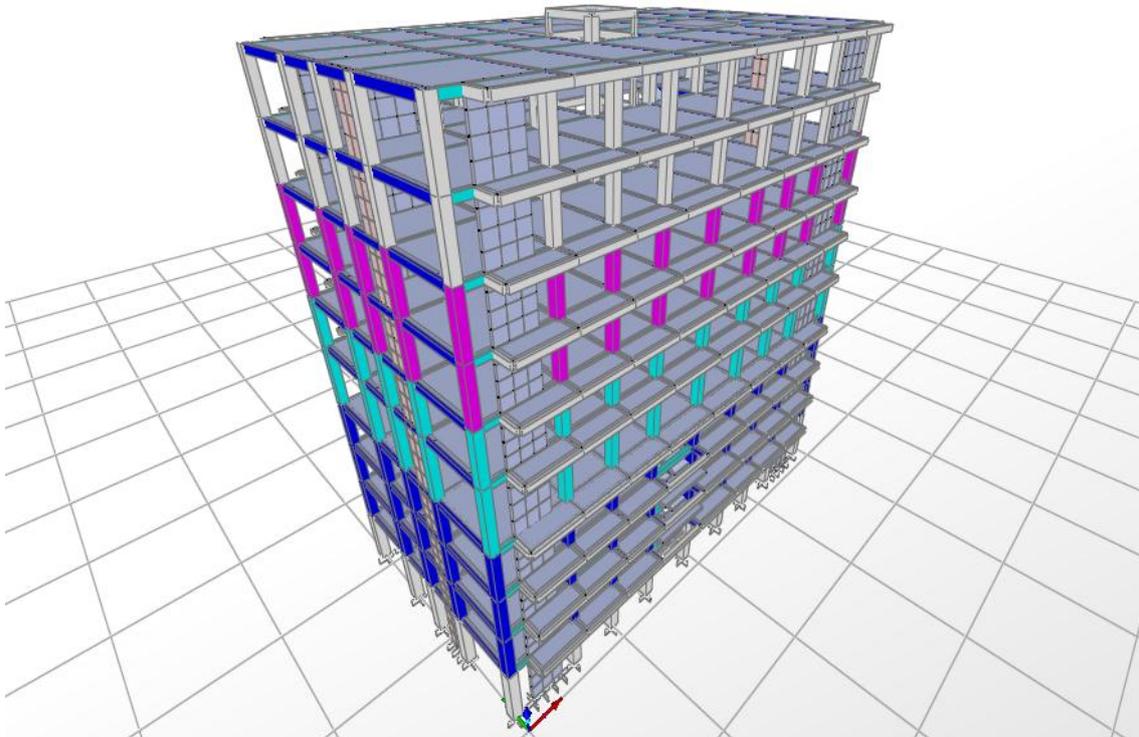
## c. Modélisation en 3D

Les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles elles sont représentés par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

## IV.3. Description 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.



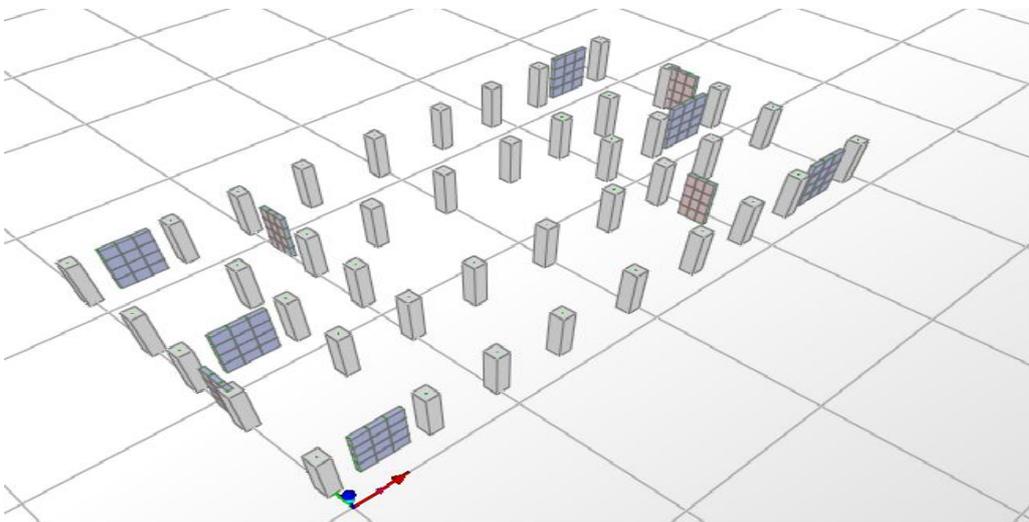
Modèle de la structure donné par SAP2000

#### IV.4. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA 2003.

Figure IV. 1: Disposition des voiles



## IV .5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V11

### a. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode

Tableau IV.3. Période et taux de participation massique.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode 1	0.826388	0.00066	0.75232	2.428E-07	0.00066	0.75232
Mode 2	0.705923	0.76343	0.0007	1.604E-07	0.76408	0.75302
Mode 3	0.591285	0.00122	0.00004122	7.269E-07	0.7653	0.75306
Mode 4	0.342129	0.00004658	0.00028	5.403E-08	0.76535	0.75334
Mode 5	0.328266	0.00000277 9	0.00536	6.913E-07	0.76535	0.7587
Mode 6	0.277524	0.00000141 8	0.11527	0.00000779 6	0.76535	0.87397
Mode 7	0.270137	0.00234	0.00753	0.00000253 1	0.7677	0.8815
Mode 8	0.226297	0.00031	0.00027	0.00000595 8	0.76801	0.88177
Mode 9	0.224872	0.12843	0.00009746	0.00000356	0.89644	0.88187
Mode 10	0.215149	0.00113	0.00001728	0.00000732 6	0.89758	0.88189
Mode 11	0.1859	0.00004628	0.01467	0.00000980 2	0.89762	0.89656
Mode 12	0.180154	0.00005478	0.00179	0.00000337	0.89768	0.89835
Mode 13	0.17843	0.00006414	0.00549	4.575E-09	0.89774	0.90384
Mode 14	0.17356	0.00003063	0.03049	0.00000110 4	0.89777	0.93432
Mode 15	0.155656	0.00008521	0.000002292	2.444E-07	0.89786	0.93433
Mode 16	0.154639	4.121E-07	0.00001397	0.00000383	0.89786	0.93434
Mode 17	0.146266	0.0005	0.00044	0.00000106 1	0.89836	0.93478
Mode 18	0.143046	8.723E-07	0.00002238	1.371E-07	0.89836	0.9348
Mode 19	0.13766	0.03586	0.00007485	0.00000225 3	0.93422	0.93487

### IV .5.1. Analyse des résultats

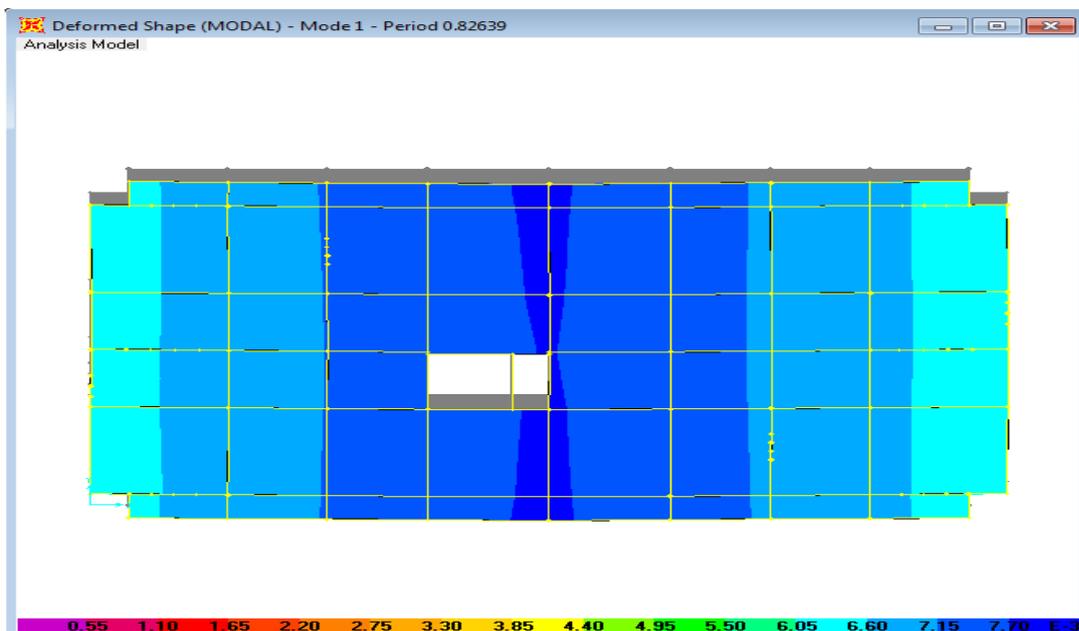
La participation modale du premier mode suivant la direction y est prépondérante  $U_y=75.232$  %, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel qu'il est montré sur la figure ci-après.

La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction x tel que  $U_x=74.408$  %.

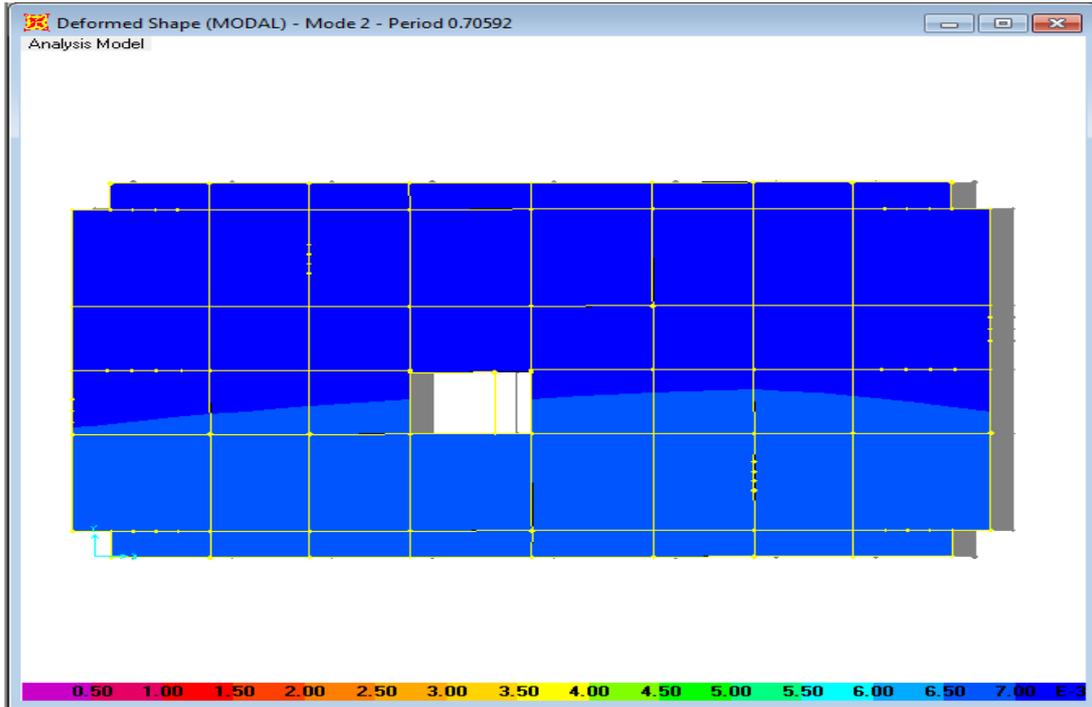
On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 2003 majorée de 30 %.

$$T_x = 0.7059 \leq T_{Sx} = 0.715s$$

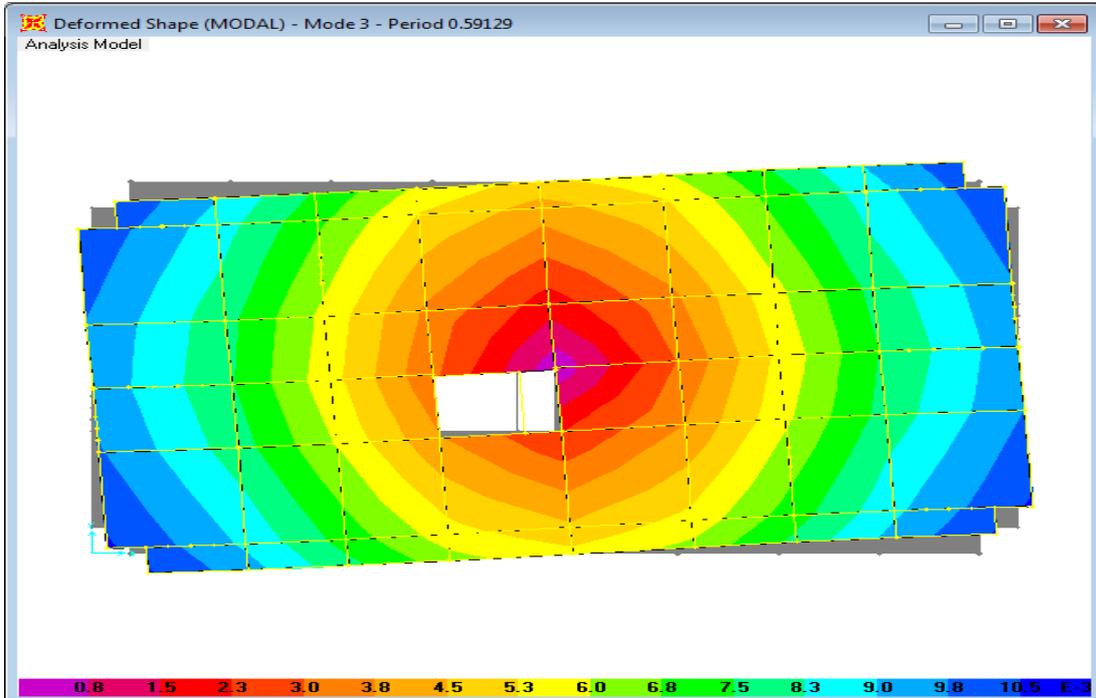
$$T_y = 0.8263 \leq T_{Sy} = 0.88s$$



1<sup>er</sup> mode de déformation (translation suivant y-y)



2<sup>ème</sup> mode de déformation (translation suivant x-x)



3<sup>ème</sup> mode de déformation (rotation autour de z-z)

## IV .6. Système de contreventement mixte assure par des voiles et des Portiques avec justification d'interaction portiques-voiles

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 proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

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

### IV. 6.1.Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'Article 4.3.6 du RPA2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

Tableau. IV. 4.vérification de la résultante des forces

	$V_{st}$ (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}$ (KN)
Sens x-x	4129.63	3303.704	3952.14653
Sens y-y	3591.925	2873.54	3527.24913

### IV. 6.2.Analyse des résultats

On remarque que  $V_{dyn} > 0.8V_{st}$  selon les deux sens x-x et y-y.

### IV. 6.3. Justification de l'interaction voiles portiques

#### a .Sous charges verticales

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

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

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP2000 sont résumés dans le tableau IV.5

Tableau.IV. 3.Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Niveau	Charges verticales reprises $F_v$ (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
4 <sup>ème</sup> entresol	43704.2	8628.497	83.51223	16.48777
3 <sup>ème</sup> entresol	38132.52	8017.306	82.62766	17.37234
2 <sup>ème</sup> entresol	33308.3	7443.252	81.73505	18.26495
1 <sup>er</sup> entresol	28859.03	6680.597	81.2024	18.7976
RDC	24451.72	5853.454	80.68497	19.31503
1 <sup>er</sup> étage	20129.24	4662.516	81.19328	18.80672
2 <sup>ème</sup> étage	16033.59	3742.645	81.07503	18.92497
3 <sup>ème</sup> étage	12024.43	2821.136	80.99677	19.00323
4 <sup>ème</sup> étage	8086.627	1897.182	80.99741	19.00259
5 <sup>ème</sup> étage	4251.429	947.466	81.77563	18.22437

#### IV. 7. Analyse des résultats et vérification de l'interaction (portiques-voiles).

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les niveaux.

##### IV.7.1.Sous charges horizontales

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

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

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel SAP2000 sont résumés dans le tableau IV.6.

Tableau.IV. 4.Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques	Voiles	Portique	Voile	Portiques	Voiles	Portique	Voile

	(KN)	(KN)	(%)	(%)	(KN)	(KN)	(%)	(%)
4 <sup>ème</sup> entresol	2029.31	1699.42	54.42363	45.57637	2440.443	752.2294	76.43888	23.56112
3 <sup>ème</sup> entresol	2480.011	1264.914	66.22325	33.77675	2512.072	537.7868	82.36683	17.63317
2 <sup>ème</sup> entresol	2416.265	1177.57	67.23361	32.76639	2426.79	485.4589	83.33045	16.66955
1 <sup>er</sup> entresol	2304.464	1073.357	68.22338	31.77662	2612.376	395.3524	86.85545	13.14455
RDC	1827.49	1250.086	59.38082	40.61918	1855.746	702.1281	72.55033	27.44967
1 <sup>er</sup> étage	2034.362	557.9127	78.47787	21.52213	2131.232	271.5372	88.69899	11.30101
2 <sup>ème</sup> étage	1627.047	587.3141	73.47704	26.52296	1739.877	298.4856	85.3566	14.6434
3 <sup>ème</sup> étage	1349.2	419.0115	76.30309	23.69691	1403.146	227.1712	86.06583	13.93417
4 <sup>ème</sup> étage	1000.215	261.7571	79.2581	20.7419	967.4206	199.735	82.88703	17.11297
5 <sup>ème</sup> étage	695.8962	82.02972	89.45533	10.54467	598.4984	45.33677	92.95833	7.041674

#### IV.7.2. Analyse des résultats et vérification de l'interaction (portiques-voiles).

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les niveaux.

#### IV. 7.3. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante : 
$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \dots\dots \text{RPA 2003 (Article 7.1.3.3)}$$

Nd : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000 sous la combinaison la plus défavorable.

Bc : L'aire brute du poteau.

Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

TYPE	Nd(KN)	B <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )	$\nu$	Observation
P1 (65×60)	2901.231	0.39	0.297	vérifiée
P2 (60×55)	2428.359	0.33	0.294	vérifiée
P3 (55×50)	2087.653	0.275	0.30	vérifiée

P5 (50×50)	1487.014	0.25	0.23	vérifiée
P5 (50×45)	900.553	0.225	0.16	vérifiée
P5 (45×45)	431.128	0.202	0.08	vérifiée

#### IV. 8.Vérification vis à vis des déformations

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA2003 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  :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 :  $\Delta_k < 1\% \times h_k$  RPA2003(Article 5.10)

$h_k$  :Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus par la SAP 2000 sont résumés dans le tableau IV.10.

Tableau.IV. 8.Vérification des déplacements.

Niveau x	Sens xx						Sens yy					
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	
5 <sup>ème</sup> étage	1.59	7.95	7.50	0,45	306	0,147	2.10	10.50	9,95	0,55	0,180	
4 <sup>ème</sup> étage	1.50	7.50	6.95	0,55	306	0.180	1.99	9.95	9,20	0,75	0,245	
3 <sup>ème</sup> étage	1.39	6.95	6.30	0,65	306	0,210	1,84	9.20	8,35	0,85	0,278	
2 <sup>ème</sup> étage	1.26	6.30	5.50	0,80	306	0,260	1,67	8.35	7,40	0.95	0,310	
1 <sup>er</sup> étage	1.10	5.50	4.65	0,85	306	0,278	1,48	7,40	6.30	1.10	0,359	
RDC	0.93	4.65	3.25	1.40	408	0,343	1,26	6.30	4.45	1.85	0,453	
1 <sup>er</sup> entresol	0.65	3.25	2.30	0,95	306	0,310	0.89	4.45	2.95	1.50	0,490	
2 <sup>ème</sup> entresol	0.46	2.30	1.40	0,90	306	0,294	0.59	2.95	1.80	1.15	0,376	
3 <sup>ème</sup> entresol	0,28	1.40	0.65	0,75	306	0,245	0,36	1.80	0.85	0.95	0,310	
4 <sup>ème</sup> entresol	0,13	0.65	0	0,65	408	0,159	0,17	0.85	0	0,85	0,208	

#### IV. 8.1. Analyse des résultats

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\text{Sens } (x) : \frac{\Delta_{k \max}}{h_k} = 0.343\% < 1\%$$

$$\text{Sens } (y) : \frac{\Delta_{k \max}}{h_k} = 0.490\% < 1\%$$

#### IV. 1. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 \quad \text{Tel que RPA 2003(Article 5.9)}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ; avec :  $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$  RPA/2003(Article 5.9)

$v_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

➤ Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$ .

