



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En Vue d'Obtention d'un Diplôme Master II en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

Thème

Etude d'un bâtiment ($R+9$ et $R+5$ + SOUS SOL)

contreventé par un système mixte

(voiles-portiques)

Réalisé par :

AIT KHEDDACHE Lotfi

AOURTILANE Mohamed

Encadré par :

M^{me} : ATTIL Souad

Membres de jury:

M^r : BOUZRORA M.

M^{me} : BOUGHAMSA W.

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH tout puissant pour nous avoir guidés et aidés durant toute notre vie et durant ce travail.

Nous tenons aussi à remercier vivement notre promotrice M^{me} ATTIL pour son encadrement, ces conseils et sa disponibilité.

Nous remercions également tous les enseignants qui ont contribué à assurer notre formation durant tout notre cycle universitaire.

Nos remerciements aux membres de jury qui ont accepté de juger ce travail

Nous remercions le personnel du bureau d'étude M^r YUCEF KHODJA SOFIANE

Enfin nous remercions tous nos amis.

LOTFI et MOHAMED

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents qui se sont tant sacrifiés pour que j'arrive à ce niveau.

Mes chers frères « RABAH, FOUAD, ALAOUA ,ANISI »

Mon binôme LOTFI et à toute sa famille.

*Tous mes amis A FETHI,NABIL ,KARIM ,JUBA ,LOTFI HADDERBACHE ,YASSIN et amies
et à toute la promo de master génie civil2015*

A. MOHAMED

Je dédie ce modeste travail à :

*Mon très cher père qui m'a bien appris le sens de la vie et la manière avec laquelle les
choses doivent se faire, et qui s'est tellement sacrifié pour me voir réussir.*

La mémoire de ma mère et ma grande mère que dieu les accueille dans son vaste paradis.

Ma grande mère AIT HAMOUDA ATIKA

Mon binôme MOHAMED et toute sa famille.

Tous mes amis et amies et à toute la promo de master génie civil.

A.LOTFI

SOMMAIRE :

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Généralités	
I.1.Présentation de l'ouvrage	2
I.2.Caractéristique de la structure	2
I.3.Règlements et normes utilisés	3
I.4.Etats limites	3
I.5.Actions et sollicitations.....	4
I.6.Caractéristique des matériaux	6
I.7.Hypothèses de calcul	11
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments	
II.1.Introduction	13
II.2.Prédimensionnement des éléments principaux	13
II.3.Prédimensionnement des éléments secondaires.....	15
II.4.Evaluation des charges et surcharges	20
II.5.Descente de charge.....	24
II.6.Conclusion	38
Chapitre III : Etude des éléments secondaires	
III.1.Calcul des planchers	40
III.2.Dalles pleines	68
III.3.L'ascenseur	82
III.4.Etude de l'acrotère	91
III.5.les Escaliers	92

Chapitre IV:Etude au séisme

IV.1. Introduction	108
IV.2. Objectifs et exigences	108
IV.3. Méthodes de calcul	108
IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes	112
IV.5 Modalisation et résultats	113
IV.6. Méthode statique équivalente	119
IV.7. Calcul du joint sismique	125
IV.8. Conclusion	125

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Etude des poutres.....	126
V.3. Etude des poteaux.....	134
V.6. Étude des voiles	153

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI .1. Introduction	163
VI.2. Choix du type des fondations	163
VI .3. Combinaisons d'actions à considérer	163
VI .4. Etude des fondations	163
VI.5. Voile périphérique	188
Conclusion générale	193

LISTE DE FIGURES

Fig. I.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	7
Fig. I.2 : Diagramme des contraintes du béton.	8
Fig. I.3 : Diagramme des contraintes limite du béton.	9
Fig. I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.	11
Fig. I.5 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.	12
Fig. II.1. Coupe de voile en élévation.	14
Fig. II.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.	15
Fig. II.3. Schéma de la disposition des poutrelles.	16
Fig. II.4. Coupe transversale d'une poutrelle.	17
Fig. II.5. Coupe verticale de l'escalier.	19
Fig. II.6. Section brute (B_r).	29
Fig. II.7. Poteau « P1 » de la descente de charges.	30
Fig. II.8. Poteau « P2 » de la descente de charges.	33
Fig. II.9. Section brute (B_r).	37
FIG. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées	41
FIG. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées	41
FIG. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.	42
Fig. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées	42
Fig. III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	61
Fig. III.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	68
Fig. III.7. Schéma de ferrailage dalle sur un seul appui.	71
Fig. III.8. Schéma de ferrailage dalle sur deux appuis.	75
Fig. III.9. Schéma de ferrailage dalle sur trois appuis.	78
Fig. III.10 : Schéma de ferrailage Dalle pleine sur quatre appuis	82
Fig. III.11. Cage d'ascenseur.	83
Fig. III.12. Représentant de la surface d'impact.	83

Fig. III.13. Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machine.	88
Fig. III.14. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.	91
Fig. III.15. Coupe transversale de l'acrotère.	91
Fig. III.16. Section à ferrailer.	94
Fig. III.17. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse).	97
Fig III.18. Schéma de ferrailage des escaliers.	102
Fig III.19. Schéma statique du la poutre palière.	102
FigIII.20. Section creuse équivalente.	104
Fig III.21. Ferrailage de la Poutre palière.	107
Fig IV.1. Disposition des voiles R+9 et R+5.	113
Fig. IV.2. 1 ^{er} mode R+5 (translation suivant y).	114
Fig. IV.3. 2 ^{ème} mode R+5 (translation suivant x).	115
Fig. IV.4. 3 ^{ème} mode R+5 (torsion autour de Z).	115
Fig. IV.4. 1 ^{er} mode R+9 (translation suivant X).	121
Fig. IV.5. 2 ^{ème} mode R+9 (translation suivant y).	121
Fig. IV.6. 3 ^{ème} mode R+9 (torsion autour de Z).	122
Fig. V.1. Disposition constructives des portiques.	127
Fig. V.2. Schéma de ferrailage de voile (V_{x1}) dans R+9.	162
Fig. VI.1. Schéma de rupture de dalle de radier (R+9).	168
Fig. VI.2. Schéma de ferrailage de radier (R+9).	171
Fig. VI.3. Schéma statique du débord (R+9).	171
Fig. VI.4. Schéma de ferrailage du débord (R+9).	172
Fig. VI.5. Section à ferrailer (R+9).	175
Fig. VI.6. Schéma de ferrailage de radier (R+5).	182
Fig. VI.7. Section à ferrailer (R+5).	183
Fig. VI.8. Répartition des contraintes sur le voile (R+5).	189
Fig. VI.9. Schéma de ferrailage de voile périphérique (R+5).	192