➤ Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Tableau IV.9. Vérification a L'effet P-Δ.

	Hauteur (m)	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
				$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)
5 <sup>ème</sup> étage	32.64	306	5274.764	0.45	775.6135	0.0100	0.55	651.465	0.0145
4 <sup>ème</sup> étage	29.58	306	10136.66	0.50	1279.067	0.0129	0.65	1188.724	0.0181
3 <sup>ème</sup> étage	26.52	306	15081	0.60	1805.937	0.01641	0.80	1666.443	0.0237

2 <sup>ème</sup> étage	23.46	306	20091.49	0.70	2268.811	0.0231	1.00	2087.078	0.0315
1 <sup>er</sup> étage	20.4	306	25183.58	0.85	2655.385	0.0263	1.05	2463.437	0.0351
RDC	17.34	408	30798.05	1.4	3156.247	0.0335	1.80	2633.461	0.0516
1 <sup>er</sup> entresol	13.26	306	36121.2	0.90	3465.599	0.0306	1.40	3093.882	0.0534
2 <sup>ème</sup> entresol	10.2	306	41423.03	0.90	3693.528	0.0330	1.10	2999.61	0.0496
3 <sup>ème</sup> entresol	7.14	306	46819.49	0.75	3849.841	0.0298	1.00	3143.552	0.0487
4 <sup>ème</sup> entresol	4.08	408	53002.46	0.65	3833.743	0.0220	0.95	3291.387	0.0375

#### IV. 21. Analyse des résultats

On remarque d'après les résultats obtenus ( $\theta_k < 0.1$ ) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés.

#### IV. 30. Conclusion

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel sap2000, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure. Pour un choix judicieux du meilleur système de contreventement, il s'avère nécessaire de collaborer entre la résistance et l'économie afin de réaliser une construction résistante économiquement contreventée. Dans notre cas on a opté pour le système de contreventement mixte (voiles-portique) vu son comportement ductile, sa résistance et son coût économique.

Chapitre V  
Etude des éléments  
Structuraux

# Chapitre V : Etude des éléments structuraux

---

## V. 4.Introduction

On désigne sous le nom d'éléments structuraux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble et aux charges statiques. Ces éléments comportent les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

## V. 5.Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible. Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations suivants :

1) $1.35G+1.5Q$	}	<b>RPA2003</b> (Article 5.2)
2) $G+Q$		
3) $G+Q+E$		
4) $G+Q-E$		
5) $0.8G+E$		
6) $0.8G-E$		

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$N_{\max}$   $\longrightarrow$   $M_{\text{correspondant}}$

$N_{\min}$   $\longrightarrow$   $M_{\text{correspondant}}$

$M_{\max}$   $\longrightarrow$   $N_{\text{correspondant}}$

## V.2. 1.Recommandations du RPA 2003

### V.2.1. 1.Armatures longitudinales(Art 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min}= 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa),
- $A_{\max}= 4\%$  de la section de béton (en zone courante),
- $A_{\max}= 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement),

- $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  en zone IIa.
- La distance ou espacement ( $St$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa)
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$

$$l' = 2h$$

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

$(h_1 \times b_1)$  : section de poteau.

$h_e$ : hauteur d'étage.

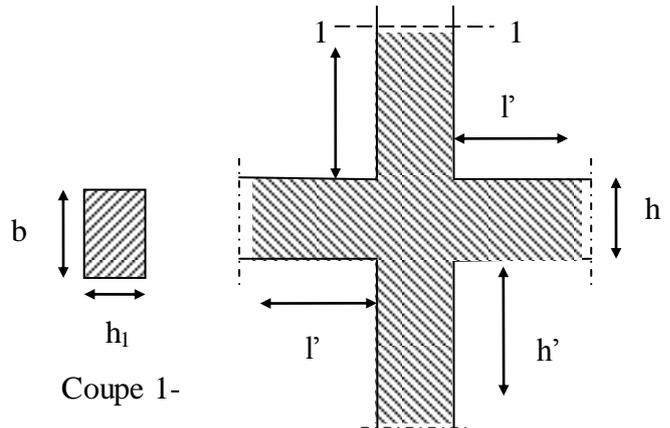


Fig.V. 6.La zone nodale

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA

Tableau.V. 14.Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> ) (RPA)	$A_{\max}$ (cm <sup>2</sup> ) (zone courante)	$A_{\max}$ (cm <sup>2</sup> ) (zone de recouvrement)
4 <sup>ème</sup> entresol	65×60	31.2	156	234
3 <sup>ème</sup> entresol	60×55	26.4	132	198
1 et 2 <sup>ème</sup> entresol	55×50	22	110	165
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	50×50	20	100	150
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	50×45	18	90	135
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	45×45	16.2	81	121.5

### V.2.1.Armatures transversales : (Article 7.4.2.2)

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

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

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

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique " $\lambda_g$ " 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 IIa)

Où :  $\phi_l$  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 suite

- $A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1)$  si  $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1)$  si  $\lambda_g \leq 3$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : l'élançement 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.

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \phi_t$  au minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi_{\text{cheminées}} > 12 \text{ cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale

2U superposés (avec alternance dans l'orientation)



Fig.V. 7.Armature transversales dans les zones nodales.

## V.2. 2.Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau (tabV.2)

Tableau.V. 15.Résumé des sollicitations dans les poteaux.

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
4 <sup>ème</sup> entresol	-2901.23	77.76	296.01	-1778.50	479.14	63.56
3 <sup>ème</sup> entresol	-2428.36	-17.13	-191.73	-1234.24	139.721	38.96
1 et 2 <sup>ème</sup> entresol	-2087.65	-45.99	-175.57	-1043.19	78.60	37.21
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	-1487.01	-96.12	-198.05	-895.11	-37.59	37.01
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	-900.55	9.96	-135.06	-607.44	-33.66	31.65
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	-434.128	10.19	-88.54	-296.74	30.72	27.57

## V.2. 3.Calcul du ferrailage

### V.2.3. 1.Ferrailage longitudinal

Le ferrailage des poteaux est représenté dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calculée</sub> Sap2000 (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) (RPA)	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
4 <sup>ème</sup> entresol	65×60	31.15	31.2	8T20+4T16=33.16
3 <sup>ème</sup> entresol	60×55	13.98	26.4	4T20+8T16=28.64
1 et 2 <sup>ème</sup> entresol	55×50	11.34	22	12T16=24.12
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	50×50	19.16	20	8T16+4T14=22.24

2 et 3 <sup>ème</sup> étage	50×45	15.61	18	10T14+2T16=19.42
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	45×45	14.29	16.2	10T12+2T14=18.40

Tableau.V.16.Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

### V.2.3. 2.Ferraillage transversal

Les tableaux ci-après résument les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau.V. 17.Les Armatures transversales dans les poteaux

Niveau	4 <sup>ème</sup> entresol	3 <sup>ème</sup> entresol	1 et 2 <sup>ème</sup> entresol	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 et 3 <sup>ème</sup> étage	4 et 5 <sup>ème</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	65x60	60X55	55x50	50x50	50x45	45x45
$\phi_t^{\max}$ (cm)	2	2	2	2	2	2
$\phi_t^{\min}$ (cm)	1.6	2	1.6	1.4	1.4	1.4
$l_f$ (cm)	285.6	214.2	214,2	214,2	214,2	214,2
$\lambda_g$	4.39	3.57	3.89	4.28	4.76	4.76
Vu (KN)	191.14	124.011	114.746	199.399	159.971	70.906
$l_r$ (cm)	80	80	64	64	64	56
$t_{zone\ nodale}$ (cm)	10	10	10	10	10	10
$t_{zonecourante}$ (cm)	15	15	15	15	15	15
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	4.48	3.17	3.23	5.61	5.00	2.22
$A_t^{\min}$ zone courante (cm <sup>2</sup> )	4.41	5.92	4.72	3.60	2.70	2.43
$A_t^{\min}$ zone nodale (cm <sup>2</sup> )	2.94	3.94	3.18	2.40	1.80	1.62
$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> )	4.74	6.32	4.74	5.74	5.74	3.01
Nombre de barres	6T10	8T10	6T10	6T10+2T8	6T10+2T8	6T8

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

longitudinales. ( $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{\max}$ ). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

### V.2. 4.Vérifications

#### V.2.4. 1.Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du 4<sup>ème</sup> entresol et RDC avec une longueur de  $l_0 = 4.08$  m et un effort normal égal à :  $N = 2901.231$  KN.

$$N_u = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{CBA93(Article B.8.4.1)}$$

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élanement  $\lambda$ .

$B_r$  :Section réduite du béton.

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.86m \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.188m \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{2.86}{0.188} = 15.21 \Rightarrow \alpha = 0.83$$

$$B_r = 0.3654 \text{ m}^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

Donc :

$$N_u = 0.83 \times \frac{0.3654 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 33.16 \times 10^4 \times \frac{400}{1.15} = 6573.65 \text{ KN}$$

On a :  $N_{\max} = 2901.231 \text{ KN} < N_u = 6573.65$  condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

#### V.2.4. 2.Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Les résultats de vérifications sont résumés dans le tableau V.

Tableau.V. 18.Justification de l'effort normal ultime.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_0$ (cm)	$l_f$ (cm)	$i$ (cm)	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	$N_u$ (KN)	$N_{\max}$ (KN)
4 <sup>ème</sup> entresol	65×60	408	286	18.8	15.21	0.83	33.16	3654	6573.65	2901.231
3 <sup>ème</sup> entresol	60×55	306	214	17.32	12.37	0.83	28.64	3074	5551.04	2428.359
1 et 2 <sup>ème</sup> entresol	55×50	306	214	15.88	13.49	0.82	24.12	2544	4549.36	2087.653
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	50×50	408	286	14.43	19.79	0.80	22.24	2304	4034.4	1487.014
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	50×45	306	214	14.43	14.84	0.82	19.42	2064	3685.9	900.553

4 et 5 <sup>ème</sup> étage	45×45	306	214	12.99	16.49	0.81	18.40	1849	3288.6	434.128
-----------------------------	-------	-----	-----	-------	-------	------	-------	------	--------	---------

Du tableau ci-dessus on constate que  $N_{max} < N_u \Rightarrow$  pas de risque de flambement.

### V.2.4. 3.Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit

$$\sigma_{bc} \geq \bar{\sigma}_{bc} ; \text{tel que } : \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ;$$

$$v' = h - v$$

$$d = 0.9 \times h$$

$$\text{Si On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous  
Tableau.V. 19.Vérification des contraintes dans le béton.

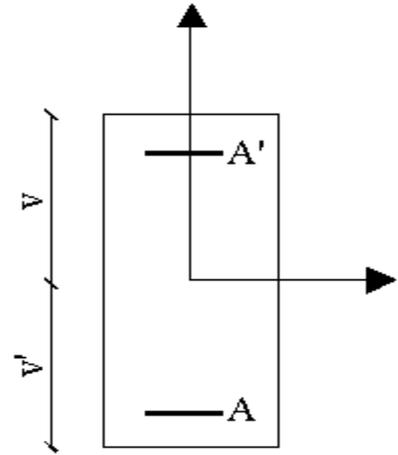


Fig.V. 8.Section du

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	v (cm)	v' (cm)	I <sub>gg</sub> (cm <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)
4 <sup>ème</sup> entresol	65×60	58.5	33.16	35.44	29.56	1414811	2100.28	66.0388	7.04
3 <sup>ème</sup> entresol	60×55	54	28.64	32.76	27.24	1021905	1759.855	49.3684	6.91
1 et 2 <sup>ème</sup> entresol	55×50	49.5	24.12	30.06	24.94	716879	1516.424	45.0102	6.40
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	50×50	45	22.24	27.35	22.65	638563	1085.219	69.8424	4.37

2 et 3 <sup>ème</sup> étage	50×45	45	18.40	27.18	22.82	567087	657.52	40.5422	2.94
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	45×45	40.5	19.42	24.76	20.24	175486	315.221	41.7299	1.62

Du tableau ci-dessus on remarque que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

#### V.2.4. 4.Vérification aux sollicitations tangentes

D'après le RPA 2003 (art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de

Calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieur ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.V.20.vérifications des sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	$\lambda_g$	$\rho_d$	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	$\tau$ (MPa)	$\tau_{adm}$ (MPa)
4 <sup>ème</sup> entresol	65×60	286	4.39	0,04	58.5	191.14	0,54	1
3 <sup>ème</sup> entresol	60×55	214	3.57	0,04	54	124.011	0,42	1
1 et 2 <sup>ème</sup> entresol	55×50	214	3.89	0,04	49.5	114.746	0,46	1
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	50×50	286	4.28	0,04	45	199.399	0.89	1
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	50×45	214	4.76	0,04	45	159.971	0.79	1
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	45×45	214	4.76	0,04	40.5	70.906	0,39	1

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA2003 sur les sollicitations tangentiellles est vérifiée pour tous les étages.

## V.2. 5.Disposition constructive des poteaux

### V.2.5. 1.Longueurs de recouvrement : [RPA2003]

Selon le RPA3003 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de

$L_r > 40 \times \varphi$  en zone II

$\varphi = 20\text{mm}$      $L_r > 40 \times 20 = 80\text{cm}$     on adopte  $L_r = 85\text{cm}$

$\varphi = 16\text{mm}$      $L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}$     on adopte  $L_r = 70\text{cm}$

$\varphi = 14\text{mm}$      $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$     on adopte  $L_r = 60\text{cm}$

$\varphi = 12\text{mm}$      $L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm}$     on adopte  $L_r = 50\text{cm}$

### V.2.5. 2 .Les zones nodales

La zone nodale est définie par  $h'$

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

$(h_1 \times b_1)$  : section de poteau.

recouvrement

$h_e$ : hauteur d'étage,

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.V. 21. Zones nodales dans les poteaux

Niveau	$h_e$ (cm)	$b_1$ (cm)	$h_1$ (cm)	$\frac{h_e}{6}$ (cm)	$h'$ (cm)
4 <sup>ème</sup> entresol	408	60	65	68	68
3 <sup>ème</sup> entresol	306	55	60	51	60
1 et 2 <sup>ème</sup> entresol	306	50	55	51	60
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	408	50	50	68	68
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	306	45	50	51	60
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	306	45	45	51	60

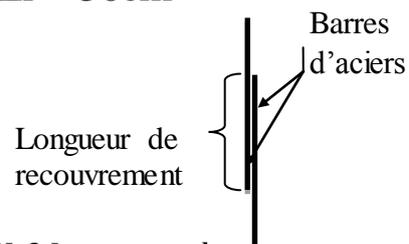


Fig. V. 9.Longueur de

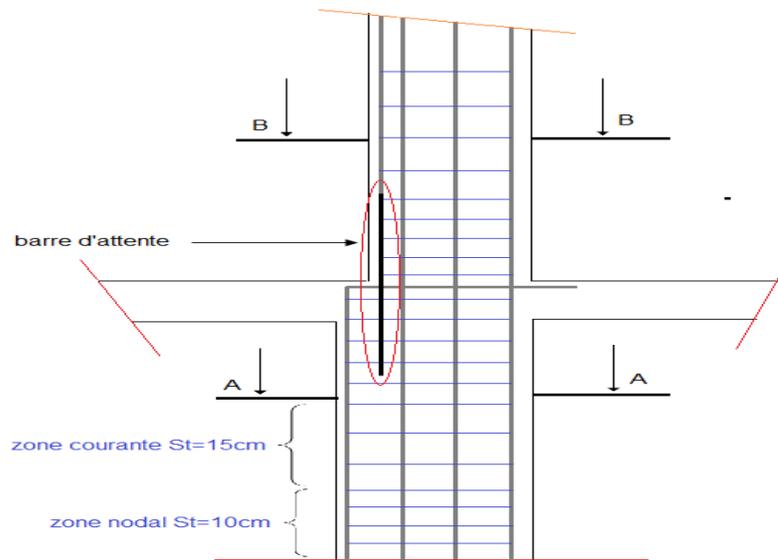
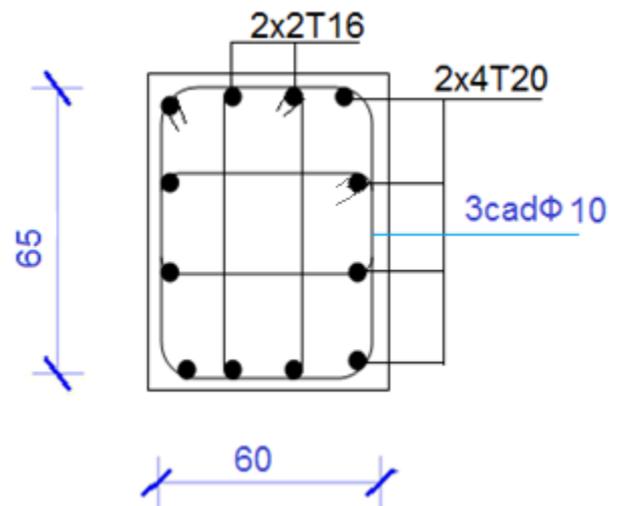
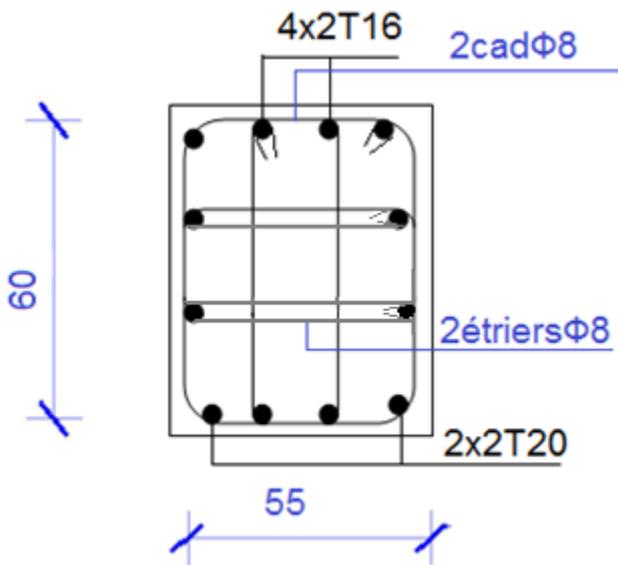


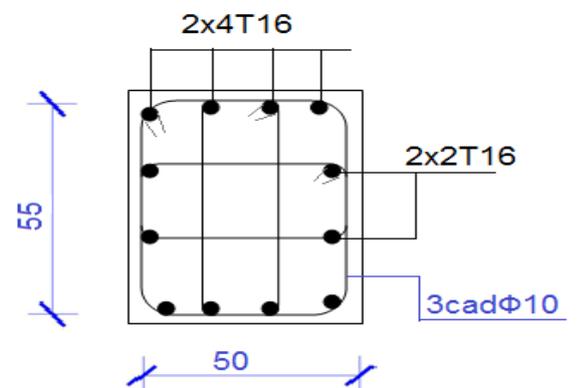
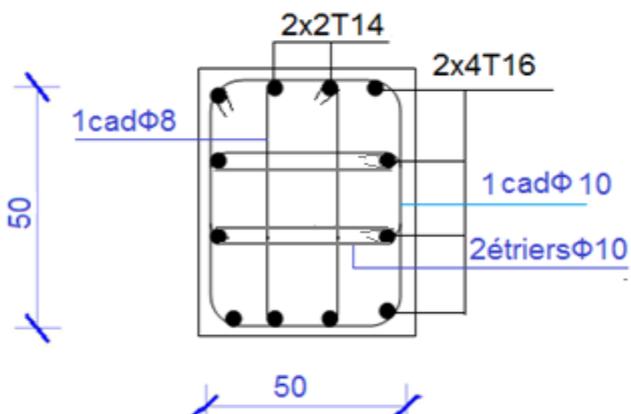
Fig.4. Schéma de ferrailage du 4<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> entresol



Coupe B-B Coupe A-A

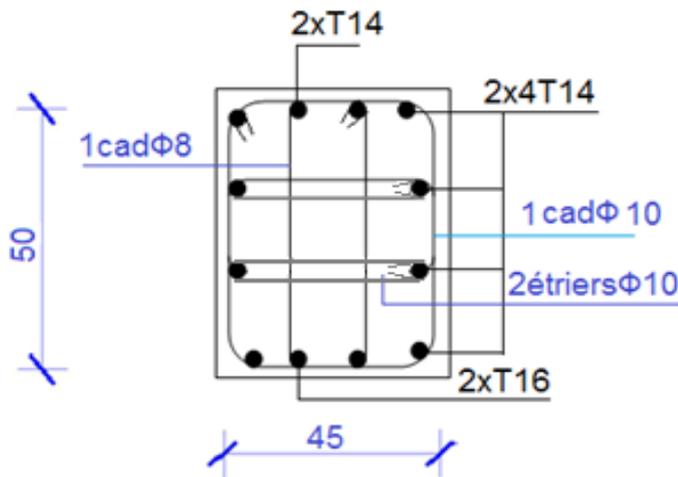
Poteau du 3<sup>ème</sup> entresol

Poteau du 4<sup>ème</sup> entresol

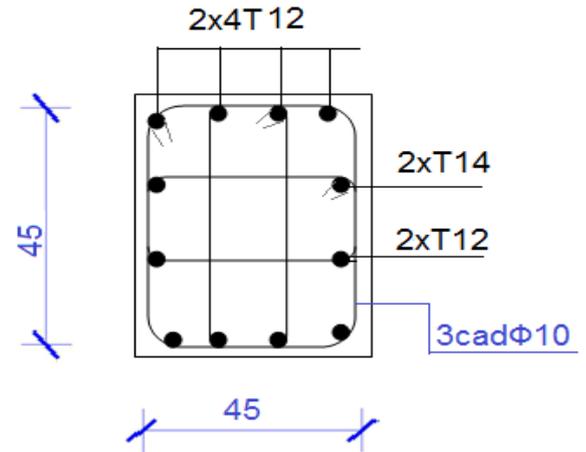


Poteau du RDC et 1er étage

poteau du 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> entresol



u du 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage



Potea

Poteau du 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage

## V. 6. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires assurent le chaînage,

On procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes

- $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- $G + Q$
- $G + Q + E$
- $0.8 \times G + E$
- $0.8 \times G - E$

**RPA (Article 5.2)**

## V.3. 1. Recommandation du RPA2003

### V.3.1. 1. Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire,  $A_1^{\min} = 0.5\% \times b \times h$ .
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section de béton en zone courante.
  - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
  - La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \times \phi$  (zone IIa).

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90°.

### V.3.1. 2. Armatures transversales

➤ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$ .

➤ L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit

$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$ . : Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

- $S_t \leq \frac{h}{2}$  : en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre  $\phi_1$  est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

## V.3. 2. Ferrailage des poutres

### V.3.3. 1. Sollicitations de calculs

Les sollicitations de calculs sont tirées directement du logiciel SAP 2000.

### V.3.3. 2. Les armatures longitudinales

Les sollicitations utilisées pour le ferrailage sont les sollicitations les plus défavorables dans chaque étage.

Tableau. V.9. Les armatures longitudinales dans les poutres.

Niveau	Type de poutre	section	localisation	$A_{calcul}$ AP 2000	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
4, 3, et 2 <sup>ème</sup> entresol	Principale	30×40	Appuis	8.37	6	72	9.42	3T16+3T12
			Travée	6.36	6	48	9.42	3T16+3T12
	Secondaire	30×35	Appuis	8.73	5.25	63	9.42	3T16+3T12
			Travée	2.44	5.25	42	9.42	3T20
1 <sup>er</sup> entresol	Principale	30×40	Appuis	9.54	6	72	10.65	3T16+3T14
			Travée	3.16	6	48	9.42	3T20
	Secondaire	30×35	Appuis	9.57	5.25	63	10.65	3T16+3T14
			Travée	2.20	5.25	42	9.42	3T20
RDC, 1, 2, 3, et 4 <sup>ème</sup> étage	Principale	30×40	Appuis	8.11	6	72	9.42	3T16+3T12
			Travée	3.45	6	48	6.03	3T16
	Secondaire	30×35	Appuis	7.50	5.25	63	8.01	3T14+3T12
			Travée	1.44	5.25	42	6.03	3T16

Terrasse inaccessible	Principale	30×40	Appuis	5.88	6	72	6.79	6T12
			Travée	3.04	6	48	6.79	6T12
	Secondaire	30×35	Appuis	3.41	5.25	63	6.79	6T12
			Travée	1.44	5.25	42	6.79	6T12

### V.3.3. 3. Longueur de recouvrement

$L_r > 40 \times \phi$  en zone II

$\phi = 20\text{mm}$      $L_r > 40 \times 20 = 80\text{cm}$     on adopte  $L_r = 85\text{cm}$

$\phi = 16\text{mm}$      $L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}$     on adopte  $L_r = 70\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$      $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$     on adopte  $L_r = 60\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$      $L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm}$     on adopte  $L_r = 50\text{cm}$

### V.3.3. 4. Les armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

Poutres principales

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq \min(1.2; 1.14; 3)$$

Donc on prend  $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier)

Poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1; 3)$$

Donc on prend  $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier)

### V.3.3.4. Calcul des espacements des armatures transversales

$$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}),$$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 32.4\text{cm} \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} = 67\text{cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 19.31\text{cm} \end{array} \right.$$

Selon RPA2003 Art (7.5.2.2) :

- Zone nodale :  $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right) = 8 \text{ cm}$  soit  $S_t = 8 \text{ cm}$
- Zone courante :  $S_t = h/2 = 20 \text{ cm}$ . Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

#### 4.1 .Vérification des sections d'armatures transversales

Il faut vérifier que:  $A_t > 0,003 \times S_t \times b$ .

$A_t (=2.01 \text{ cm}^2) > 0.003 \times S_t \times b = 0.72 \text{ cm}^2$ .....Vérifiée.

#### 4. 2.Vérifications à l'ELU

##### a. Condition de non fragilité

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

Tableau. 10.Vérification de la section minimale.

Type de Poutre	$A_{\text{adoptée}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	Observation
Principales	2.01	1.30	Vérifiée
Secondaires	2.01	1.14	

#### 4. 3.Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante

$$\tau = \frac{V}{b \times d} \quad \text{Tel que : } \tau_{\text{adm}} = \min(0.133 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.32 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91(Article H.III.1)}$$

Tableau.V. 22.Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	$V_u$ (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	150.457	1.35	3.32	Vérifiée
Poutres secondaires	124.603	1.26	3.32	Vérifiée

$\tau_u < \tau_{\text{adm}} = 3.32 \Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutres.

#### 4. 4.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

- En appui de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

➤ En appui intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau.V. 23.Vérification au cisaillement.

Poutres	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$V_u$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	9.42	150.457	-100.0531	4.42	-4.31	Vérifiée
Secondaires	9.42	124.603	-52.4648	3.58	-1.5	

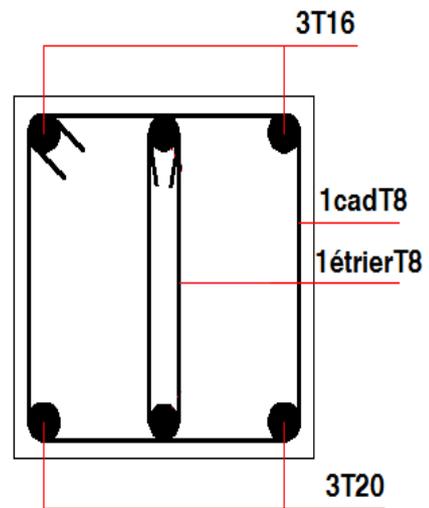
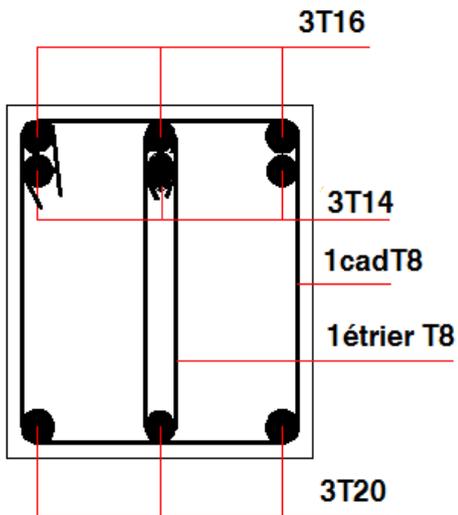
### V.3.4. Les Schémas de ferrailage des poutres

Les schémas de ferrailage des différentes poutres sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau.V. 24.Schémas de ferrailage des poutres des 1, 2, 3, et 4èm entresol

Poutre principales+consoles	
<p>3T16 3T12 1 cad T8 1 étrier T8 3T16</p>	<p>3T16 1 étrier T8 1 cad T8 3T12 3T16</p>
Aux appuis	En travées
Poutres secondaires	
<p>3T16 3T12 1 cad T8 1 étrier T8 3T20</p>	<p>3T16 1 cad T8 1 étrier T8 3T20</p>
Aux appuis	En travées

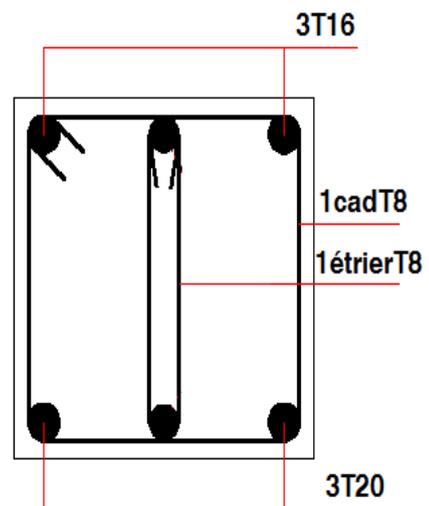
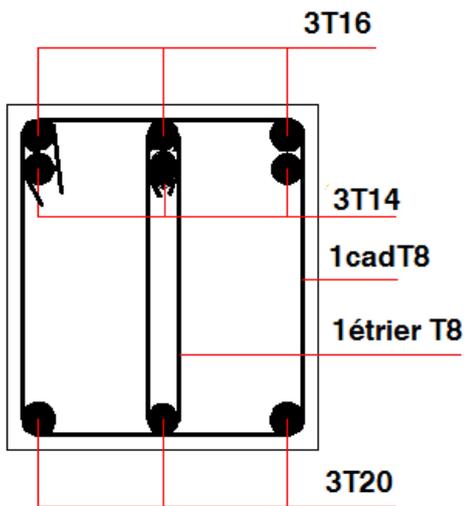
Poutre principales+consolés



Aux appuis

En travées

Poutres secondaires



Aux appuis

En travées

Tableau.V. 15. Schémas de ferrailage des poutres des étages courants

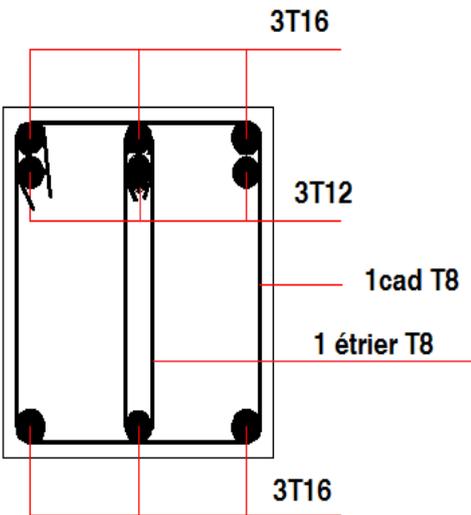
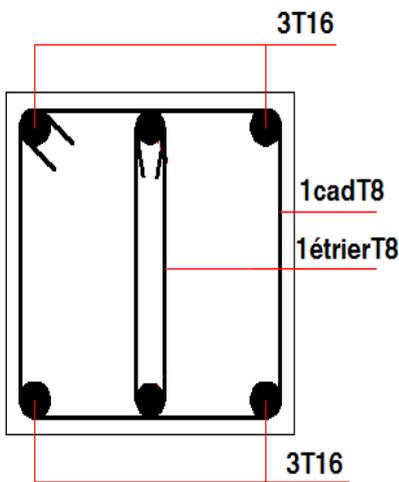
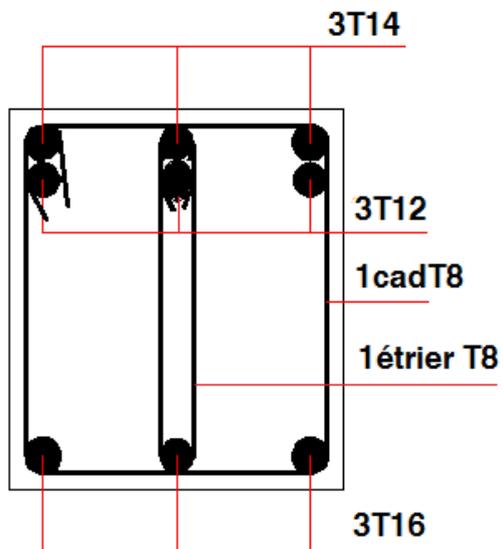
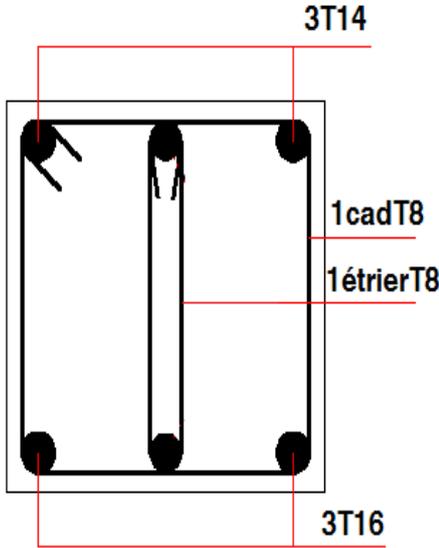
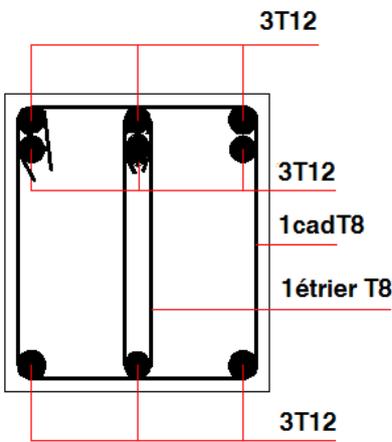
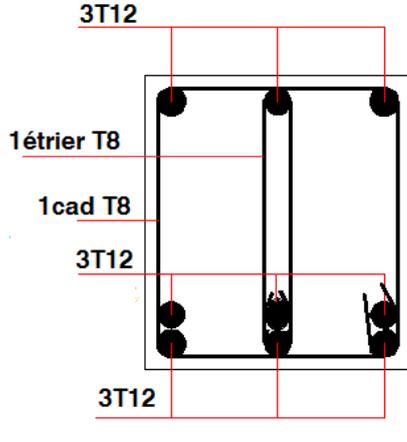
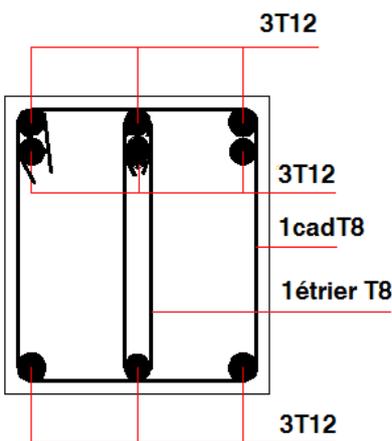
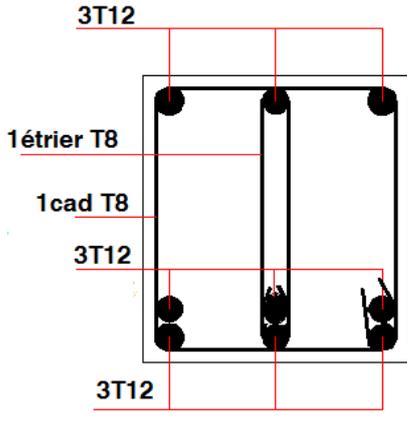
Poutre principales+consols	
 <p>3T16 3T12 1 cad T8 1 étrier T8 3T16</p>	 <p>3T16 1 cad T8 1 étrier T8 3T16</p>
Aux appuis	En travées
Poutres secondaires	
 <p>3T14 3T12 1 cad T8 1 étrier T8 3T16</p>	 <p>3T14 1 cad T8 1 étrier T8 3T16</p>
Aux appuis	En travées

Tableau.V. 16. Schémas de ferrailage des poutres de la terrasse

Poutre principales+consols	
	
Aux appuis	En travées
Poutres secondaires	
	
Aux appuis	En travées

### V.3.5. Exemple de ferrailage d'une poutre principale des entresols

On a des charges réparties, et  $G=5.6 \text{ KN/m}^2 > Q=5 \text{ KN/m}^2$ , donc l'arrêt des barres est forfaitaire comme le montre la figure ci-dessous :

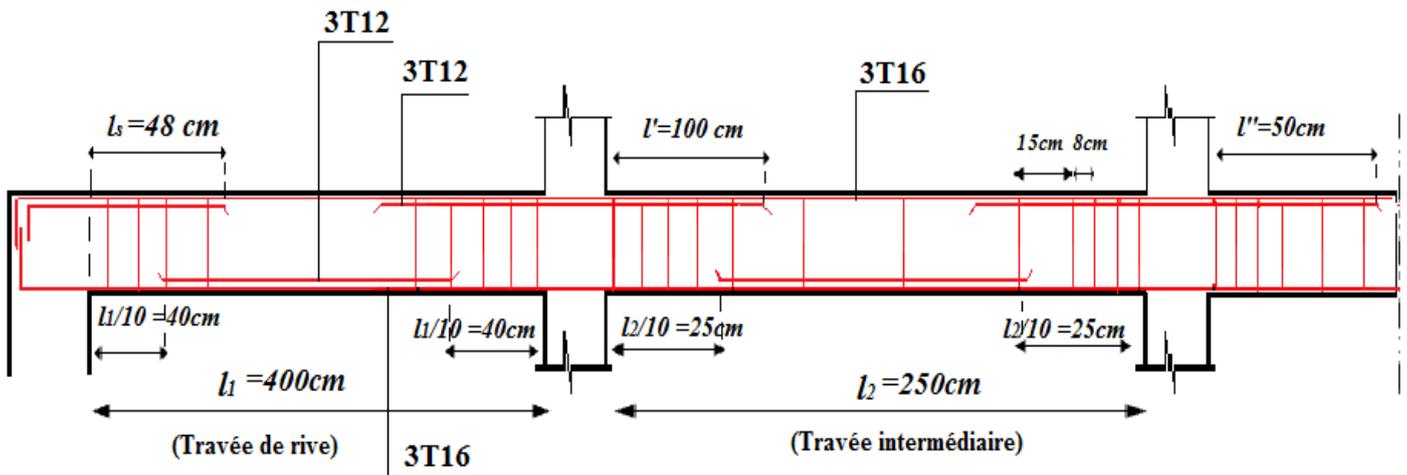
$$l_1 = 4 \text{ m} , l_2 = 2.5 \text{ m}$$

$$l_s = 40 \times \varnothing = 48 \text{ cm}$$

$$l' = \max \left( l_s, \frac{l_1}{4}, \frac{l_2}{4} \right) = 100 \text{ cm (pour un appui appartenant à un travée de rive).}$$

$$l'' = \max\left(l_s, \frac{l_2}{5}, \frac{l_3}{5}\right) = 50 \text{ cm (pour un appui appartenant à une travée intermédiaire).}$$

Fig. V.6 : ferrailage des poutres principales des entresols.



### V.3.6. Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du RPA 2003 (Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25. Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Les moments ci-dessus sont des moments résistants de traction.