LISTE DE TABLEAUX

Tableau I.1. f_e en fonction du type d'acier.	10
Tableau II.1. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers.	21
Tableau II.2. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine.	23
Tableau II.3. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs.	24
Tableau II.4. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers.	24
Tableau II.5. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée.	25
Tableau II.6. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » cage de l'ascenseur.	25
Tableau. II.7. poids des éléments.	26
Tableau. II.8. Descente de charges pour le poteau P1.	26
Tableau II.9. L'effort normal ultime « Nu* » dans chaque niveau.	28
Tableau. II.10. Vérification des poteaux la compression simple.	28
Tableau. II.11. Vérification des poteaux au flambement.	30
Tableau. II.12. Poids des éléments.	31
Tableau. II.13. Descente de charges pour le poteau P1(R+9).	31
Tableau. II.14. Poids des éléments.	33
Tableau. II.15. Descente de charges pour le poteau P2(R+9).	33
Tableau II.16. L'effort normal ultime « Nu » dans chaque niveau.	36
Tableau. II.17. Vérification des poteaux la compression simple.	36
Tableau. II.18. Vérification des poteaux au flambement.	38
Tableau III.1. Les Types de poutrelles(R+5).	42
Tableau III.2. Les Types de poutrelles(R+9).	43
Tableau III.3. Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+5) plancher terrasse inaccessible (type 1 avec la méthode forfaitaire).	47
Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+5) plancher terrasse inaccessible (type 2 avec la méthode forfaitaire).	47
Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+5) plancher terrasse accessible (type 4 avec la méthode de Caquot).	48

Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+5) plancher terrasse accessible (type 6 avec la méthode de Caquot).....	48
Tableau III.7. Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+5) plancher habitation (type 3 avec la méthode de Caquot).	48
Tableau III.8. Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+5) plancher habitation (type 4 avec la méthode de Caquot).	48
Tableau III.9. Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+5) plancher habitation (type5 avec la méthode forfaitaire)	49
Tableau III.10. Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+5) plancher habitation (type 6 avec la méthode de Caquot).	49
Tableau III.11. Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles du (R+5) plancher commercial (type 2 avec la méthode forfaitaire).	49
Tableau III.12. Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+5) plancher commercial (type 4 avec la méthode de Caquot).	49
Tableau III.13. Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+5) plancher commercial (type 6 avec la méthode de Caquot).	49
Tableau III.14. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible.....	59
Tableau III.15. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible.....	59
Tableau III.16. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse accessible.....	59
Tableau III.17. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse accessible.	60
Tableau III.18. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage commercial.....	60
Tableau III.19. Evaluation de la flèche dans le plancher étage commercial.	60
Tableau III.20. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.....	61
Tableau III.21. Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+9) plancher terrasse inaccessible (type 1 avec la méthode de Caquot).....	62
Tableau III.21. Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+9) plancher terrasse inaccessible (type 2 avec la méthode de Caquot).....	62
Tableau III.22. Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+9) plancher terrasse accessible (type 3 avec la méthode forfaitaire).	62
Tableau III.23. Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+9) plancher terrasse accessible (type 4 avec la méthode de Caquot).....	62

Tableau III.24. Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+9) plancher habitation (type 1 avec la méthode de Caquot).	63
Tableau III.25. Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+9) plancher habitation (type 3 avec la méthode forfaitaire).	63
Tableau III.27. Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+9) plancher commercial (type 1 avec la méthode de Caquot).	63
Tableau III.28. Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+9) plancher commerciale (type 3 avec la méthode forfaitaire).	64
Tableau III.29. Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles du (R+9) plancher commercial (type 4 avec la méthode de Caquot).	64
Tableau III.30. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible (R+9)	64
Tableau III.31. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse accessible(R+9)...	65
Tableau III.32. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage habitation(R+9).	65
Tableau III.33. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage commercial(R+9). ...	66
Tableau III.34. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles(R+9).	66
Tableau III.35. Résultats de ferrailage du 1 ^{er} type de dalle.	69
Tableau III.36. Vérification de la flèche.	71
Tableau III.37. Résultats de ferrailage du 2 ^{eme} type de dalle.	73
Tableau III.38. Vérification de la flèche.	75
Tableau III.39. Les sollicitations calculées.	77
Tableau III.40. Ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis.	77
Tableau III.41. Vérification des contraintes	78
Tableau III.42. Ferrailage de la dalle pleine sur quatre appuis.	80
Tableau III.43. Vérification des contraintes.	81
Tableau III.44. Ferrailage de la dalle pleine du local machines.	85
Tableau III.45. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.	89
Tableau III.46. Charge permanente revenant à l'acrotère.	92
Tableau III.47. Combinaisons d'action de l'acrotère.	93
Tableau III.48. Ferrailage de la partie de l'escalier à deux volées en travée et aux appuis. .	100

Tableau III.49. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.	101
Tableau III.50. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier.	101
Tableau III.51. Calcul des armatures principales.	103
Tableau III.52. Vérification des contraintes du béton à l'E.L.S.	106
Tableau III.53. Vérification de la flèche.	106
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q (R+5).	109
Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses (R+5).	113
Tableau IV.3. Vérification sous charges verticales (R+5).	116
Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales (R+5).	116
Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit (R+5).	117
Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques (R+5).	117
Tableau IV.7. Vérification des déplacements (R+5).	117
Tableau IV.8. Vérification de l'effet P- Δ (R+5).	118
Tableau IV.9. Valeurs des pénalités P_q (R+9).	119
Tableau IV.10. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses (R+9).	120
Tableau IV.11. Vérification sous charges verticales (R+9).	122
Tableau IV.12. Vérification sous charges horizontales (R+9).	123
Tableau IV.13. Vérification de l'effort normal réduit (R+9).	123
Tableau IV.14. Vérification de la résultante des forces sismiques (R+9).	123
Tableau IV.15. Vérification des déplacements (R+9).	124
Tableau IV.16. Vérification de l'effet P- Δ (R+9).	124
Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires (R+5).	129
Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles (R+5).	131
Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement (R+5).	132
Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression du béton (R+5).	132
Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres (R+5).	132
Tableau V.11. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux (R+5).	135
Tableau V.12. Sollicitations dans les poteaux (R+5).	136
Tableau V.13. Ferrailage des poteaux (R+5).	138
Tableau V.14. Calcul des armatures transversales (R+5).	138
Tableau V.15. Vérification du flambement pour les poteaux (R+5).	139
Tableau V.16. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux (R+5).	140
Tableau V.17. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux (R+5).	141