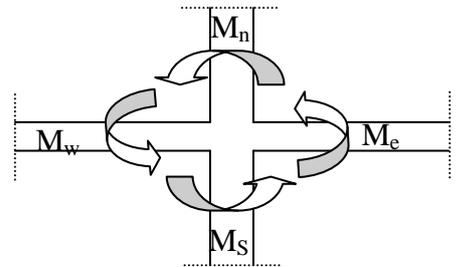


Fig.V. 10. Schéma de la Zone nodale

### V.3.6.1. Détermination des moments résistants dans les poteaux

Le moment résistant  $M_r$  d'une section de béton dépend :

- 1) des dimensions de la section du béton.
- 2) de la quantité d'acier dans la section du béton.
- 3) de la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que :  $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$

$Z = 0.85 \times h$ ;  $h$  : c'est la hauteur de la section

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau.V. 25.Moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm)	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_r$ (KN.m)
4 <sup>ème</sup> entresol	65×60	55.25	33.16	637.25
3 <sup>ème</sup> entresol	60×55	51.00	28.64	508.05
1 et 2 <sup>ème</sup> entresol	55×50	46.75	24.12	392.21
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	50×50	42.5	22.24	328.76
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	50×45	42.5	19.42	287.10
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	45×45	38.25	18.40	244.80

### V.3.6.2. Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux.

Les poutres principales sont dans le plan YY et les poutres secondaires sont dans le plan XX.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous

Tableau.V. 19.Moments résistants dans les poutres.

Niveau	Poutres principales			Poutres secondaires		
	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_r$ (KN.m)	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_r$ (KN.m)
4, 3, et 2 <sup>ème</sup> entresol	34	9.42	111.40	29.75	9.42	97.48
1 <sup>er</sup> entresol	34	10.65	126.01	29.75	10.65	110.20
RDC, 1, 2, 3, et 4 <sup>ème</sup> étage	34	9.42	111.46	29.75	8.01	82.89
Terrasse inaccessible	34	6.79	80.34	29.75	6.79	70.26

Les résultats de vérifications des zones nodales sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V. 26Vérification des zones nodales.

Niveau	Plan	$M_w=M_e$ (KN.m)	$M_n = M_s$ (KN.m)	$1.25( M_w  +  M_e )$ (KN.m)	$M_n+M_s$ (KN.m)	Observation
4 <sup>ème</sup> entresol	PP	111.40	637.25	250.65	1274.50	vérifié
	PS	97.48	637.25	219.33	1274.50	vérifié
3 <sup>ème</sup> entresol	PP	111.40	508.05	250.65	1016.10	vérifié
	PS	97.48	508.05	219.33	1016.10	vérifié
1 et 2 <sup>ème</sup> entresol	PP	126.01	392.21	283.52	784.42	vérifié
	PS	110.20	392.21	247.95	784.42	vérifié
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	PP	111.46	328.76	250.78	657.52	vérifié
	PS	82.89	328.76	186.50	657.52	vérifié
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	PP	111.46	287.10	250.78	574.20	vérifié
	PS	82.89	287.10	186.50	574.20	vérifié
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	PP	111.46	244.80	250.78	489.60	vérifié
	PS	82.89	244.80	186.50	489.60	vérifié

## V. 4. Etude des voiles

### V.4. 1. Introduction

Les voiles sont des éléments verticaux tridimensionnels dont une dimension (épaisseur) est faible devant les deux autres dimensions.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissantes dans leurs plans et une faible rigidité dans la direction perpendiculaire à son plan, ce qui nécessite d'être contreventé par des portiques qui vont reprendre les charges verticales.

Suivant la géométrie il y a deux types de voiles, voile simple et voile composé.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée, les sections des voiles doivent comporter d'armatures verticales et horizontales.

≥ 15cm



**Fig.V.8.Voile simple**

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents

- Voiles élancés avec :  $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$
- Voiles courts avec :  $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Flexion.
- flexion par effort tranchant.
- Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

#### V.4. 2.Recommandation du RPA 2003

##### a. Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement  $S$  est inférieur à l'épaisseur du voile ( $e$ ).

L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de  $L/10$  dans les zones extrêmes.

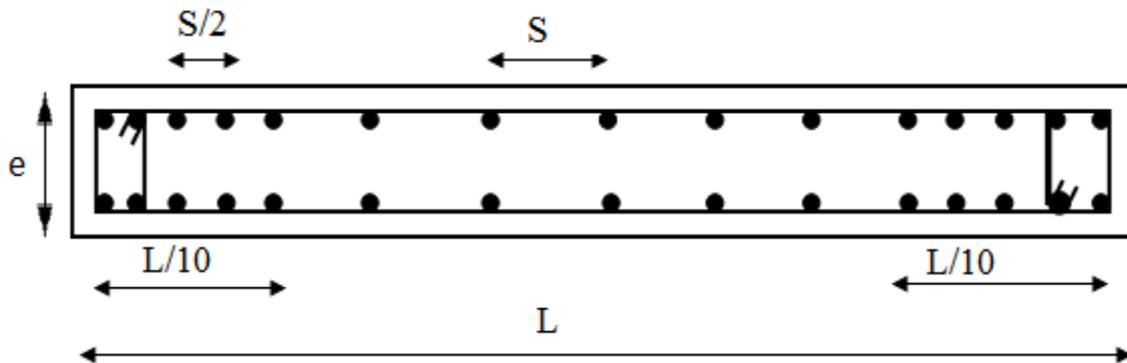


Fig.V.9. Disposition des armatures verticales (vue en plan)

### b. Armatures horizontales

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposés en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  de longueur  $10\varnothing$ .

### c. Armatures transversales

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par  $1\text{m}^2$  au moins.

### d. armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de

couture dont la section doit être calculée par la formule suivante :  $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajoutée à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### e. Règles communes

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales :

$A_{\min} = 0.15\%$ ..... Section globale du voile.

$A_{\min} = 0.10\%$ ..... Zone courante.

L'espacement des barres (horizontales et verticales)  $S_t < \min (1.5e, 30\text{cm})$ .

Diamètre des barres (horizontales et verticales)  $\emptyset < e/10$  en zone courante.

## f. Longueur de recouvrement

$L_r = 40\emptyset$  en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20\emptyset$  en zone comprimé sous toutes les combinaisons.

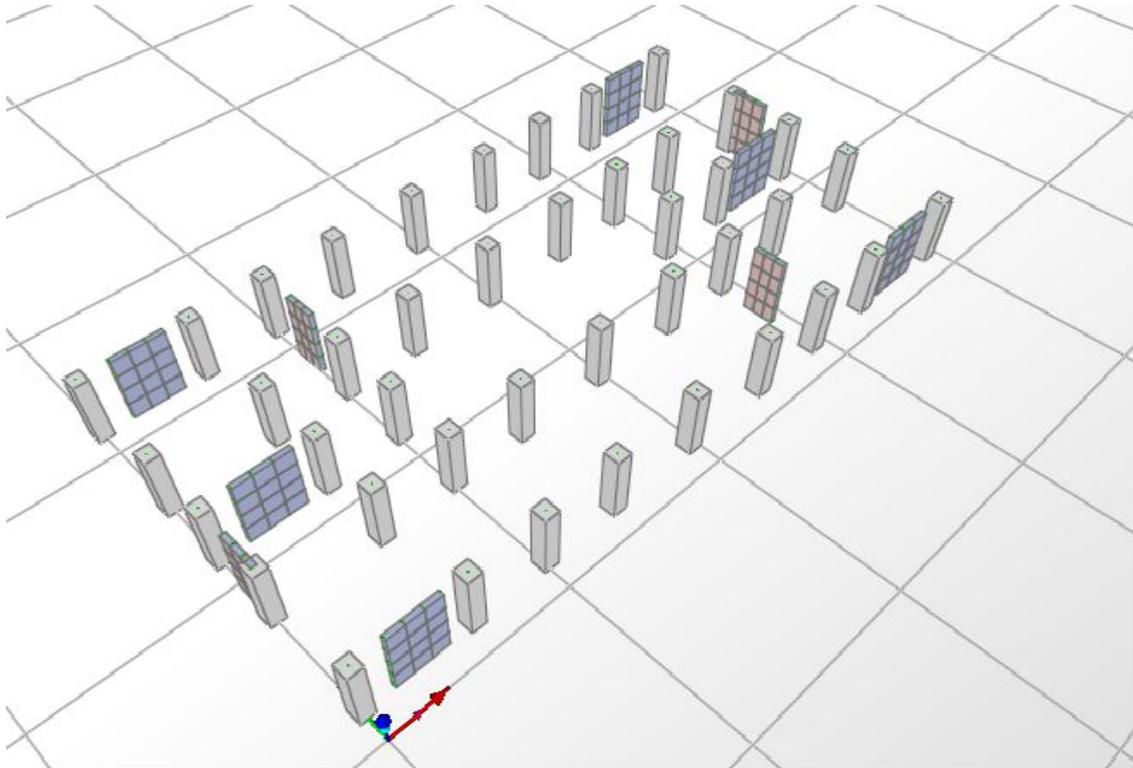


Fig. V10. Disposition des voiles

### V.4.3. Ferrailage des voiles

#### 1. Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ( $e \times L$ ).

Selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations Suivantes

- $N_{\max}M$   $\longrightarrow$  correspondant.
- $N_{\min}M$   $\longrightarrow$  correspondant.
- $M_{\max}N$   $\longrightarrow$  correspondant.

La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du RPA 2003.

#### 2. Armatures horizontales

Leur section est calculée selon la formule suivante

$$\frac{A_h}{e \times S_t} \geq \frac{\tau \cdot 0.3 \times f_{tj} \times k}{0.9 \times \frac{f_c}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A_h \times f_c}{e \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \dots (2)$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA 2003.

$A_v^{\min}$ /voile : Section d'armatures minimales dans le voile complet.

$$A_v^{\min} = 0.15\% (e \times L).$$

$A_v^{\text{calculé}}$ /face : Section d'armature calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{\text{adopté}}$ /face : Section d'armatures adoptée pour une seule face du voile.

$N^{\text{bre}}$ /face : Nombre de barres adoptées par face.

St : Espacement.

$A_h^{\min}$ /face : section d'armatures horizontales dans le voile complet.

$$A_h^{\min} = 0.15\% (e \times h).$$

$A_h^{\text{calculé}}$ /face : section d'armatures horizontales calculées. ( $A_{\text{adopté}}/4$ ).

$A_h^{\text{adopté}}$ / face : section d'armatures adoptées par un mètre linéaire.

$N^{\text{bre}}$ /face : nombre des barres adoptées par un mètre linéaire.

#### V.4.4. Sollicitations dans les voiles

Les sollicitations dans les voiles sont tirées directement dans le logiciel SAP2000, ils sont regroupés dans les tableaux ci-dessous

Tableau.V. 21.Sollicitations dans les voiles // à XX'

Voiles	Niveau	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		V
		KN	KN.m	KN	KN.m	KN.m	KN	
	4 <sup>ème</sup> entresol au RDC	1161.725	270.4929	422.721	35.4786	1463.2416	943.22	211.172
	1 <sup>er</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	295.503	206.3806	142.635	89.4732	268.2003	220.018	39.038
Vx2	4 <sup>ème</sup> entresol au RDC	1144.433	193.9167	425.109	171.2513	1392.4783	737.603	200.573

	1 <sup>er</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	295.792	145.9784	145.049	101.1117	228.8988	213.382	24.539
Vx3	4 <sup>ème</sup> entresol au RDC	1245.639	379.3121	577.23	1482.9824	1923.5126	985.077	280.396
	1 <sup>er</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	294.029	68.0597	162.229	7.9251	157.1743	217.681	29.537
Vx4	4 <sup>ème</sup> entresol au RDC	1247.308	378.0487	568.255	1705.2045	1811.5402	830.259	265.167
	1 <sup>er</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	296.017	33.8643	163.356	69.6051	133.3877	2016.77	26.813
Vx5	4 <sup>ème</sup> entresol au RDC	1143.62	199.9081	421.892	26.9286	1445.3302	929.149	207.525
	1 <sup>er</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	297.13	131.6039	145.241	28.0112	229.8268	221.367	31.525
Vx6	4 <sup>ème</sup> entresol au RDC	1154.572	224.2308	421.81	204.7099	1476.1422	765.054	212.757
	1 <sup>er</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	296.082	202.5427	142.975	102.266	274.8575	216.409	39.065

Les sollicitations dans les voiles disposés dans le sens  $YY'$  sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau.V. 22.Sollicitations dans les voiles // à  $YY'$

Voiles	Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		V
		KN	KN.m	KN	KN.m	KN	KN.m	KN
Vy1	4 <sup>ème</sup> entresol au RDC	928.051	1202.5761	182.919	1301.4595	1315.9096	360.749	171.86
	1 <sup>er</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	180.277	19.8918	63.181	102.5875	104.2087	93.627	8.309
Vy2	4 <sup>ème</sup> entresol au RDC	946.141	50.5946	414.059	1064.952	1120.2841	769.43	156.572
	1 <sup>er</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	209.249	74.8291	107.758	68.5035	154.1991	161.988	24.402
Vy3	4 <sup>ème</sup> entresol au RDC	975.537	30.3553	412.726	1058.6905	1065.1348	621.293	145.235
	1 <sup>er</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	210.094	60.8445	113.006	120.575	137.2845	151.287	13.589
Vy4	4 <sup>ème</sup> entresol au RDC	884.885	1303.2039	159.901	1242.9625	1303.2039	884.885	169.942

	1 <sup>er</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	179.586	18.3198	61.996	85.6457	94.92	142.366	10.002
--	---	---------	---------	--------	---------	-------	---------	--------

#### V.4.4.1. Ferrailage des voiles

##### a. Voiles parallèles à x-x

Tableau V.23. Ferrailage des voiles V<sub>x1</sub>, V<sub>x2</sub>, V<sub>x3</sub>

	Voile V <sub>x1</sub>		Voile V <sub>x2</sub>		Voile V <sub>x3</sub>	
	4 <sup>ème</sup> entresol au RDC	1 <sup>er</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> entresol au RDC	1 <sup>er</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> entresol au RDC	1 <sup>er</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage
L(m)	2.1	2.1	2.1	2.1	2.3	2.3
e(m)	0.22	0.16	0.22	0.16	0.22	0.16
M (KN.m)	1463.2416	268.2003	1392.4783	228.8988	1923.5126	7.9251
N (KN)	943.22	220.018	737.603	213.382	985.077	162.229
V(KN)	211.172	39.038	200.573	24.539	280.396	29.737
$\tau$ (MPa)	0.71	0.18	0.67	0.11	0.87	0.13
$\tau^{adm}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
L <sub>t</sub> (m)	0.8131	0.7485	0.8553	0.7074	0.9242	1.0034
L <sub>c</sub> (m)	1.2869	1.3515	1.2447	1.3926	1.3758	1.9867
A <sub>v</sub> <sup>mn</sup> /face (cm <sup>2</sup> )	6.93	5.04	6.93	5.04	7.59	5.52
A <sub>v</sub> <sup>Calcul</sup> /face(cm <sup>2</sup> )	15.67	2.43	16.50	1.86	20.26	0.77
A <sub>v</sub> <sup>Adopter</sup> /face m <sup>2</sup> )	16.94	7.11	16.94	7.11	24.12	7.9
N <sup>barre</sup> /face	11T14	9T10	11T14	9T10	12T16	10T10
S <sub>t</sub> (cm)	20	25	20	25	20	25
A <sub>h</sub> <sup>Calcul</sup> /face/St (cm <sup>2</sup> )	0.44	0.32	0.44	0.32	0.44	0.32
A <sub>h</sub> <sup>mn</sup> /face/St(cm <sup>2</sup> )	0.66	0.48	0.66	0.48	0.66	0.48
A <sub>h</sub> <sup>adopter</sup> /face/ml (cm <sup>2</sup> )	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95
N <sup>barre</sup> /face/ml	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.24. Ferrailage des voiles V<sub>x4</sub>, V<sub>x5</sub>, V<sub>x6</sub>

	Voile V <sub>x4</sub>		Voile V <sub>x5</sub>		Voile V <sub>x6</sub>	
	4 <sup>ème</sup> entresol au RDC	1 <sup>er</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> entresol au RDC	1 <sup>er</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> entresol au RDC	1 <sup>er</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage

L(m)	2.3	2.3	2.1	2.1	2.1	2.1
e(m)	0.22	0.16	0.22	0.16	0.22	0.16
M (KN.m)	1705.2045	33.8643	1445.3302	229.8268	1476.142	274.8575
N (KN)	568.255	296.017	929.143	221.367	765.054	216.409
V(KN)	265.167	26.813	207.525	31.525	212.757	39.065
$\tau$ (MPa)	0.81	0.11	0.70	0.14	0.71	0.18
$\tau^{adm}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$L_t$ (m)	1.0031	0.8087	0.8137	0.696	0.8595	0.76
$L_c$ (m)	1.2969	1.4913	1.2863	1.404	1.2405	1.3394
$A_v^{min}$ /face (cm <sup>2</sup> )	7.59	5.52	6.93	5.04	6.93	5.04
$A_v^{Calcul}$ / face (cm <sup>2</sup> )	21.15	0.92	15.50	1.80	17.66	2.58
$A_v^{Adopter}$ /face m <sup>2</sup> )	24.12	7.90	19.54	7.11	19.54	7.11
$N^{barre}$ /face	12T16	10T10	11T12	9T10	11T12	9T10
$S_t$ (cm)	20	25	20	25	20	25
$A_h^{Calcul}$ /face/St (cm <sup>2</sup> )	0.44	0.32	0.44	0.32	0.44	0.32
$A_h^{min}$ /face/St (cm <sup>2</sup> )	0.66	0.48	0.66	0.48	0.66	0.48
$A_h^{adopter}$ /face/ml (cm <sup>2</sup> )	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95
$N^{barre}$ /face/ml	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20

### b. Voiles parallèles à y-y

Tableau V.25 . Ferrailage des voiles Vy1, Vy2, Vy3, Vy4.

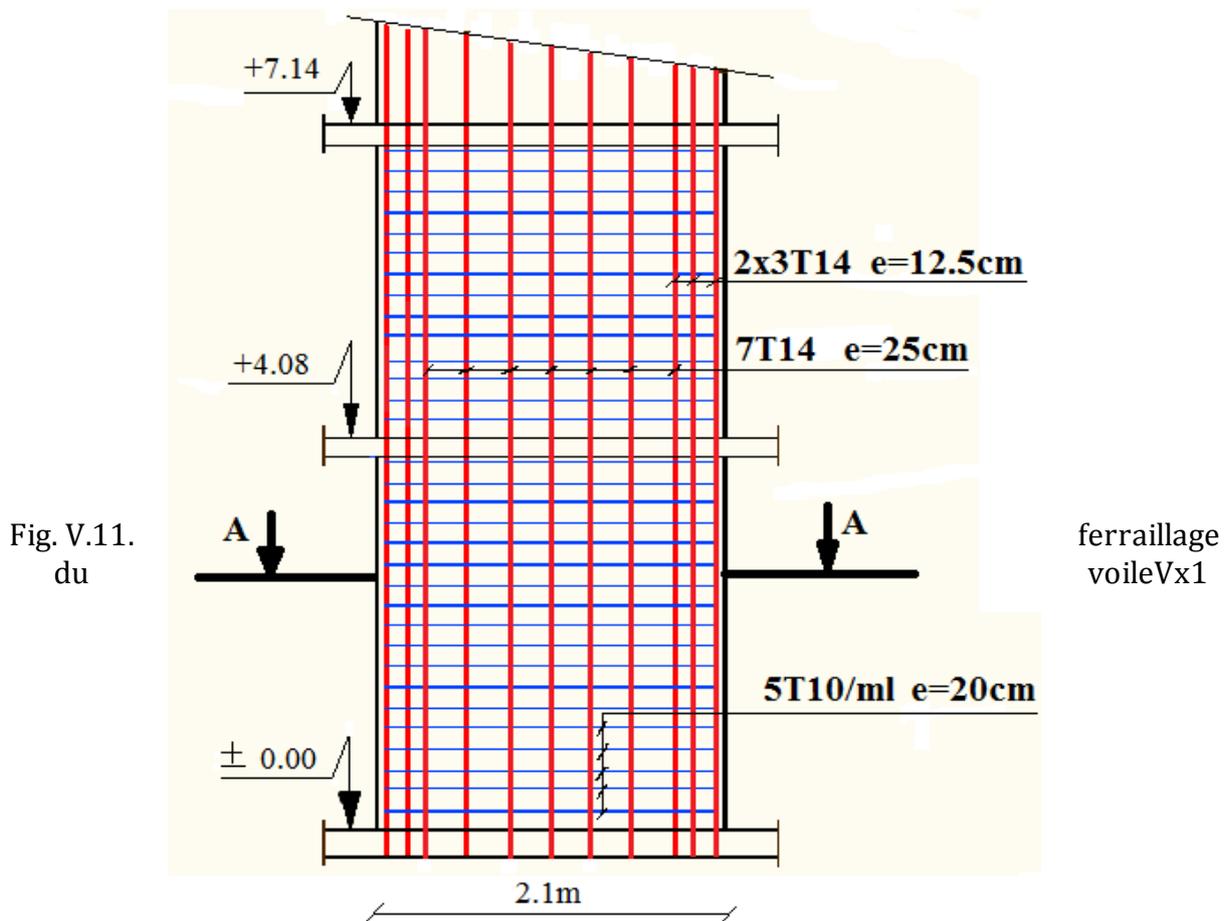
	Voile Vy1		Voile Vy2		Voile Vy3		Voile Vy4	
	4 <sup>ème</sup> entresol au RDC	1 <sup>er</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> entresol au RDC	1 <sup>er</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> entresol au RDC	1 <sup>er</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> entresol au RDC	1 <sup>er</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage
L(m)	1.6	1.6	1.3	1.3	1.3	1.3	1.6	1.6
e(m)	0.22	0.16	0.22	0.16	0.22	0.16	0.22	0.16
M (KN.m)	1301.46	102.59	1064.95	654.20	1058.69	137.28	1242.96	85.65
N (KN)	182.92	63.182	414.06	161.99	412.73	151.29	159.90	61.99
V(KN)	171.86	8.31	156.57	24.40	145.23	13.59	169.94	10.00
$\tau$ (MPa)	0.76	0.05	0.85	0.18	0.78	0.10	0.76	0.06
$\tau^{adm}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5
$L_t$ (m)	0.77	0.6686	0.5952	0.5021	0.5951	0.4948	0.7726	0.6456
$L_c$ (m)	0.83	0.9314	0.7048	0.7979	0.7049	0.8052	0.8274	0.9544

$A_v^{min}/\text{face}$ ( $\text{cm}^2$ )	5.28	3.84	4.29	3.12	4.29	3.12	5.28	3.84
$A_v^{Calcul}/\text{face}$ ( $\text{cm}^2$ )	28.26	1.68	25.76	2.65	25.60	2.29	27.17	1.31
$A_v^{Adopter}/\text{face}$ ( $\text{m}^2$ )	28.26	5.53	28.26	4.74	28.26	4.74	28.26	5.53
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	9T20	7T10	9T20	6T10	9T20	6T10	9T20	7T10
$S_t$ (cm)	18	25	15	25	15	25	18	25
$A_h^{Calcul}/\text{face}/S_t$ ( $\text{cm}^2$ )	0.44	0.32	0.44	0.32	0.44	0.32	0.44	0.32
$A_h^{min}/\text{face}/S_t$ ( $\text{cm}^2$ )	0.66	0.48	0.66	0.48	0.66	0.48	0.66	0.48
$A_h^{adopter}/\text{face}/\text{ml}$ ( $\text{cm}^2$ )	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95
$N^{\text{barre}}/\text{face}/\text{ml}$	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

### Remarque

Le calcul de  $A_h$  s'est fait avec la formule (2), car les ferrailages donnés par la première sont inférieurs à zéro.

### V.4.4.2. Schéma de ferrailage du voile $V_{x1}$



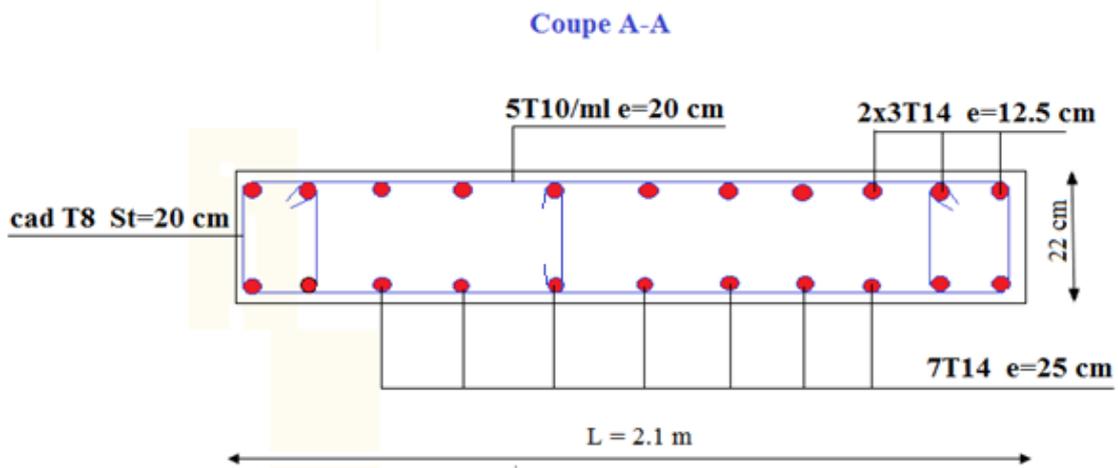


Fig. coupe A-A du voile Vx1

#### V.4.4.3. Schéma de ferrailage du voile $V_{y1}$

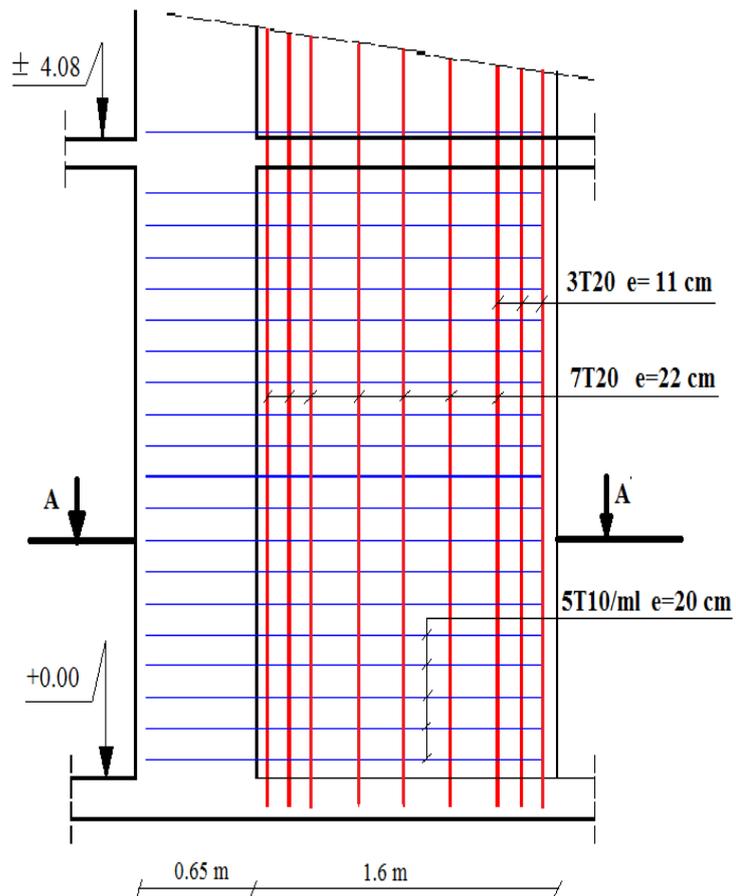


Fig. V.12.Ferrailage du voile  $V_{y1}$

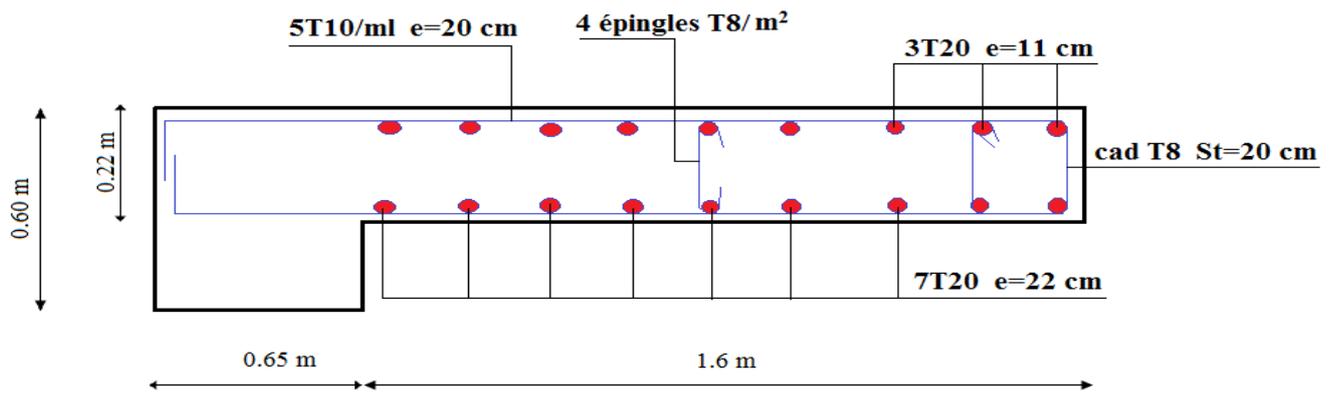


Fig.V.13. coupe A-A du voile Vy1

Chapitre VI  
Etude de  
l'infrastructure

# Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

---

## VI. 1.Introduction

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charge et évite les tassements différentiels.

## VI. 2.Choix du type de fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie d'abord les semelles isolées, ensuite les semelles filantes et enfin le radier général afin d'opter pour le meilleur choix.

### a. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le RPA 2003 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \cdot G \pm E$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$

## VI.3 Les vérifications de types de fondations

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante

$$\frac{P}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : La capacité portante du sol (taux de travail du sol).

Afin de déterminé le choix de fondation à adopter pour notre structure, on procède tous d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux vérifications ne sont pas satisfaites on passera au radier général.

### VI.3.1 Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base (a×b) d'où les semelles sont rectangulaires (A×B).

Soit :  $N = N_{sup} + N_{inf}$

Avec:

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

$N_{sup}$ : effort normal transmis par le Poteau de la superstructure tiré par le SAP2000.

$N_{inf}$  : effort normal transmis par le Poteau de l'infrastructure + le Poids estimé de semelle.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure est un poteau d'escalier.

$$N_{sup} = 2901.231 \text{ KN}$$

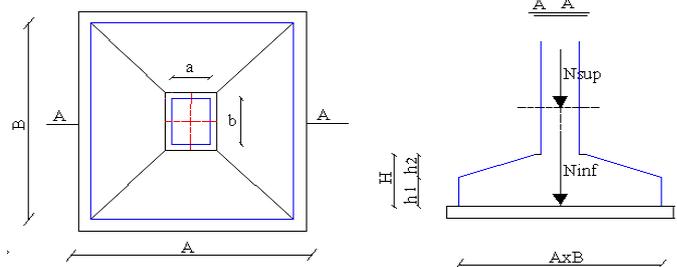
$$N_{inf} = 1.35 [(25 \times 4 \times 4 \times 0.9) + (25 \times 0.65 \times 0.6 \times 1.5)] = 505.74 \text{ KN}$$

$$N = 3406.97 \text{ KN}$$

Les vérifications à effectuée sont les suivantes

$$\frac{N_u}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \dots \dots \dots (2)$$



$$B \geq \sqrt{\frac{b \times N_u}{a \times \bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.65 \times 2901.231}{0.6 \times 200}} = 3.96 \text{ m} \approx 4 \text{ m}$$

D'après la formule (2) on aura :

$$A = 3.65 \text{ m} \approx 4 \text{ m}$$

$$\frac{3406.97}{16} = 213 \text{ KPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KPa}$$

En tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions on remarque que l'utilisation des semelles isolées est impossible à cause de chevauchement des semelles voisines, ce qui nous conduits à vérifier les semelles filantes.

### VI.3.2 Vérification des semelles filantes

En Choissant une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique, l'effort normal transmis à la semelle est

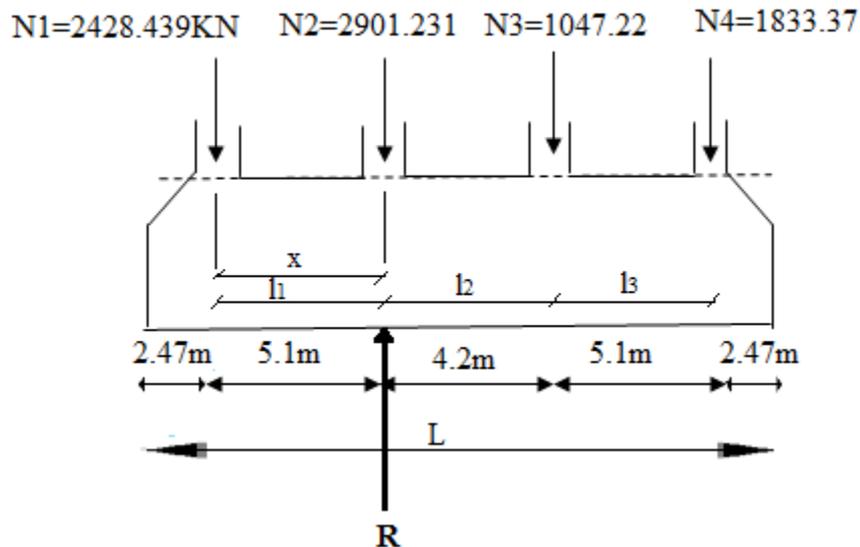


Figure VI.1. Semelle filante de fondation

#### ➤ Portique 1

$$\sum \frac{M}{N_1} = 0 \Rightarrow R \times x - N_2 \times l_1 - N_3 \times (l_2 + l_1) - N_4 \times (l_1 + l_2 + l_3) = 0$$

On résonne sur la résultante R des efforts ramenés par les poteaux  $R = \sum N_i$

$$x = 6.2 \text{ m}$$

La méthode consiste à supposer que R passe par le centre de la semelle

$$L \approx 3 \times x + \text{largeur du poteau} + 10 \text{ cm}$$

$$\text{On aura : } L = 19.35 \text{ m}$$

$$N = N_{\text{sup}} + N_s$$

$$N_{\text{sup}} = \sum N_i = 8210.268 \text{ KN}$$

$$N_s = 1.35[(25 \times 3 \times 19.35 \times 0.4) + (25 \times 0.6 \times 0.65 \times 1.5)] = 803.42 \text{ KN}$$

$$N = 8210.268 + 803.42 = 9013.69 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$B \geq \frac{9013.69}{19.35 \times 200} = 2.33m$$

On prend : B=3m

### ➤ Portique 2

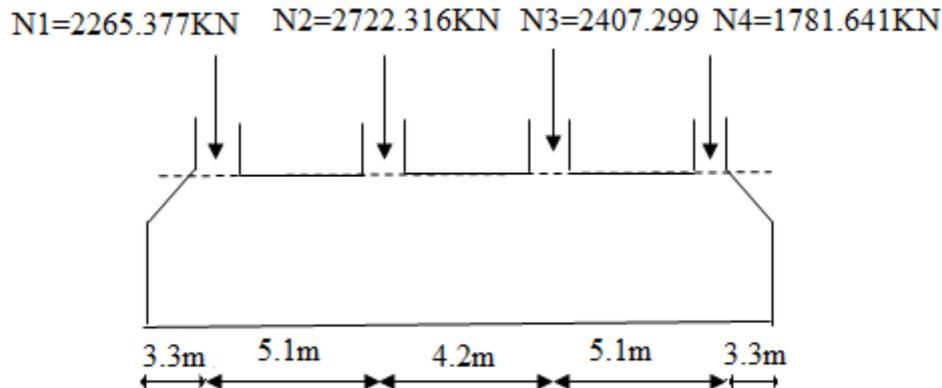


Figure VI.2 : Semelle filante de fondation

$$N = N_{\text{sup}} + N_s$$

$$N_{\text{sup}} = \sum N_i = 9176.633 \text{ KN}$$

$$N_s = 1.35[(25 \times 3 \times 21 \times 0.4) + (25 \times 0.6 \times 0.65 \times 1.5)] = 870.24 \text{ KN}$$

$$N = 9176.633 + 870.24 = 10046.88 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$B \geq \frac{10046.88}{21 \times 200} = 2.39 \text{ m}$$

On prend: B=3m

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.3.3 Radier général

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.

- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

## VI.4. Pré dimensionnement

- La Condition de coffrage

$L_{max} = 3.8$  m (la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs).

- Nervure

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{430}{10} \Rightarrow h_t \geq 43\text{cm}; \text{ Soit } h_t = 60\text{cm}$$

- Dalle

$$h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{430}{20} \Rightarrow h_0 \geq 21.5\text{cm}; \text{ On prend.}$$

### VI.4.1. Condition de rigidité $h_0 = 30$ cm

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : coefficient d'élasticité du béton  $E = 3.216 \times 10^4$  MPa.

$L_e$  : la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

I : inertie de la section du radier  $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$ .

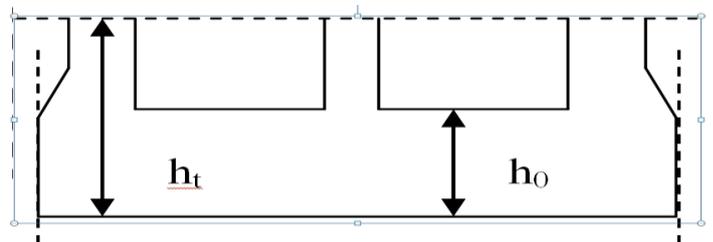
K : module de résistance du sol (pour un sol moyenne  $K = 4 \times 10^4$  KN/m<sup>3</sup>).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1m.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Fig.VI.3. Dimensions du radier

$$\text{On a } \begin{cases} h_t = 60\text{cm} \\ I = 0.018\text{m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 2.76\text{m} \\ L_{max} = 4.3\text{m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 4.33\text{m} \end{cases}$$



- La surface du radier

Soit :

$N_s$  les charge(Poids) totale transmise par la superstructure tiré à partir de SAP2000.

$N_s=62187.143$  KN

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{62187.143}{200} = 310.94 m^2$$

La surface du bâtiment est :

$$S_{bat} = 14.6 \times 28.7 = 419.02 m^2$$

La surface totale de l'immeuble est de 419.02 m<sup>2</sup>, et donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier qui est de 310.94 m<sup>2</sup>.

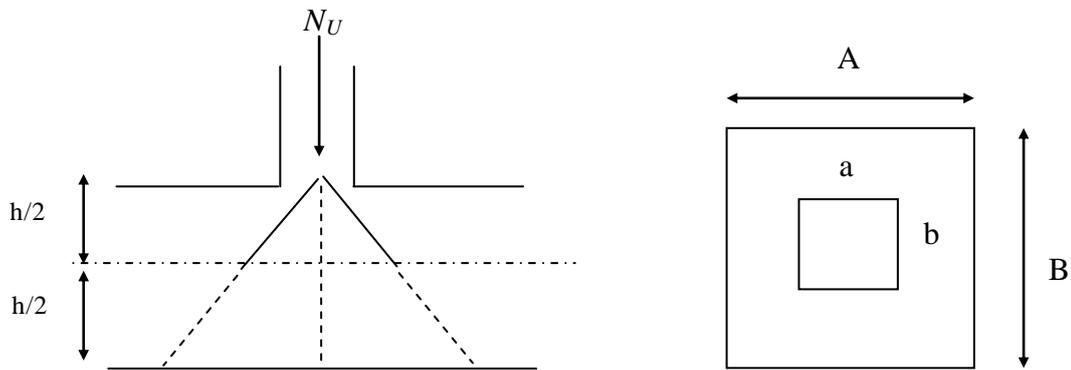
Dans notre cas, on prend  $S_{rad}=419.02 m^2$

## VI.5. Les vérifications

### VI.5.1. Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :



**Fig.VI- 4.** Présentation de zone d'impact de la charge concentrée

$$Q_u \leq 0.045$$

Avec :

$Q_u$ : charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité.

$h_t$ : l'épaisseur total du radier (dalle + nervure).

$\mu_c$ : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

On a:

$$h_t = 60 \text{ cm.}$$

$$\mu_c = (a+b+2h_t) \times 2$$

$$\mu_c = 2 \times (0.6 \times 2 + 1.25) = 4.9 \text{ m.}$$

$$Q_u = 2901.23 \leq 0.045 \times 4.9 \times 0.6 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 2205 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Donc on doit redimensionner la nervure

$$h_t = 80 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2 \times (0.8 \times 2 + 1.25) = 5.7 \text{ m.}$$

$$Q_u = 2901.23 \leq 0.045 \times 5.7 \times 0.8 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 3420 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### VI.5.2. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur  $b = 1 \text{ m}$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2S}$$

$$V_u = \frac{85780.706 \times 4.3 \times 1}{838.04} = 440.14 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_0 = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{440.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.63 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

### VI.5.3. Vérification de la contrainte du sol DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 (a))

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \overline{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

$I_x$  = moment d'inertie suivant xx

$I_y$  = moment d'inertie suivant yy

$$N = N_{ser} + P \Rightarrow N' = 62187.843 + (25 \times 0.30 \times 419.02) = 65330.49 \text{ KN}$$

$$N = 65330.49 \text{ KN}$$

Avec :

$$P = \gamma_b \times h_0 \times S = 3142.65 \text{ KN} \text{ c'est le poids propre de radier.}$$

$h_0$  : hauteur de la dalle du radier.