Tableau V.18. Les moments résistants dans les poteaux(R+5).....	142
Tableau V.19. Vérification de la zone nodale(R+5).	142
Tableau V.19. Schéma de ferrailage des poteaux R+5 dans chaque niveau.....	143
Tableau V.6. Ferrailage des poutres principales et secondaires (R+9).....	141
Tableau V.7. Vérification des contraintes tangentielles(R+9).....	146
Tableau V.8. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement(R+9).	146
Tableau V.9 . Vérification de l'état limite de compression du béton(R+9).....	147
Tableau V.10. Vérification de la flèche pour les poutres(R+9).	147
Tableau V.20. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux (R+9)....	148
Tableau V.21. Sollicitations dans les poteaux (R+9).....	148
Tableau V.22. Ferrailage des poteaux (R+9).	149
Tableau V.23. Calcul des armatures transversales (R+9).	149
Tableau V.24. Vérification du flambement pour les poteaux (R+9).....	150
Tableau V.25. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux (R+9).....	150
Tableau V.26. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux (R+9).	150
Tableau V.27. Les moments résistants dans les poteaux (R+9).....	151
Tableau V.28. Vérification de la zone nodale (R+9).	151
Tableau V.29. exemple sur Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à $x-x'$ (R+5).....	154
Tableau V.30. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux (R+5).	155
Tableau V.31. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux (R+5).	155
Tableau V.32. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux (R+5).	156
Tableau V.33. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux (R+5).	157
Tableau V.34. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux (R+9).	157
Tableau V.35. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux(R+9).	158
Tableau V.36. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux (R+9).	159
Tableau V.37. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} dans tous les niveaux(R+9).	159
Tableau V.38. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux (R+9).	160
Tableau V.39. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux(R+9).	161
Tableau V.40. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux(R+9).	161
Tableau VI .1. Section des armatures du radier (R+9).	169

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier(R+9).....	171
Tableau VI.3. Sections d'armatures du débord(R+9).	172
Tableau VI.4. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal (R+9).	174
Tableau VI.5. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal (R+9).	174
Tableau VI.6. Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens Y-Y) (R+9).	175
Tableau VI.7. Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens X-X) (R+9).	175
Tableau VI.8 . Vérification de l'effort tranchant(R+9).....	176
Tableau VI.9. Résumé des résultats (vérification des contraintes) (R+9).	176
Tableau VI .10. Vérification des contraintes dans le Radier (R+5).	180
Tableau VI .11. Section des armatures du radier (R+5).	181
Tableau VI.12. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier(R+5).....	182
Tableau VI.13. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal (R+5).	183
Tableau VI.14. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal (R+5).	183
Tableau VI.15. Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens Y-Y) (R+5).	184
Tableau VI.16. Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens X-X) (R+5).	184
Tableau VI.17 . Vérification de l'effort tranchant(R+5).....	184
Tableau VI.18. Résumé des résultats (vérification des contraintes) (R+5).	185
Tableau VI.19. Section des armatures du voile périphérique(R+5).....	185

Introduction générale :

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles, les ingénieurs sont appelés à s'occuper de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de constructions, afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des occupants, car l'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation MASTER à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R + 9+ sous sol, présentant une irrégularité en élévation, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques).

Le travail a été partagé en deux parties principales :

- La première partie est la recherche bibliographique sur les systèmes de contreventements.
- La deuxième partie sera consacrée à l'étude de notre ouvrage, qui contient :
 - Des généralités ;
 - Prédimensionnement des éléments ;
 - Etude des éléments secondaires ;
 - Etude dynamique ;
 - Etude des éléments structuraux ;
 - Etude des fondations.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR).

Chapitre I

I.1.Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+9 et R+5+sous-sol) implanté à **Bejaïa**, cette structure est destinée pour l'usage d'habitation et commerciale (le rez de chaussée), elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne.

L'assiette du projet se trouve à tichy, à la sortie Est de la ville de bejaia.Elle est limitée :
A l'Est, par la route reliant Bejaia à l'aéroport ;
A l'Ouest, par la RN 09.

Selon la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA 2003), cette région est classée dans zone **IIa** (zone de moyenne sismicité).

I.2.Caractéristique de la structure:

I.2.1.Caractéristiques géométriques:

✓ Largeur en plan.....	34.44m.
✓ Longueur en plan.....	17.29m.
✓ Hauteur totale du bâtiment.....	31.62m.
✓ Hauteur du sous-sol.....	2.80m.
✓ Hauteur du RDC.....	4.08m.
✓ Hauteur des étages courants.....	03.06m.

I.2.2.Données de site :

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- ❖ Le sol de notre site est constitué de limons marneux graveleux.
- ❖ La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1,45 \text{ bars}$. (**Annexe I**)
- ❖ L'ancrage minimal des fondations : **D=5 m**

I.2.3 : Description structurale :

- ❖ **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **Les maçonneries** :
 - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm
Séparées par une âme d'air de 5cm.
 - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm

- ❖ **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.
- ❖ **Balcons** :
Les balcons sont réalisés en dalle pleine.
- ❖ **L'infrastructure** :
Elle assure les fonctions suivantes :
 - transmission des charges verticales et horizontales au sol.
 - limitation des tassements différentiels

I.2.4. Choix du contreventement :

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone **IIa**, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

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

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ DTR BC2.33.2.

I.4. Etats limites : (BAEL91)

I.4.1 : Définition : Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

a) Etat limite ultime : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

I.4.2 les hypothèses de calcul :

I.4.2.1 E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)

- 1- conservation des sections planes.
- 2- Pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.

- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation ($\sigma; \varepsilon$) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas
- 7- La section d un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.4.2.2 E.L.S : BAEL91 (article IV.1)

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)
- 3- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ;

n : coefficient d'équivalence acier-béton.

- 4- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

I.5.Actions et sollicitations :**I.5.1 les actions :****I.5.1.1 Définitions :**

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc

- ❖ Des charges permanentes.
- ❖ Des charges d'exploitations.
- ❖ Des charges climatiques.

I.5.1.2 Valeurs caractéristiques des actions :**➤ Les actions permanentes (G) :**

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

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ❖ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ❖ Les déformations imposées à la structure.

➤ **Les actions variables (Q) :**

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

- ❖ Les charges d'exploitations.
- ❖ Les charges climatiques (neige et vent).
- ❖ Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA) :**

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

- ❖ Les chocs.
- ❖ Les séismes.
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les feux.

I.5.1.3. Valeurs de calcul des actions :

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

a. Combinaison d'action à l'ELU :

✓ **Situation durable ou transitoire :**

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

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3\psi_{oi} Q_i$$

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

ψ_{oi} : Coefficient de pondération.

✓ **Situations accidentelles :**

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

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

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

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

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

b. Combinaison d'action à l'E L S :

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

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

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c. Combinaisons de calcul :

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

- Situations durables : ELU: $1,35G + 1,5Q$
ELS : $G + Q$
- Situations accidentelles : $G + Q \pm E$
 $0,8G \pm E$

I.5.2. Les sollicitations :

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

I.6. Caractéristique des matériaux :

I.6.1. Le béton :

I.6.1.1. Définition:

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

I.6.1.2. Composition du béton:

Pour un mètre cube du béton courant est composé de :

350 Kg de ciment (CPA 325).

400 l Sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$).