$\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

$N$  : l'effort normal dû aux charges verticales à l'ELS.

$M_{x,y}$  : Moments à la base tiré du logiciel sap2000 sous la même combinaison.

#### ➤ Sens X-X

$$N = 65330.49 \text{ KN} \text{ et } M_x = 64800.9919 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G$$

On simplifiant les deux formules on aura

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} \left( 1 + \frac{6 \times e}{A} \right) = \frac{65330.49}{419.02} \left( 1 + \frac{5.95}{28.7} \right) = 188.24 \text{ KPa} = 0.18824 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} \left( 1 - \frac{6 \times e}{A} \right) = \frac{65330.49}{419.02} \left( 1 - \frac{5.95}{28.7} \right) = 123.59 \text{ KPa} = 0.12359 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 172.08 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ Kpa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ Sens Y-Y

N=65330.49 KN, et M<sub>y</sub>=44016.501 KN.m.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} \left( 1 + \frac{6 \times e}{B} \right) = \frac{65330.49}{419.02} \left( 1 + \frac{4.04}{14.6} \right) = 199.05 \text{ KPa} = 0.19905 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} \left( 1 - \frac{6 \times e}{B} \right) = \frac{65330.49}{419.02} \left( 1 - \frac{4.04}{14.6} \right) = 112.77 \text{ KPa} = 0.11277 \text{ MPa}$$

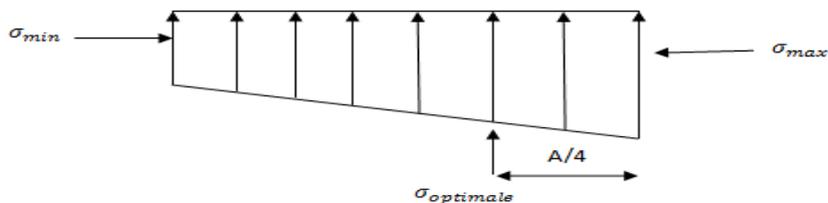
Avec :

$\sigma_{\max}$  ⇒ un surdimensionnement

$\sigma_{\min}$  ⇒ un sous-dimensionnement.

Donc il faut calculer une contrainte optimale à A/4 de  $\sigma_{\max}$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 177.48 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KPa} \dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$



#### VI.5.4.

### Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA 2003. On doit vérifier que

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \dots\dots\dots (\text{Art : A.10.1.5})$$

➤ Sens xx :  $e = \frac{64800.9919}{65330.49} = 0.99 \leq \frac{28.7}{4} = 7.17$

➤ Sens yy :  $e = \frac{44016.501}{65330.49} = 0.67 \leq \frac{14.6}{4} = 3.65$

## VI.6 Ferrailage du radier

### VI.6.1 La Dalle

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. Le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier.

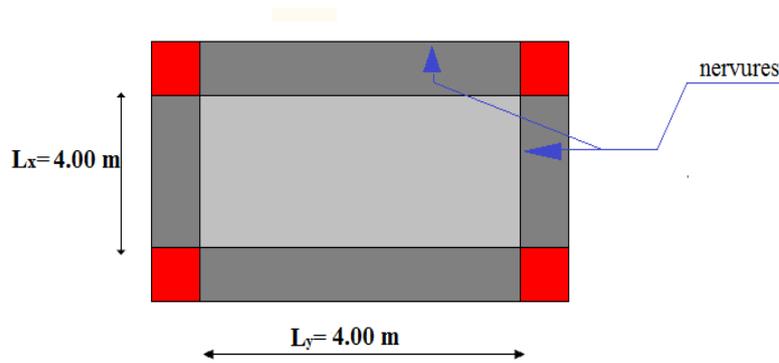


Fig. VI.5 Dalle pleine sur quatre

### VI.6.2. Calcul des sollicitations

Soit :

$G_0$  le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.3 = 7.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{85780.706}{419.02} + 1.35 \times 7.5$$

$$\Rightarrow q_u = 214.84 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow \frac{62187.843}{419.02} + 7.5 = 155.91 \text{ KN/m}^2$$

#### a. ELU

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.00}{4.00} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\nu = 0 \text{ et } \rho = 1$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 126.50 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 126.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée

$$M_t^x = M_t^y = 0.85 \times M_0^x = 107.52 \text{ KNm}$$

➤ En appui de rive

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -37.95 \text{ KNm}$$

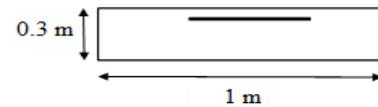
➤ En appui intermédiaire

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -63.25 \text{ KNm}$$

### VI.6.3. Ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section

$$b \times h_0 = 1 \times 0.3 \text{ m}^2$$



### VI.6.4. Condition de non fragilité

On calcule  $A_{\min}$  : On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$  ;  $h_0 = 30 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $\rho = 1$

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = 2.40 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 2.40 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI.1. Résumé des résultats de ferrailage du radier.

Localisation	$M_t$ (KN.m)	$M_a^{\text{rive}}$ (KN.m)	$M_a^{\text{int}}$ (KN.m)	$A_t^{\text{cal}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{a \text{ r cal}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{a \text{ in cal}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_t^{\text{min}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_t^{\text{adop}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_a^{\text{adop}}$ ( $\text{cm}^2$ )
Sens xx	107.52	-37.95	-63.25	12.1 2	4.12	6.95	2.4	4T20=12.5 6	5T14=7.7 0
Sens yy	107.52	-37.95	-63.25	12.1 2	4.12	6.95	2.4	5T20=15.7 0	5T14=7.7 0

### VI.6.5. Espacement des armatures

Armatures //  $L_y$ :  $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ , On opte pour:  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

Armatures //  $L_x$ :  $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ , On opte:  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

### VI.6.7. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

Sens Y-Y

$$V_u^y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 214.84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{214.84}{1 \times 0.27} = 0.796 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée}$$

Sens X-X

$$V_u^x = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 214.84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{214.84}{1 \times 0.27} = 0.796 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

a. L'ELS

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \quad \nu = 0.2 \text{ et } \rho = 1$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 110.01 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 110.01 \text{ KNm}$$

➤ En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 93.51 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 93.51 \text{ KNm}$$

➤ En appui de rive

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = 33 \text{ KNm}$$

➤ En appui intermédiaire

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = 55 \text{ KNm}$$

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

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

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.6 \text{ MPa}.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI.2. Résumé des résultats (vérification des contraintes)

Sens		M (KNm)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Observation
travée	x-x	93.51	4T20=12.56	8.38	84935	9.22	307.55	Non vérifiée
	y-y	93.51	5T20=15.70	9.16	100571	8.52	248.74	
appuis	x-x	33	5T14=7.70	6.83	57609	3.91	173.35	
	y-y	55	5T14=7.70	3.74	57609	6.51	288.93	

On remarque que la condition  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendus A<sub>s</sub> en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service  $\bar{\sigma}_s$ .

La méthode de calcul à suivre est celle de BAEL (Chapitre E.III.3.a)

$$\lambda = 1 + \frac{30 \times M_s}{b \times d^2 \times \sigma_s}; \quad \cos \varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}}; \quad \alpha = 1 + 2 \times \sqrt{\lambda} \times \cos\left(240^\circ + \frac{\varphi}{3}\right);$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_b}{n} \times \frac{\alpha}{1 - \alpha} < 0.6 f_{c28}; \quad A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2 \times \bar{\sigma}_s}.$$

Tableau VI.3. Résumé des résultats de ferrailage à ELS de radier type 1

		M (KNm)	λ	φ (°)	α	σ <sub>bc</sub> (MPa)	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
Sens x-x	Travée	93.51	1.19	39.62	0.37	5.5	13.63	2.4	3T25+2T20=21.0 1	20
	Appui	33	1.07	25.38	0.24	2.96	4.76	2.4	6T16=12.06	16
Sens y-y	Travée	93.51	1.19	39.62	0.37	5.5	13.63	2.4	3T25+2T20=21.0 1	20
	Appui	55	1.11	31.23	0.29	3.83	7.44	2.4	6T16=12.06	16

On vérifie que  $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 21.01 > 5.25$  .....c'est vérifiée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.4 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		Moment (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Travée	x-x	93.51	7.72	188.775
	y-y	93.51	7.72	188.775
Appuis	x-x	33	3.3	112.832
	y-y	55	5.5	188.054

### VI.6.8. Les Schémas de ferrailage

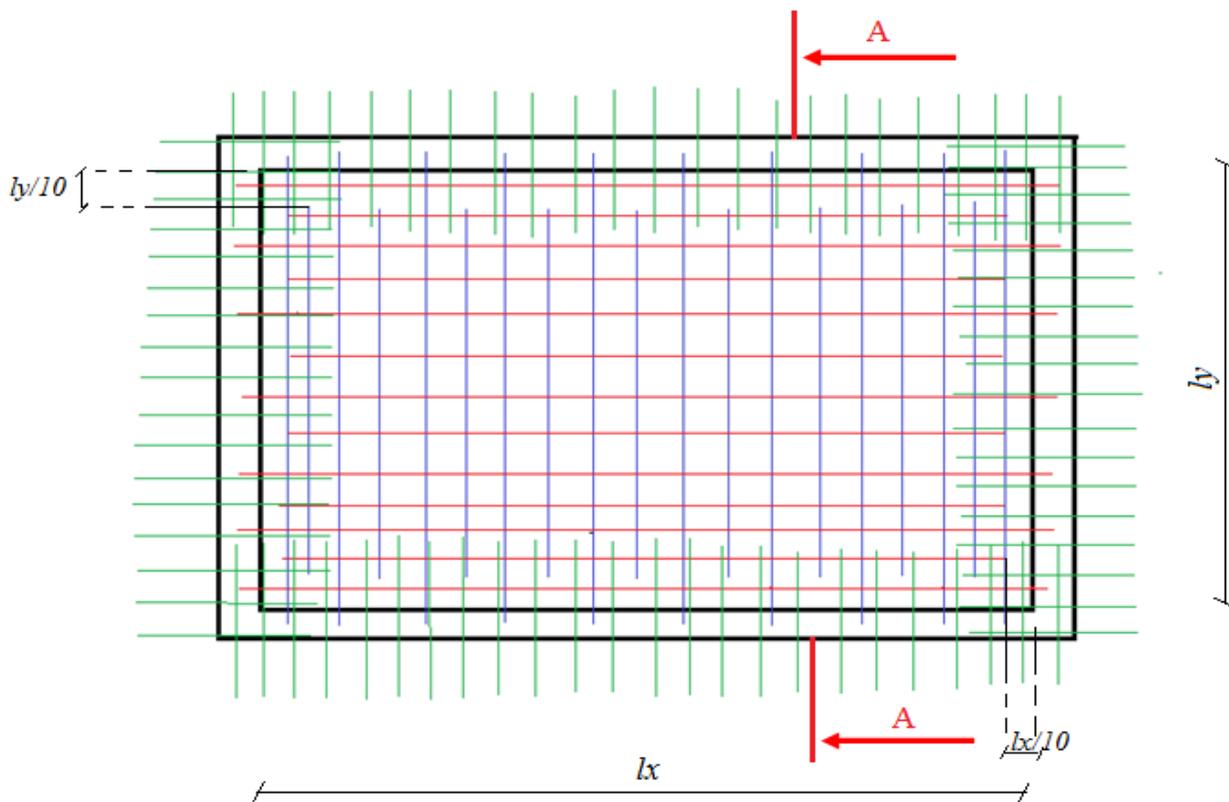


Fig.VI.7: Schéma de ferrailage du radier

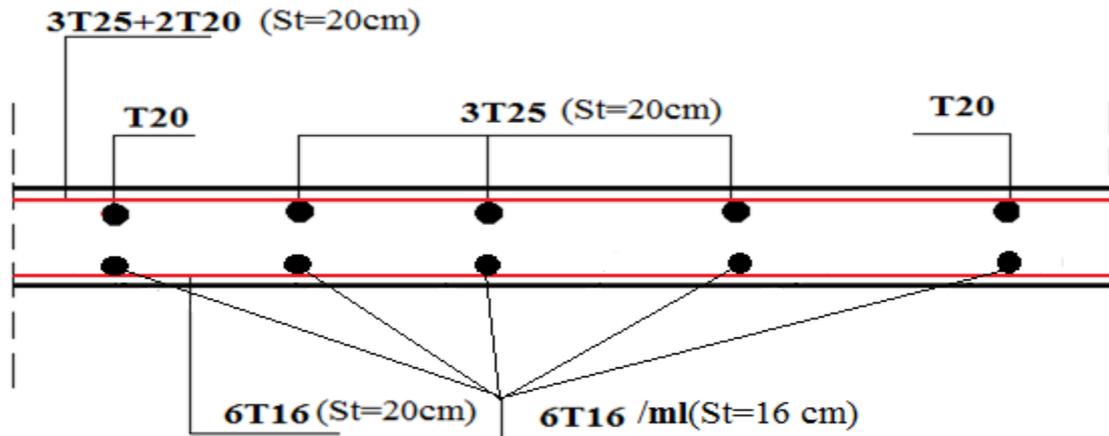


Fig VI.6. Coupe A-A du radier

## VI.7. 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). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

### ➤ Charge triangulaire

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$  Avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

$P_v = \frac{1}{2} q_u \times l_x$  Avec  $P_v$  charge équivalente produisant le même effort tranchant que la charge triangulaire.

### ➤ Charge trapézoïdale

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$  Avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$P_v = \frac{q_u}{2} [(1 - \frac{\rho_d}{2}) l_d^x + (1 - \frac{\rho_g}{2}) l_g^x]$  Avec  $P_v$  charge équivalente produisant le même effort tranchant que la charge trapézoïdale.

$$q_u = 214.84 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 155.91 \text{ KN} / \text{m}^2$$

### ➤ Moments aux appuis

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec :

Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

➤ Pour l'appui de rive

On a

$$M_a = 0.15 \times M_0 \text{ Avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

➤ Moment en travée

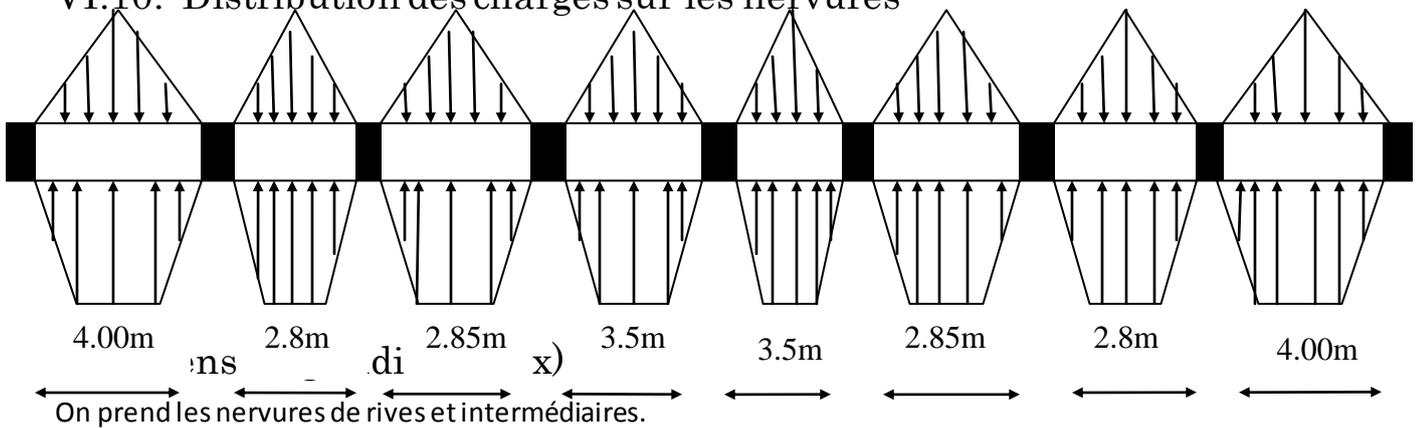
$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

### VI.10. Distribution des charges sur les nervures



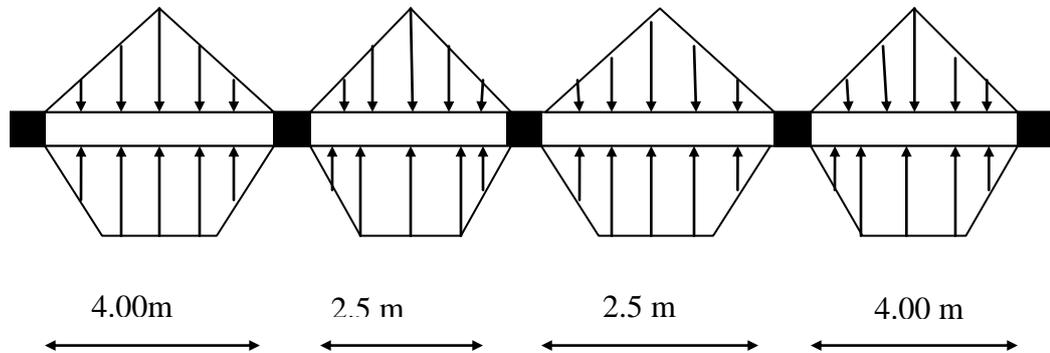
Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinales

Travée	$l_x$ (m)	$l'_x$ (m)	P (KN/m)	$M_a$ (KN.m)		X (m)	$M_t$ (KN.m)
				$M_g$	$M_d$		
A-B	4	4	376.81	0	517.73	1.66	516.98
B-C	2.8	2.24	297.58	517.73	180.14	1.8	-32.88
C-D	2.85	2.28	301.75	180.14	259.86	1.33	87.67
D-E	3.5	2.8	348.23	259.86	321.19	1.7	243.14
E-F	3.5	2.8	348.23	321.19	259.86	1.7	243.14
F-G	2.85	2.28	301.75	259.86	180.14	1.33	87.67
G-H	2.8	2.24	297.58	180.14	517.73	1.8	-32.88

H-I	4	4	376.81	517.73	0	1.66	516.98
-----	---	---	--------	--------	---	------	--------

➤ Sens longitudinale (y-y)



On prend les nervures de rives et intermédiaires.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau VI.6 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinales

Travée	$l_x$ (m)	$\Gamma_x$ (m)	P (KN/m)	$M_a$ (KN.m)		X (m)	$M_t$ (KN.m)
				$M_g$	$M_d$		
A-B	4	4	393.10	0	535.43	1.66	541.27
B-C	2.5	2	268.55	535.43	126.28	1.86	-71.18
C-D	2.5	2	268.55	126.28	535.43	1.86	-71.18
D-E	4	4	393.10	535.43	0	1.66	541.27

### VI.6.1. Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0.8m$  ;  $h_0=0.3m$  ;  $b_0=0.65m$  ;  $d=0.75m$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{2.80}{10}; \frac{2.50}{2}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min(0.28; 1.25) \Rightarrow \text{Soit : } b_1 = 0.25m$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.15m$$

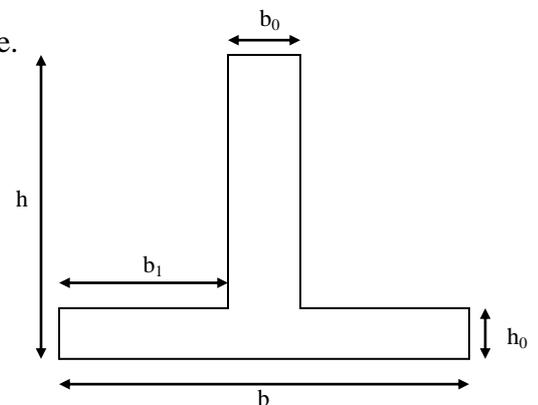


Fig. VI.8. : Section à ferrailier

### VI.6.2. Condition de non fragilité

➤ En travée

$$A_t^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1.15 \times 0.75 \frac{2.1}{400} = 10.42 \text{ cm}^2$$

➤ En appuis

$$A_a^{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.65 \times 0.75 \frac{2.1}{400} = 5.89 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.7 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures du radier.