800 l de $\left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons } (5 < D_g < 15\text{mm}). \\ \text{Gravier } (15 < D_g < 25\text{mm}). \end{array} \right.$

175 l d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2500 Kg/m^3 .

I.6.1.3 Résistance caractéristique du béton :

- a. Résistance caractéristique en compression f_{cj} :

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

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

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

$$f_{c_j} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{c_j} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

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

$$f_{c_j} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{c_j} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

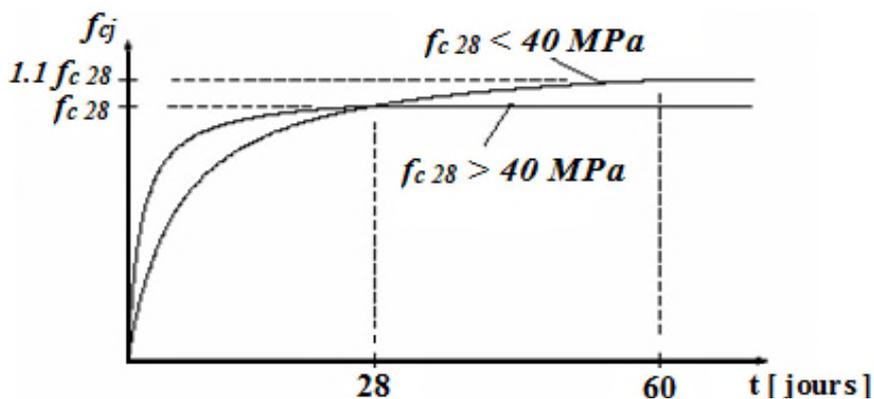


Fig.I.1: Evaluation de la résistance f_{c_j} en fonction de l'âge du béton.

Pour 1m^3 de béton courant doser à 350 kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} . Comprise entre 22 et 25 MPa.

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

b. Résistance à la traction f_{t_j} :

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

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

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

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa .}$$

$$f_{ij} = 0,275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

c. Contrainte limite

c. 1. Etat limite ultime :

✓ **Contrainte ultime de compression :**

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

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

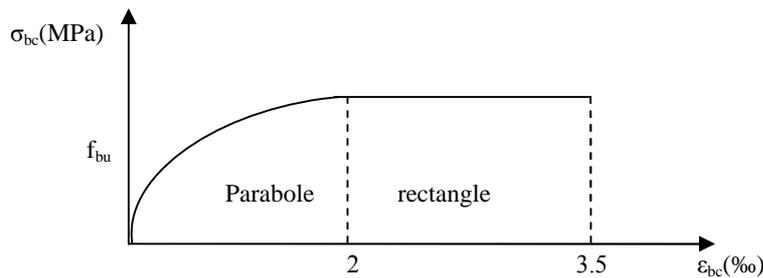


Fig.I.2 : Diagramme des contraintes du béton.

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

γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = 1,5 \text{ en situations durables ou transitoires.}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situations accidentelles.}$$

$$f_{bu} = 14,20 \text{ MPa pour : } \gamma_b = 1,5$$

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa pour : } \gamma_b = 1,15$$

✓ **Contrainte ultime de cisaillement :**

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

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

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

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

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

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

c. 2. Etat limite de service :

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

$$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{bc}$$

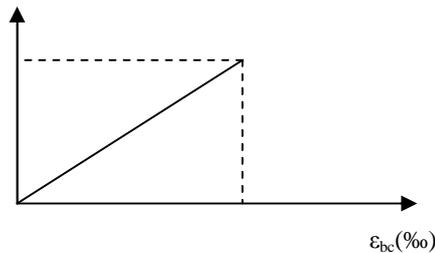


Fig.I.3 : Diagramme des contraintes limite du béton.

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

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

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

d. Déformation longitudinale du béton:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

✓ **Module déformation transversale :**

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

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

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

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

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

Avec:

ξ_t : déformation limite transversale.

ξ_L : déformation limite longitudinale.

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

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

I.6.2 L'acier :

a. Définition:

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

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

b. Résistance caractéristique de l'acier :

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

Principales armatures utilisés

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier.

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

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

c. Contrainte limite :

✓ Etat limite ultime :

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

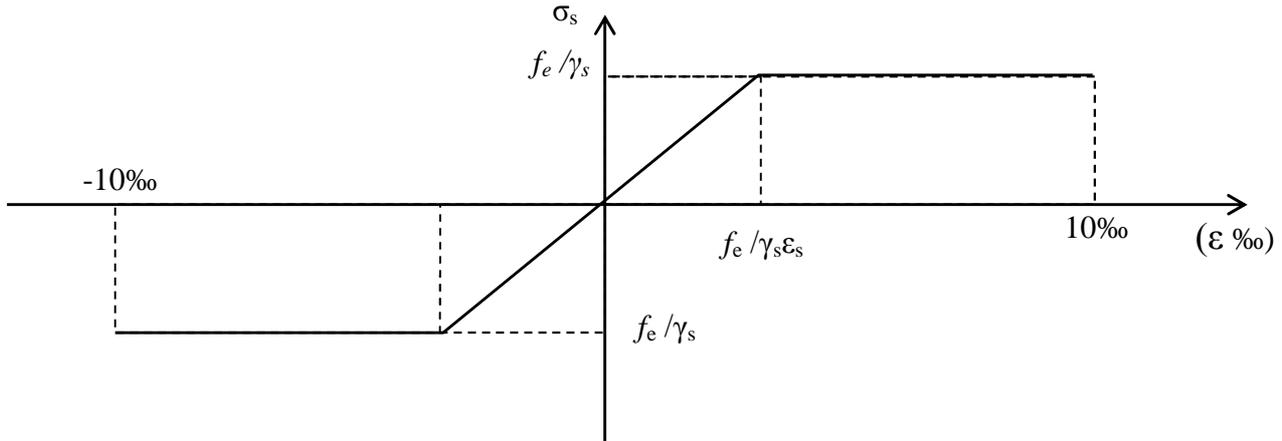


Fig.I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

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

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$E_s = 200\,000$ MPa.

γ_s : Coefficient de sécurité. $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{array} \right.$

✓ **Etat limite de service :**

Nous avons pour cet état :

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

η : Coefficient de fissuration.

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

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

I.7 Hypothèses de calcul :

I.7.1 Calcul aux états limites de services :

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

- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15 ($\eta = \frac{E_s}{E_b}$), η : est appelé coefficient d'équivalence.

I.7.2 Calcul aux états limite ultimes de résistance :

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

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

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

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

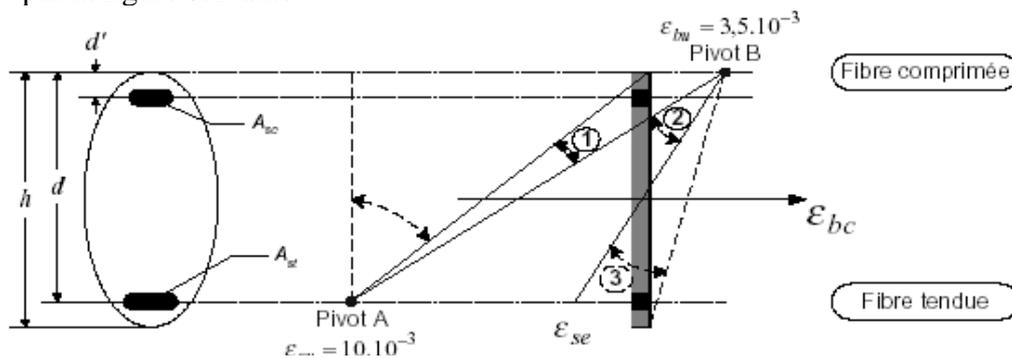


Fig.I.5 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- ✓ $E_{vj} = 10721,40 \text{ Mpa}$.
- ✓ $E_{ij} = 32164.20 \text{ Mpa}$.
- ✓ $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Chapitre II

II.1. Introduction :

L'objectif du Prédimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la Structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Prédimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.2. Prédimensionnement des éléments principaux :

II.2.1. Les poutres :

II.2.1.1. Les poutres principales :

Elles sont perpendiculaires aux poutrelles Selon le BAEL91 le prédimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$l_{max} / 15 \leq h \leq L_{max} / 10$$

On suppose des poteaux de (30×30) cm²

h : hauteur de la poutre.

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

$$502/15 \leq h \leq 502/10$$

D'où:

$$L_{max} = 502\text{cm} \Rightarrow 33.5\text{cm} \leq h \leq 50.2\text{cm}$$

On prend :

$$h = 40 \text{ cm} ; b = 35\text{cm}.$$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA qui sont les suivantes :

$b \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée.

$h \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée.

$$h/b = 40/35 = 1.14 < 4 \text{ condition vérifiée.}$$

II.2.1.2. Les poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles.

L_{max} : portée maximale entre nus d'appuis ($L_{max} = 464\text{cm}$)

$$L_{max} = 535\text{cm} \Rightarrow 31\text{cm} \leq h \leq 46.4\text{cm}$$

On prend :

$$h = 40\text{cm} ; b = 35\text{cm}$$

II.2.2. Poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le prédimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

Pour des poteaux carrés:

R.D.C, 1er étage, sous-sol : $(b,h) = (50,50) \text{ cm}^2$

2eme, 3eme,4eme étage: $(b,h) = (45, 45) \text{ cm}^2$

5eme,6eme étage: $(b,h) = (40,40) \text{ cm}^2$

7eme, 8eme,9eme étage: $(b,h) = (35,35) \text{ cm}^2$

II.2.3. Les voiles :

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15 \text{ cm} \dots\dots\dots(1).$
- $e > h_e / 20 \dots\dots\dots(2). \text{ RPA (article 7.7.1)}$
- $L > 4 e \dots\dots\dots(3).$

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

L : Longueur du voile.

$e \geq 15 \text{ cm}$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

$e = 15 \text{ cm}.$

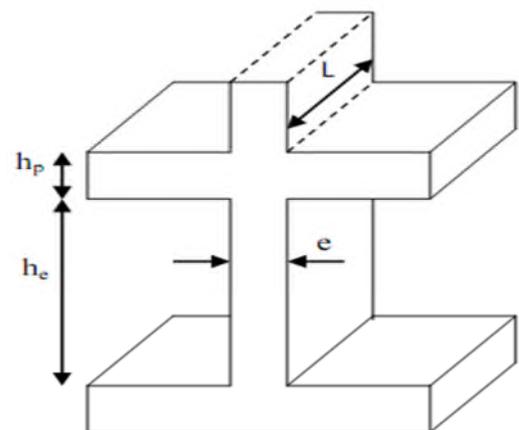


Fig. II.1. Coupe de voile en élévation.

II.3. Prédimensionnement des éléments secondaires :

II.3.1.les planchers :

Définition : Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :

- Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
- Les charges permanentes (cloisons, revêtements,...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleine pour les balcons.

a). Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$h_t \geq L_{\max} / 22.5 \quad \text{CBA (article B.6.8.4.2.4)}$$

Avec :

L: Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles (fig. II.3).

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq 502 / 22.5 = 22.31 \text{ cm on prend } h_t = 24 \text{ cm}$$

$$h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 20 + 4 = 24 \text{ cm}$$

$h_{cc} = 12 \text{ cm}$: Hauteur du corps creux.

$h_{ddc} = 4 \text{ cm}$: hauteur de la dalle de compression.

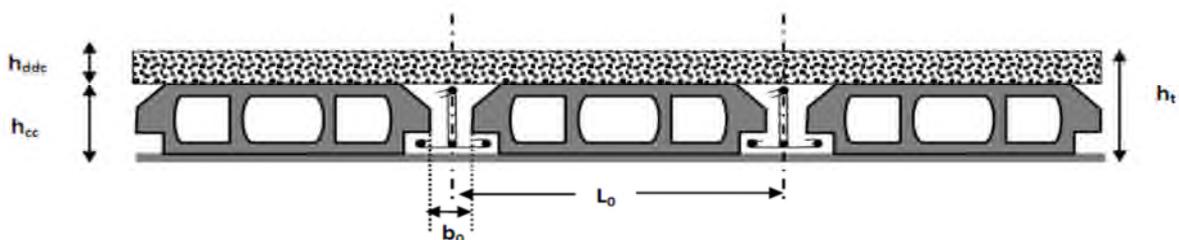


Fig. II.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

- **Les poutrelles :**

- **Définition**

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

- **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (fig.II.3).