		M (KNm)	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
Sens x-x	Travée	516.98	20.35	10.42	4T20+4T16=20.60	15
	Appui	517.73	20.95	5.89	6T20+2T16=22.86	15
Sens y-y	Travée	541.27	21.39	10.42	6T20+2T16=22.86	15
	Appui	535.43	21.69	5.89	6T20+2T16=22.86	15

### VI.6.3. Vérification à l'ELU

#### 3.1. Vérification de l'effort tranchant

➤ Sens x-x

$$V_{\max} = \frac{p_v \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\max} = \frac{429.68 \times 4.00}{2} + \frac{517.73}{4.00} = 988.79 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 2.03 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ Sens y-y

$$V_{\max} = \frac{p_v \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\max} = \frac{408.46 \times 4.00}{2} + \frac{535.43}{4.00} = 950.78 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 1.95 \text{ MPa} < 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

#### 3.2. Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(2.29 ; 6.5 ; 1.6) = 16 \text{ mm} \text{ Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

➤ Espacement des aciers transversaux

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{l\min}\right) \Rightarrow St \leq \min(20 ; 12 ; 16) = 12 \text{ cm}$$

On prend St=10cm en zone nodale et 15cm en travée.

## VI.6.4. Vérification à l'ELS

Le calcul des sollicitations à l'ELS nous a donné les résultats ci-dessous

Tableau VI.8 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinales

Travée	l <sub>x</sub> (m)	l <sub>x</sub> (m)	P (KN/m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		X (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	4	4	273.45	0	375.72	1.66	375.172
B-C	2.8	2.24	215.96	375.72	94.09	1.87	0.16
C-D	2.85	2.28	218.98	94.09	221.48	1.22	69.11
D-E	3.5	2.8	317.42	221.48	303.62	1.68	224.37
E-F	3.5	2.8	317.42	303.62	221.48	1.68	224.37
F-G	2.85	2.28	218.98	221.48	94.09	1.22	69.11
G-H	2.8	2.24	215.96	94.09	375.72	1.87	0.16
H-I	4	4	273.45	375.72	0	1.66	375.172

### ➤ Sens longitudinale (y-y)

On prend les nervures de rives et intermédiaires.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau VI.9 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinales.

Travée	l <sub>x</sub> (m)	l <sub>x</sub> (m)	P (KN/m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		X (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	4	4	285.18	0	378.25	1.67	396.91
B-C	2.5	2	129.925	378.25	61.14	2.00	-39.60
C-D	2.5	2	129.925	61.14	378.25	2.00	-39.60
D-E	4	4	285.18	378.25	0	1.67	396.91

## 4.1. Vérification des contraintes

Il faut vérifier que

On doit vérifier que

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.6MPa.$$

Tableau VI.10. Vérification des contraintes des nervures de radier.

Sens	$M_t$ (KN.m)		y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
x-x	Travée	375.172	22.72	1164519.6	7.32	262.32	Non vérifiée
	Appuis	375.72	23.71	1262568.7	7.06	237.87	
y-y	Travée	396.91	23.71	1262568.7	7.45	251.28	
	Appuis	378.25	23.71	1262568.7	7.10	239.47	

On remarque que les contraintes d'acier ( $\sigma_s$ ) au niveau des appuis et des travées dans les deux sens sont pas vérifiées, donc on doit augmenter les sections de l'acier. Les résultats finals de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau VI.11. Redimensionnement du Ferrailage des nervures.

Sens	Localisation	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ adoptée (cm <sup>2</sup> )
x-x	Travée	28.66	6T20+2T25
	Appui	28.66	6T20+2T25
y-y	Travée	28.66	6T20+2T25
	Appui	28.66	6T20+2T25

➤ Schémas de ferrailage de la nervure

Ferraillage de la nervure dans les deux sens (x-x) et (y-y)

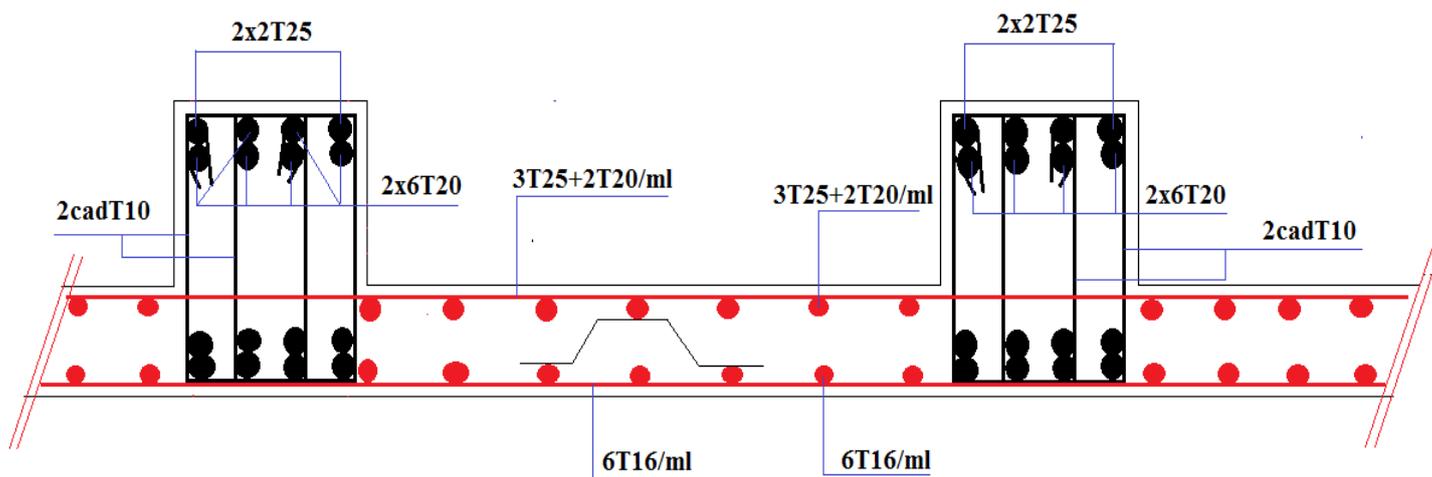
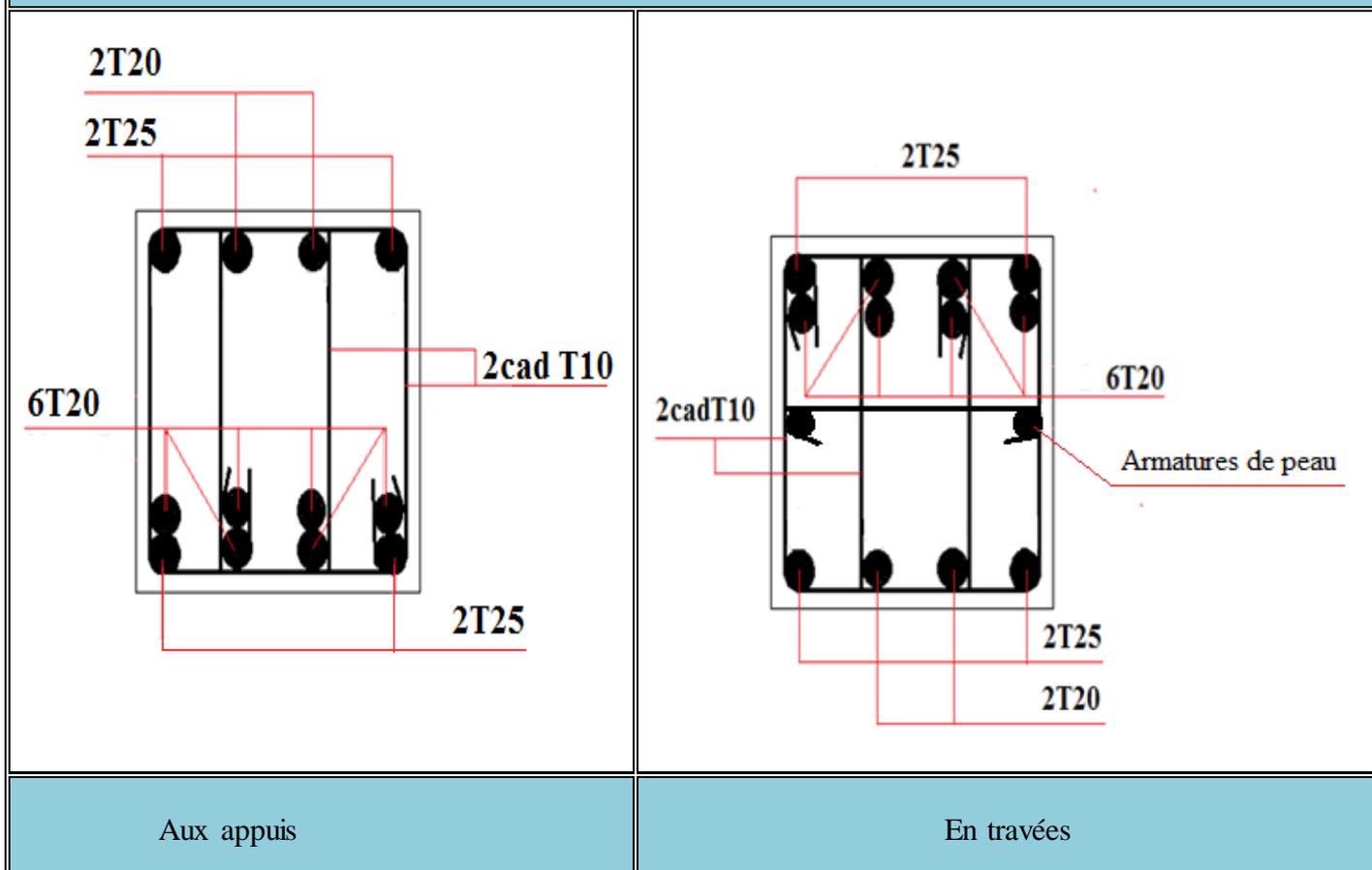


Fig VI. 9. Ferraillage du radier général.

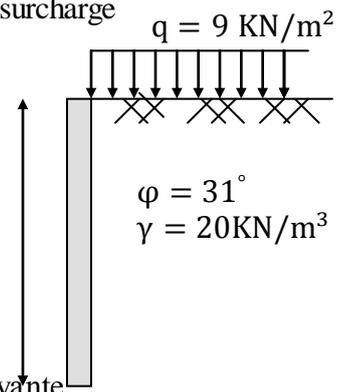
### VI.8. Étude du mur

Le mur (adossé) est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Dans notre cas le mur (adossé) est soumis à la poussée des terres et la surcharge due au poids de la route qui passe juste à côté de la structure.

### VI.8.1. Caractéristiques géotechniques du sol

- L'angle de frottement interne :  $\varphi = 31^\circ$
- Poids volumique des terres :  $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$
- La surcharge :  $q = \frac{9 \text{ KN}}{\text{m}^2}$



### VI.8.2. Combinaison de calcul

Le calcul se fait à l'ELU selon la combinaison d'action fondamentale suivante

$$1.35 G_{max} + G_{min} + 1.5 Q$$

Avec :  $G_{max}$  : actions permanentes dont l'effort est défavorable. **Figure VI.10** : Schéma du mur.

$G_{min}$  : actions permanentes dont l'effort est favorable.

$Q$  : la surcharge (due à la route).

### VI.8.3. Calcul des contraintes

- Calcul de la poussée des terres sur le rideau

A la base du rideau : la pression  $\sigma_H = A \times \gamma \times h$

$A$  : est le coefficient de poussée donnée par le tableau de Caquot-Kérisel

$$A = tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.32$$

$\varphi$  : est l'angle de frottement interne.

$\gamma$  : Poids spécifique des terres.

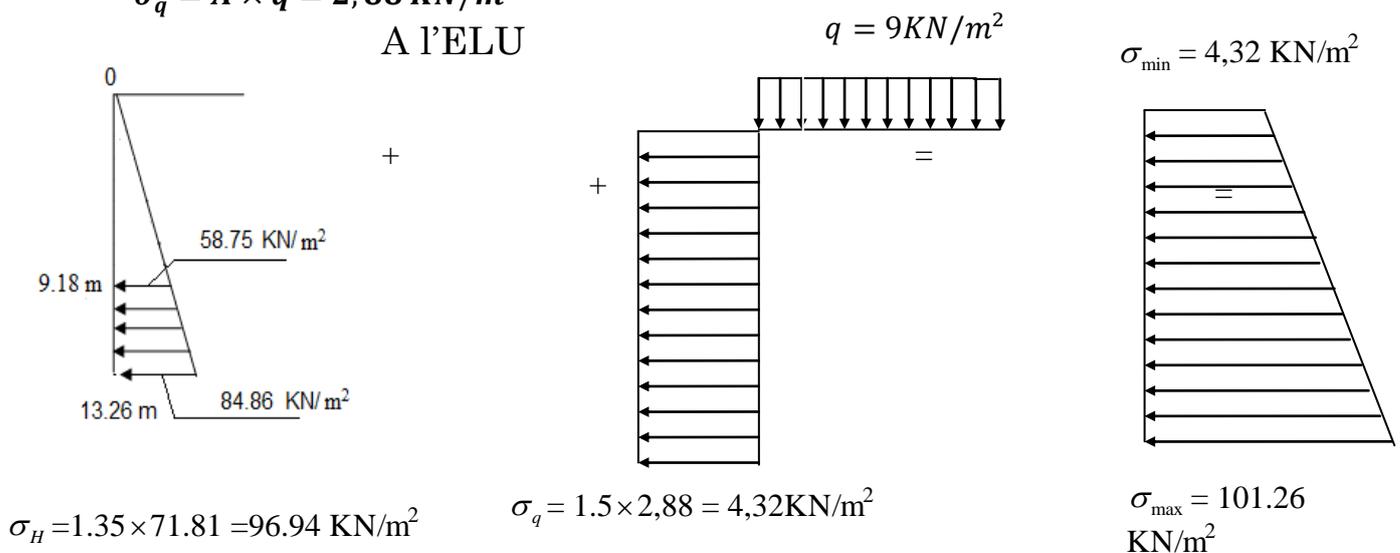
$$\sigma_H = 0.32 \times 20 \times 13.26 = 84.86 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_H = 0.32 \times 20 \times 9.18 = 58.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moyenne} = \frac{84.86 + 58.75}{2} = 71.81 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul de la poussée des terres due à la surcharge  $q$  sur le sol

$$\sigma_q = A \times q = 2,88 \text{ KN/m}^2$$



**Fig.VI.11.** La répartition des contraintes sur le mur

$$\sigma_{moy} = \frac{101.26 + 4.32}{2} = 52.79 \text{KN/m}^2$$

#### VI.8.4. Le ferrailage du mur

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable.

##### 4.1. Calcul des sollicitations

Le mur est s'appuyé sur la structure (poteau – poutre) la transmission des charges se fait comme pour une dalle sur quatre appuis.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.73}{4} = 0.93 \Rightarrow \text{La dalle travail selon deux sens } L_x \text{ et } L_y.$$

a. Calcul à l'ELU :  $\nu = 0$  et  $\rho = 0.93$

➤ Calcul des moments

De tableau on tire les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  qui correspondent à  $\nu = 0$  et  $\rho = 0.93$

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.8450 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times \sigma_{moy} = 31.43 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 26.56 \text{KN.m} \end{cases} \quad (\text{BAEL91})$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur,  $h = 20$  cm (Epaisseur de la dalle)

➤ Moment en travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times (31.43) = 26.71 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times (26.56) = 22.58 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ Moment en appuis de rive

$$\begin{cases} M_x^a = 0.3 \times M_{ox} = 0.3 \times (31.43) = 9.43 \text{KN.m} \\ M_y^a = 0.3 \times M_{oy} = 0.3 \times (26.56) = 7.97 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ Moment en appuis intermédiaires

$$\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times M_{ox} = 0.5 \times (31.43) = 15.71 \text{KN.m} \\ M_y^a = 0.5 \times M_{oy} = 0.5 \times (26.56) = 13.28 \text{KN.m} \end{cases}$$

##### 4.2. Calcul de la section d'armatures

Le calcul fait à la flexion simple pour une section  $(b \times h) = (1 \times 0.2) \text{m}^2$ .

$$\text{Le diamètre des barres utilisées doit être : } \phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{20}{10} = 2 \text{cm}$$

On prend l'enrobage  $c' = 3\text{cm}$ .

$$d_x = e - \left(\frac{\phi_x}{2} + c'\right) \Rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{2}{2} + 3\right) = 16\text{cm}$$

$$d_y = e - \left(\frac{3}{2}\phi_x + c'\right) \Rightarrow d_y = 20 - \left(\frac{3}{2} \times 2 + 3\right) = 14\text{cm}$$

➤ En travée

Sens xx

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{26.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.073 \text{MN.m} \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.095$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.15\text{m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{31.43 \times 10^{-3}}{348 \times 0.15} \Rightarrow A = 5.87 \text{cm}^2/\text{m}$$

Sens yy

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{22.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.081 \text{MN.m} \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.11 ;$$

$$Z = 0.13\text{m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{22.58 \times 10^{-3}}{348 \times 0.14} \Rightarrow A = 4.84 \text{cm}^2/\text{m}$$

➤ En appuis

➤ Appuis intermédiaire

Par déduction

$$26.712 \text{KN.m} \rightarrow 5.87 \text{cm}^2$$

$$15.71 \text{KN.m} \rightarrow A_a^{int} = 3.45 \text{cm}^2/\text{m}$$

➤ Appuis de rive

$$26.71 \text{KN.m} \rightarrow 5.87 \text{cm}^2$$

$$9.43 \text{KN.m} \rightarrow A_a^{rive} = 2.07 \text{cm}^2/\text{m}$$

### 4.3. Vérification de la condition de non fragilité

Pour  $h > 12$  cm et  $\rho \geq 0.4$  ; avec :  $f_e E 400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

Sens xx

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0.0008 \times \left( \frac{3 - 0.93}{2} \right) \times 100 \times 20 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.66 \text{ cm}^2 / m$$

Sens y-y

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 / m$$

Tableau . VI.13. Les résultats sont représentés dans la tableau ci-dessous

Localisation	$M_t$ (KN.m)	$M_a^{\text{rive}}$ (KN.m)	$M_a^{\text{int}}$ (KN.m)	$A_t^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{a \text{ r cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{\text{in cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )
Sens xx	26.71	-9.43	-15.71	5.87	2.07	3.45	1.66	5T14=7.7 0	5T12=5.65
Sens yy	22.58	-9.43	-15.71	4.84	2.07	3.45	1.6	5T14=7.7 0	5T12=5.65

### 4.4. Espacement des armatures

- Armatures //  $L_x$ :  $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ , On opte pour:  $S_t = 20 \text{ cm}$ .
- Armatures //  $L_y$ :  $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ , On opte:  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

## VI.8.5. Vérification à l'ELU

### 5.1. Cisaillement

Sens x-x

$$V_u^{\max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 56.06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d_x} = \frac{56.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0,35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,35 < 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa c'est vérifiée}$$

$\Rightarrow$  pas d'armatures transversales

Sens y-y

$$v_u^{max} = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 45.46 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d_y} = \frac{45.46 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.32 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.32 < 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ MPa c'est vérifiée}$$

$\Rightarrow$  pas d'armatures transversales

## VI.8.6. Vérification à l'E.L.S

### 6.1. Vérification des contraintes de compression dans le béton

$$M_t^x = 16.44 \text{ KN.m}, M_a^x = -9.67 \text{ KN.m},$$

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

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

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

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

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

Tableau VI.14. Résumé des résultats (vérification des contraintes)

Sens		M (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
x-x	Travée	22.00	4.84	15702	6.78	213.41	Non vérifiées
	Appuis	-12.94	4.26	12353	4.47	168.66	
y-y	Travée	19.66	4.84	15702	6.06	213.41	
	Appuis	-12.94	4.26	12353	4.47	168.66	

On remarque que l'état limite d'ouverture des fissures n'est pas vérifié donc on augmente la Section de ferrailage, et on aura les sections de ferrailage suivantes :

Sens		A adoptée (cm <sup>2</sup> )/ml
x-x	Travée	5T16=10.05
	Appuis	5T12=5.65
y-y	Travée	5T1=10.05
	Appuis	5T12=5.65