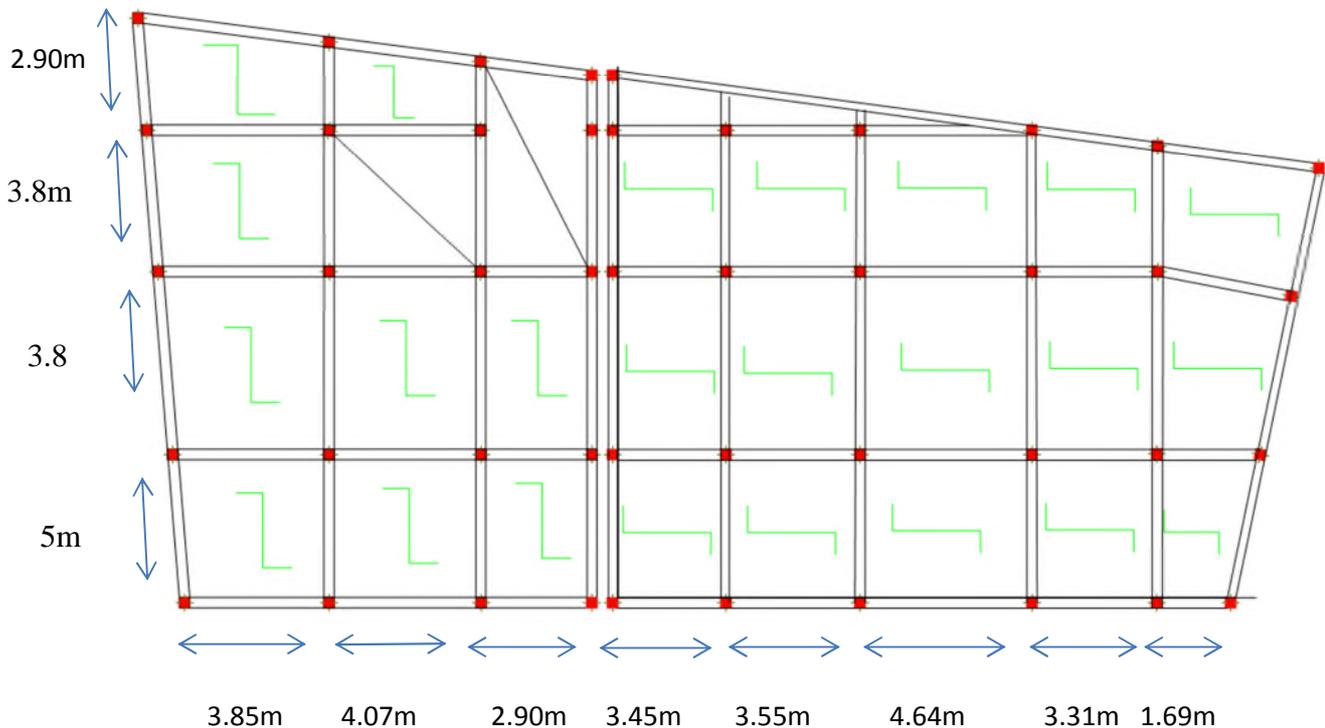


Fig. II.3. Schéma de la disposition des poutrelles.

➤ **Dimensionnement des poutrelles :**

- **Détermination de la largeur de la table de compression :**

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

b : Largeur de la table de compression.

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

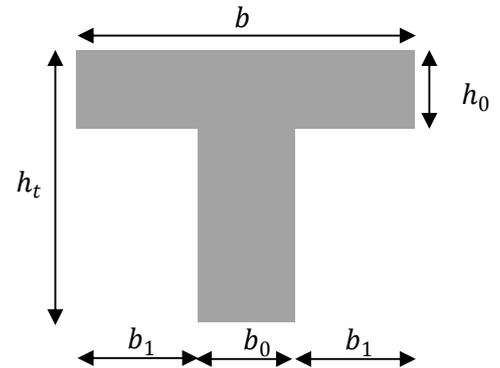


Fig. II.4. Coupe transversale d'une poutrelle.

L_y : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$L_y = 204 - 35 = 169 \text{ cm}$$

Donc :

$$L_x = 53 \text{ cm, } L_y = 169 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \quad b_1 \leq (26.5, 16.9)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 16.9 \text{ cm}$$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 16.9 + 10 = 45.8 \text{ cm}$$

Soit : **$b = 45 \text{ cm}$**

b). Plancher en dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

➤ **Critère de résistance :**

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec } \rho \geq 0.4$$

➤ **Coupe-feu :**

$e \geq 7\text{cm} \rightarrow$ Pour une heure de coupe-feu.

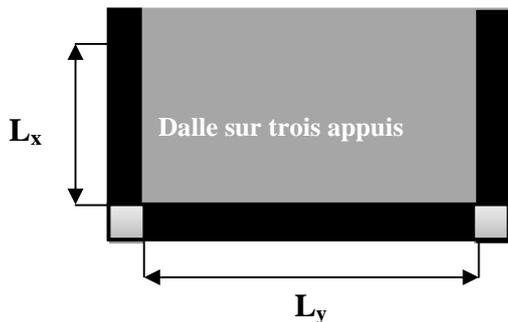
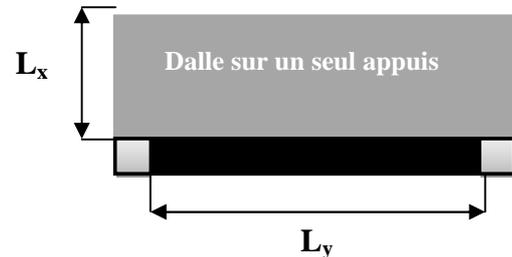
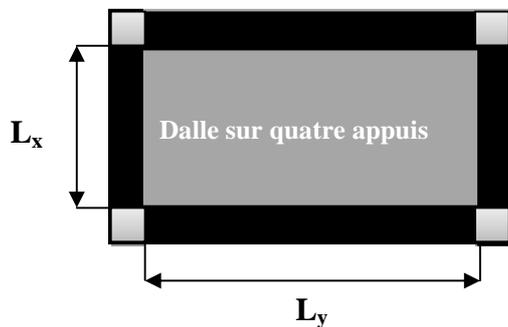
$e \geq 11\text{cm} \rightarrow$ Pour deux heures de coupe-feu.

Notre projet comporte trois types de dalle pleine :

$$\text{Dalle sur un seul appui : } e \geq \frac{122}{20} = 6.1\text{cm}$$

$$\text{Dalle sur quatre appuis (dalle de l'ascenseur) : } \rho = \frac{3.80}{4.05} = 0.94 > 0.4 \rightarrow 8.44 \leq e \leq 9.5$$

$$\text{Dalle sur trois appuis : } 3.55 \leq e \leq 4$$



On voit bien que pour les dalles pleines sur un seul appui et sur trois appuis que le critère de coupe-feu qui est déterminant. On opte pour l'ensemble des dalles pleines (balcons) l'épaisseur $e=12\text{cm}$.

Par contre pour la dalle sur quatre (dalle de l'ascenseur), on opte pour une épaisseur de **14cm** à cause de chargement important de l'ascenseur.

c). Les escaliers :

c.1). Terminologie :

- **Lamarche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **Lacontremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- **L'embranchement** est la longueur utile de chaque marche.
- **Legiron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- **La pailasse** supporte les marches.
- **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

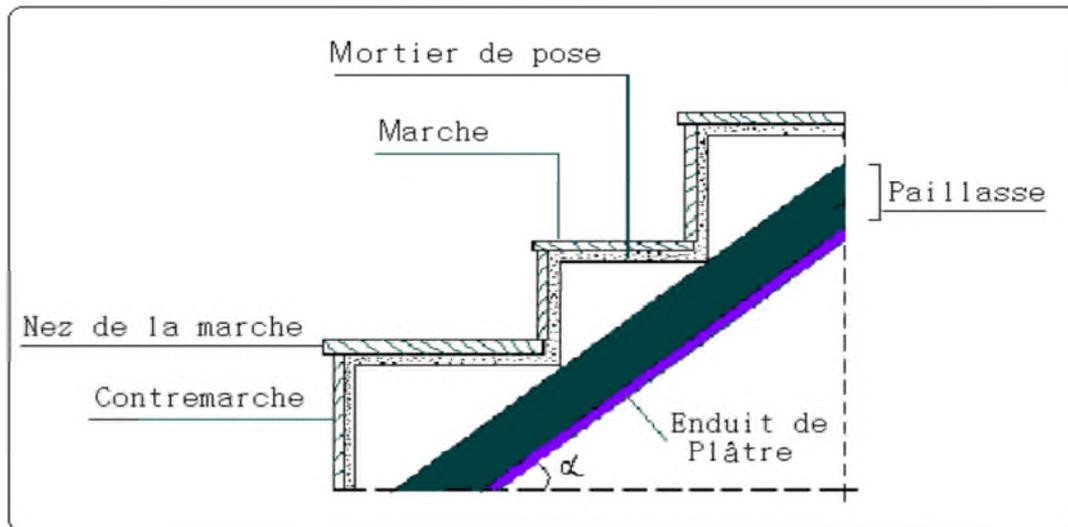


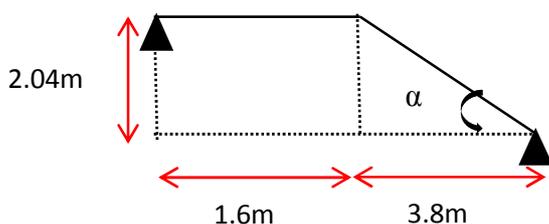
Fig. II.5. Coupe verticale de l'escalier.

c.2). types d'escaliers :

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier : escalier à une seule volée.

c.3).Prédimensionnement des escaliers :

1) RDC :



détermination de g et h :

Condition de BLONDEL : $59 \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$

$$h_{\text{contre-marches}} = \frac{\text{hauteur détage}}{\text{nombre de contre marche}}$$

h : hauteur de la contre marche $16 \leq h \leq 18$

g : giron de la marche avec $g \geq 23 \text{ cm}$.

Notre escalier est composé de 2 volées identiques donc notre calcul sera effectué pour une seule volée.

n = 12 contre marches

-Hauteur de la volée : $4.08/2 = 2.04 \text{ m} = H$

-Largeur de la volée : $3.8 \text{ m} = L$.

La volée comporte "n" contremarche et "n-1" marche

n = 9

$$h = \frac{H}{n} = \frac{204}{12} = 17 \text{ cm et } 16 \text{ cm} \leq h = 17 \text{ cm} \leq 18 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{380}{12-1} = 34.5 \text{ cm et } g = 34.5 \text{ cm} > 23 \text{ cm.}$$

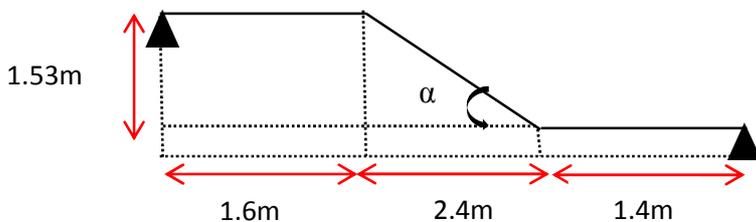
• Epaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20}$$

$$L = l_{vo} + l_{pa} = 1.6 + \sqrt{3.8^2 + 2.04^2} = 5.91 \text{ m} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

2) étage courant :



n = 9 contre marches

-Hauteur de la volée : $3.06/2 = 1.53 \text{ m} = H$

-Largeur de la volée : 2.4 m = L.

La volée comporte “n” contremarche et “n-1” marche

$$n = 9$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1.53}{9} = 17\text{cm} \text{ et } 16 \text{ cm} \leq h = 17 \text{ cm} \leq 18 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30\text{cm} \text{ et } g = 30 \text{ cm} > 23 \text{ cm.}$$

- Epaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse doit vérifier la condition suivante :

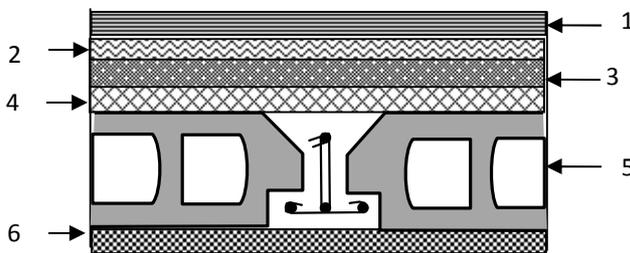
$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20}$$

$$L=lvo+lpa=1.6+\sqrt{1.53^2 + 2.4^2}=5.55\text{m} \rightarrow e=20\text{cm}$$

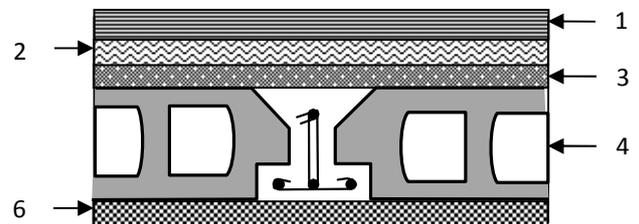
II.4. Evaluation des charges et surcharges :

II.4.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :

II.4.1.1. Plancher terrasse et plancher courant :



Coupe transversale dans le plancher terrasse inaccessible.



Coupe transversale dans le plancher étage courant.

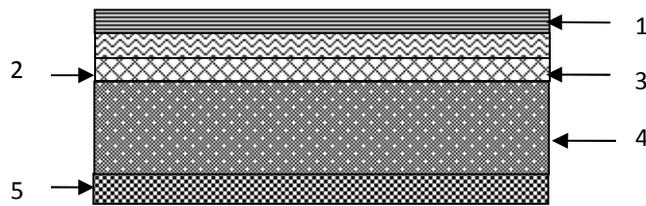
Tableau II.1. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers :

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27	

	5	Plancher à corps creux (20+4)	/	/	3.3	
	6	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total					6.2	1
Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m3)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m2)	Surcharges Q (KN/m2)
Plancher terrasse accessible	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (20+4)	/	/	3.3	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m3)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m2)	Surcharges Q (KN/m2)
Plancher étage courant (habitation)	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (20+4)	/	/	3.3	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	6	Cloison de distribution	10	0.02	1	
Total					5.78	1.5
Plancher étage courant (commercial)	$G_{habitation} = G_{commercial}$				5.78	5
Total					4.78	1.5

II.4.1.2. plancher à dalle pleine :

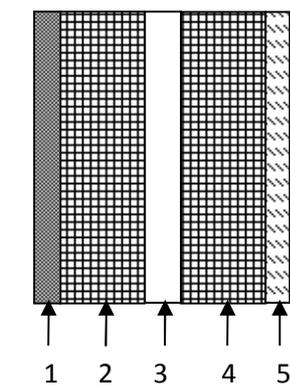


Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.