### VI.8.7. Schéma de ferrailage du mur

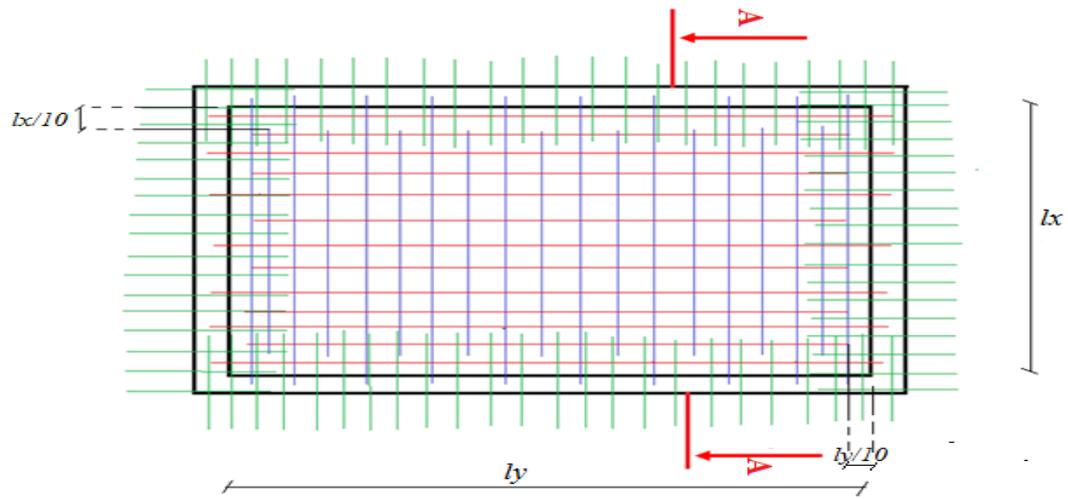


Fig VI.12. ferrailage du mur adossé

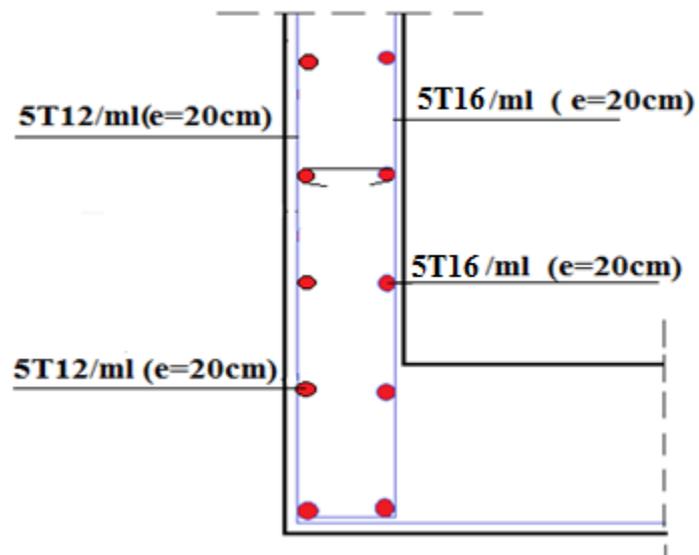


Fig VI.13. Coupe A-A du mur

## VI.8.7. Détail de drainage du mur

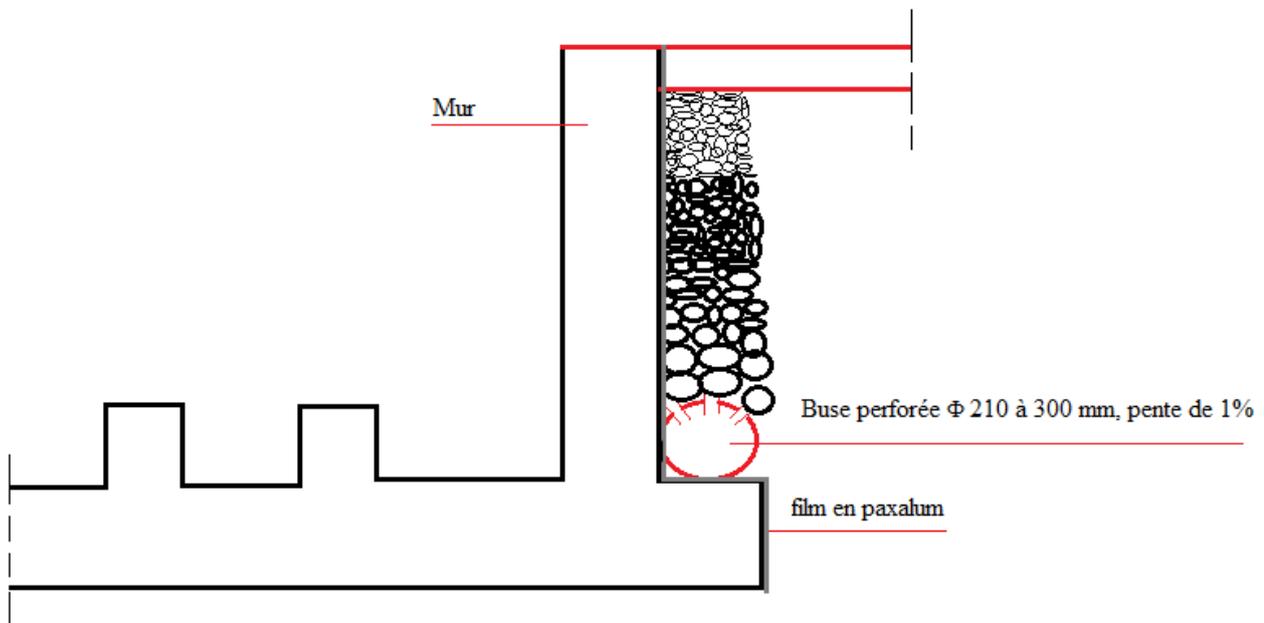


Fig. VI.14 détail de drainage du mur

# Conclusion Générale

# Conclusion générale

---

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel SAP2000, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction « voiles-portiques »
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- La position des escaliers joue un rôle très important sur le bon comportement de la structure
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qui est très important.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments structuraux de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Enfin, notre souhait le plus chère est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

# Bibliographie

---

[1] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites B.A.E.L. 91.

[2] : DTR-BC, 2.48; Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 2003).

[3] : Rapport du sol.

[4] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).

[5] : DTR B.C.2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».

[6] :Eurocode 2

[7] : Pr. GHOMARI Fouad-UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID

Autres documents consultés :

- ✓ Cahier de cours de cursus.
- ✓ Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

- ✓ SAP 2000/Version 11.0.8
- ✓ Autocad 2010.

# Annexes

# ANNEXE 1

## 1. Exposé de la méthode forfaitaire

### 1.2. Calcul des moments fléchissant

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  : Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

- $M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$  : Moment isostatique d'une travée supposée 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.

#### 1.2.1. Les moments en travées

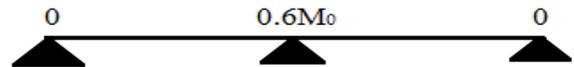
$$M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max((1 + 0.3 \times \alpha); 1.05) \times M_0$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \dots\dots\dots \text{Pour une travée de rive.}$$

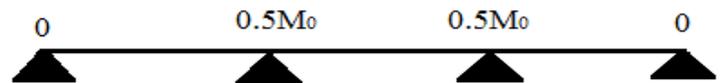
$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \dots\dots\dots \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

#### 1.2.3. Les moments sur appuis

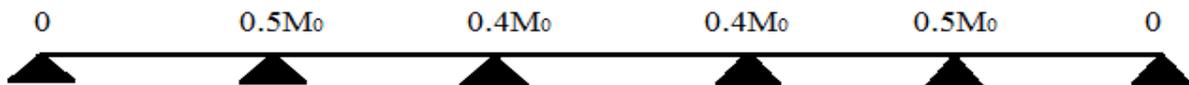
a. Cas d'une poutre continue à deux travées



b. Cas d'une poutre continue à trois travées



c. Cas d'une poutre continue à trois travées



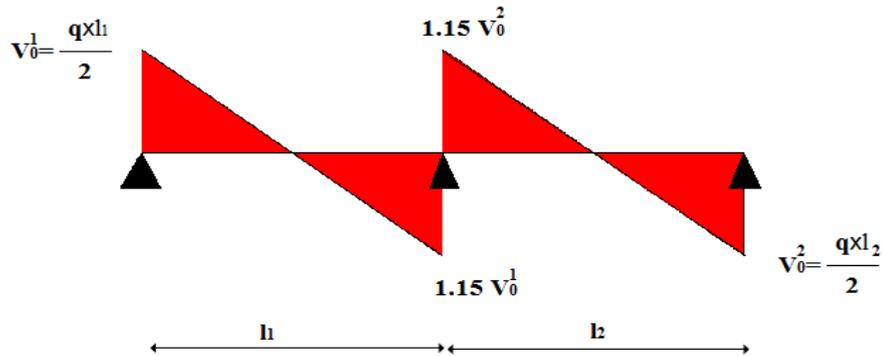
Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) cependant le BAEL91 exige de prévoir une quantité d'armature équilibrant un moment égale à :  $0.15 \times M_0$

$M_0$  : Moment isostatique de la travée de rive.

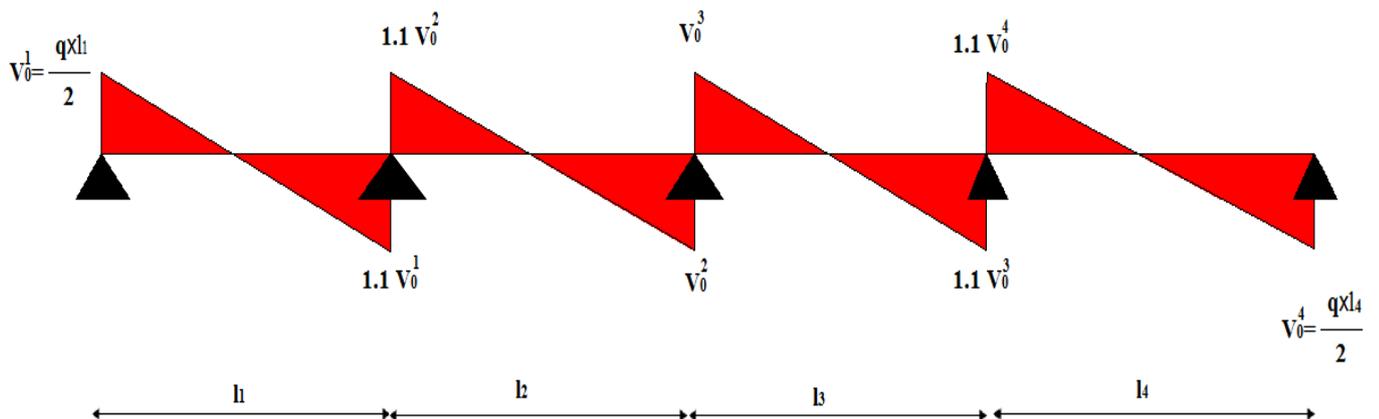
### 1.3. Calcul des efforts tranchants $V_u$

Dans le calcul des efforts tranchants aux appuis on suppose la discontinuité entre les travées. L'effort tranchant hyperstatique est égal à l'effort tranchant isostatique qui a pour valeur  $V = \frac{q \times l}{2}$  sauf les premiers appuis intermédiaires, on majore l'effort tranchant isostatique de :

- 15% pour une poutre à deux travées.



- 10% pour une poutre à plusieurs travées.



## 2. Méthode de Caquot (BAEL 91)

### 2. 7. Domaine d'application (B6.220)

La méthode de Caquot s'applique essentiellement pour les planchers a surcharges d'exploitation élevées telle que :  $Q > \min(2G; 5KN/m^2)$ . Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, alors on applique la méthode de Caquot

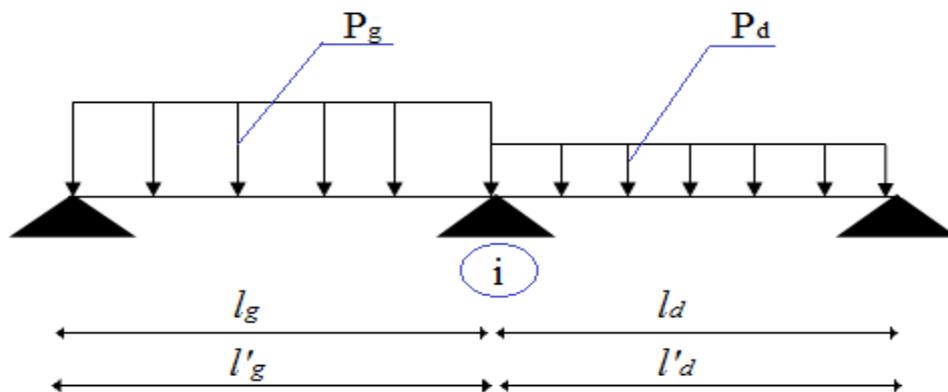
minorée qui consiste à prendre dans le calcul des moments aux appuis seulement  $g' = \frac{2}{3}g$  pour le calcul des moments en travées en prend la totalité de des charges permanentes.

## 2.2. Exposé de la méthode

La méthode est basée sur la méthode des trois moments, elle tient compte de :

- la variation de l'inertie réelle, due à la variation de la largeur de la table de compression d'une travée à une autre.
- l'amortissement de l'effet du chargement sur les poutres dans le béton armé, ou l'on considère que le chargement sur deux travées voisines de l'appui considéré.

Soit une poutre continue représentée sur la figure ci-dessous :



## 2.3. Calcul des moments

### 2.3.1. Moments aux appuis( $M_i$ )

$$M_i = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

- $P_g, P_d$  : c'est le chargement sur la travée à gauche et à droite de l'appui considéré respectivement.
- $l'_g, l'_d$  : longueurs fictives des travées de gauche et de droite respectivement, la longueur fictive d'une travée de longueur «  $l$  » est égale à :
  - $l$  : pour une travée de rive.
  - $0.8l$  : pour une travée intermédiaire

### 2.3.2. Moments en travées( $M$ )

Les moments en travées sont calculés par la méthode de RDM, en isolant la travée considérée.

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

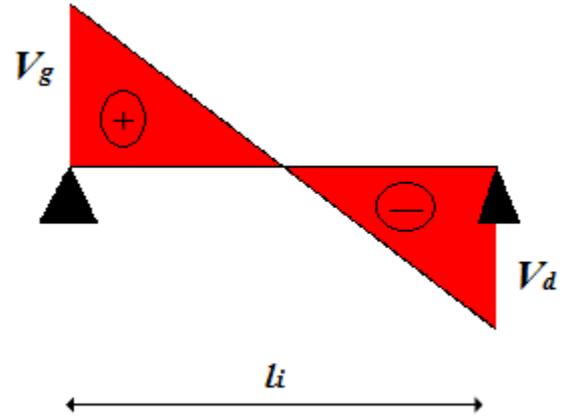
$$\text{➤ } M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); x_0 = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

Le moment maximal dans la travée est égal à :  $M(x_0)$ .

## 2.4. Calcul des efforts tranchants

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

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



## Annexe 2

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

## Annexe 3

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u * v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension  $Lx * Ly$

Avec  $Lx < Ly$ .

$$\rho = 0.92$$

		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												
Valeur de M <sub>1</sub>	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090	
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088	
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085	
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080	
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075	
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068	
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064	
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058	
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053	
1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048		
Valeur de M <sub>2</sub>	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093	
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073	
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055	
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040	
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031	
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024	
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019	
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015	
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	
1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009		

## Symboles et notations

$A_r$  : Aire d'une section d'acier de répartition  
 $A_t$  : Aire d'une section d'acier transversal  
 $A_s$  : Aire d'une section d'acier  
 $B$  : la largeur (m).  
 $B_r$  : Section réduite du béton  
 $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier  
 $E_{vj}$  : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour  
 $E_{ij}$  : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour  
 $f_{cj}$  : Résistance caractéristique de compression à j jour  
 $f_{tj}$  : Résistance caractéristique de traction à j jour  
 $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier  
 $G$  : Charges permanente  
 $Q$  : Charges d'exploitation  
 $E$  : Actions accidentelles  
 $q_u$  : Charges réparties ultime  
 $q_s$  : Charges réparties de service  
 $I$  : Moment d'inertie  
 $M_u$  : Moment de calcul ultime  
 $M_s$  : Moment de calcul de service  
 $N_u$  : Effort normal ultime  
 $N_s$  : Effort normal de service.  
 $V$  : Effort tranchant  
 $S$  : Surface plane de la structure  
 $d$  : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée  
 $e$  : Epaisseur  
 $L$  : Longueur  
 $L_r$  : Longueur de recouvrement

$l_f$  : Longueur de flambement  
 $I$  : Rayon de giration  
 $\Lambda$  : Elancement  
 $\mu$  : Coefficient de frottement  
 $\mu_{bu}$  : Moment ultime réduit  
 $\nu$  : Coefficient de poisson  
 $\sigma_{bc}$  : Contrainte du béton à la compression  
 $\sigma_s$  : Contrainte de l'acier à la traction  
 $\varphi_t$  : Diamètre des armatures transversales  
 $S_t$  : Espacement des armatures  
 $\zeta$  : Contrainte tangentielle de cisaillement  
 $\zeta_{se}$  : Contrainte d'adhérence  
 $\eta$  : Coefficient de fissuration  
 $\Psi_s$  : Coefficient de scellement  
 $l_s$  : Longueur de scellement  
 $\xi_{bc}$  : Raccourcissement relatif du béton  
 $\xi_s$  : Allongement relatif de l'acier tendu  
 $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de béton  
 $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier  
 $\gamma$  : Poids spécifique déjaugé  
 $A$  : Coefficient d'accélération de zone  
 $C$  : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage T  
 $C_u$  : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).  
 $D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen.  
ELS : Etat limite de service.  
ELU : Etat limite ultime.  
 $F_s$  : Coefficient de sécurité = 1.5  
 $Q$  : Facteur de qualité  
 $R$  : coefficient de comportement global

P : Poids du radier (KN).  
N : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).  
S<sub>r</sub> : surface du radier (m<sup>2</sup>).  
S<sub>bat</sub> : Surface totale du bâtiment (m<sup>2</sup>).  
St : Espacement des armatures.  
W : poids propre de la structure.  
W : Charges d'exploitation. Q<sub>i</sub>  
W : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels. G<sub>i</sub>  
Z : bras de levier  
f : Flèche  
f<sub>e</sub> : Limite d'élasticité  
h<sub>t</sub> : hauteur total du radier (m).  
h : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. N  
σ : Contrainte normale.  
Φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).  
σ<sub>adm</sub> : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).  
K<sub>c</sub> : Coefficient de portance.  
q<sub>0</sub> : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).  
σ<sub>f</sub> : Contrainte effective finale (bars).  
τ<sub>ultime</sub> : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).  
τ<sub>q</sub> : Contrainte de cisaillement (MPa).  
η : Facteur d'amortissement.  
β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.  
h<sub>0</sub> : épaisseur de la dalle de radier (cm)  
h<sub>t</sub> : hauteur de la nervure (cm)

# Résumé

Dans l'état actuel des choses, il est question de prévoir les modes de déformation des constructions sous l'effet des séismes, et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la composent. Puis, la résistance des matériaux utilisés, leur mise en œuvre et leurs caractéristiques diverses définies par l'ingénieur doivent permettre à la construction de répondre aux sollicitations d'origine sismique. Afin de répondre aux objectifs fixés, les conceptions parasismiques ont cherché à éviter les risques de rupture fragile au voisinage de l'accélération nominale en utilisant des coefficients de sécurité partiels complémentaires, et ils ont pénalisé les structures présentant des irrégularités de nature à augmenter le risque de comportements mal maîtrisés. Enfin, l'importance socio-économique du bâtiment considéré est prise en compte par une modulation de l'accélération nominale. Les règlements visent à améliorer de manière significative la prévention du risque sismique.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est sensé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (séisme), il doit en outre tenir compte des différents facteurs tels que l'économie, et surtout la sécurité. Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer les règlements afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certains facteurs à savoir la catégorie du site, la hauteur de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+5+4 entresols, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, en prenant en compte l'influence de l'effet P-Delta, sur le comportement de la structure.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour des généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le prédimensionnement des éléments structuraux et secondaires de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude et l'analyse de la structure.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- Le sixième et dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.