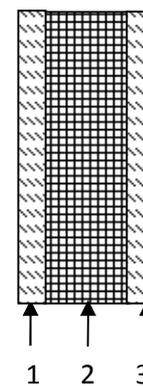
Tableau II.2. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine :

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m3)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m2)	Surcharges Q (KN/m2)
Dalle pleine	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	3.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.14	3.5	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total					4.98	3.5

II.4.2. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs:



Murs extérieurs.



Murs intérieurs.

II.3. Tableau Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs :

Type de murs	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2	Brique creuse	9	0.15	1.35
	3	Lame d'aire	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.1	0.9
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total	/	/	/	/	2.93
Murs intérieurs	1	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9
	3	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total	/	/	/	/	1.46

II.4.3. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :

II.4.3.1. les paliers :

Tableau II.4. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers :

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.20	5	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total			6.48	2.5

II.4.3.2. Les volées:

le calcul sera effectué pour une seule volée

Tableau II.5.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée:

Désignation	Poids volumique (KN/m3)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m)	Surcharges Q (KN/m2)
paillasse	25	0.20	5	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Les marches	22	/	1.87	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Enduit de plâtre	18	0.015	0.27	
Total			7.98	2.5

II.4.4.Evaluation des charges et des surcharges de la cage de l’ascenseur :

Tableau II.6.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » cage de l’ascenseur :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Gravillon de protection	0 .04	20	0.8
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.015	18	0.27
Dalle pleine	0.20	25	5
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Forme de pente	0.065	22	1.43
Charge permanente totale	G =7.82 KN /m ²		
Charge d’exploitation	Q=1KN /m ²		

II.5. Descente de charge :

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

• **La loi de dégression des charges d’exploitation :**

Soit Q₀ la surcharge d’exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

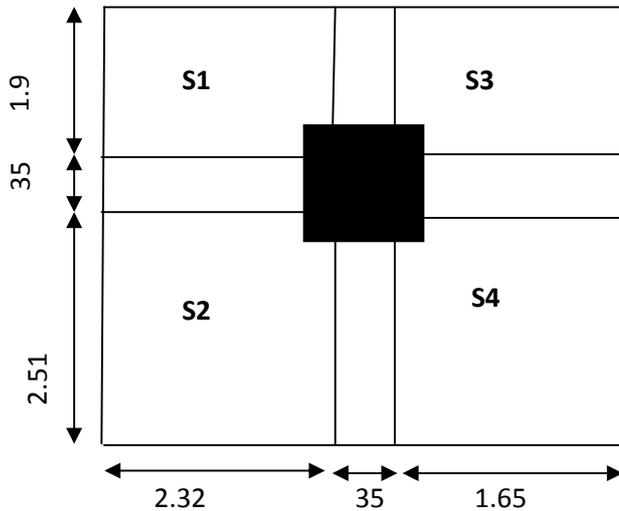
Q₁,Q₂.....Q_n les charges d’exploitations respectives des planchers des étages 1,2.....n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse :.....Q₀.

- Sous le dernier étage :..... Q_0+Q_1 .
- Sous l'étage immédiatement inférieur :..... $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur :..... $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$:..... $Q_0+ (3+n/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+.....+Q_n)$.

a) Poteau central « P1 » pour R+5 :



II.5.1. Calcul du poids des éléments :

Tableau. II.7. poids des éléments :

Eléments	G(KN/m ²)	Q	Surface (m ²)	Sous G (KN)	Sous Q
Plancher terrasse inaccessible	6.2	1	17.56	108.87	9.13
Plancher terrasse accessible	6.2	1.5	17.56	108.87	26.34
Plancher d'étage (habitation)	5.78	1.5	17.56	101.49	26.34
plancher d'étage (commercial)	5.78	5	17.56	101.49	87.8
Poutres principales	25		0.62	15.5	
Poutres secondaires	25		0.55	13.75	

Tableau. II.8. Descente de charges pour le poteau P1 :

niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	108.97	17.50
	PP (35*40) cm ²	15.5	
	PS (35*40) cm ²	13.75	
	Poteau (35*35) cm ²	11.44	
	Total	149.66	17.50
N1	Venant de N ₀	149.66	43.9
	Plancher d'étage (habitation)	101.49	
	PP (35*40) cm ²	15.5	
	PS (35*40) cm ²	13.75	

	Poteau (35*35) cm ²	14.47	
	Total	294.87	43.9
N2	Venant de N ₁	294.87	Q0+0.95(Q1+Q2)
	Plancher d'étage (habitation)	101.49	
	PP (35*40) cm ²	15.5	
	PS (35*40) cm ²	13.75	
	Poteau (35*35) cm ²	14.47	
	Total	440.08	67.60
N3	Venant de N ₂	440.08	Q0+0.90 (Q1+Q2+Q3) 15.3+0.90(3*19.92)
	Plancher d'étage (habitation)	101.49	
	PP (35*40) cm ²	15.5	
	PS (35*40) cm ²	13.75	
	Poteau (40*40) cm ²	14.47	
	Total	585.29	92.62
N4	Venant de N ₃	585.29	Q0+0.85(Q1+Q2+Q3+Q4)
	Plancher d'étage (habitation)	101.49	
	PP (35*40) cm ²	15.5	
	PS (35*40) cm ²	13.75	
	Poteau (40*40) cm ²	17.87	
	Total	734.9	109.75
N5	Venant de N ₄	734.9	Q0+ (3+n/2n) × (Q1+Q2+Q3+Q4+.....+Qn).
	Plancher d'étage (habitation)	101.49	
	PP (35*40) cm ²	15.5	
	PS (35*40) cm ²	13.75	
	Poteau (45*45) cm ²	24.25	
	Total	889.89	122.920
N6	Venant de N5	889.89	Q0+ (3+n/2n) × (Q1+Q2+Q3+Q4+.....+Qn).
	plancher d'étage (commercial)	101.49	
	PP (35*40) cm ²	15.5	
	PS (35*40) cm ²	13.75	
	Poteau (45*45) cm ²	16.25	
	Total	1036.88	215.11
N _s = G _t + Q _t		N _s = 1251.99 KN	
N _u = 1.35G _t + 1.5 Q _t		N _u = 1722.45 KN	

II.5.2.Vérifications :

L'effort normal ultime : Nu=1.35G+1.5Q

Nu=1722.45

Selon le CBA (Art B.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10% Apres majoration on trouve : Nu*=1.1Nu=1893.39KN

II.5.2.1 Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité dans R+5 :

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{Nu}{B} \leq \sigma_{bc}$

Avec B : section du poteau et $\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

Tableau II.9. L'effort normal ultime « Nu* » dans chaque niveau :

Niveau	G (KN)	Q(KN)	Nu*(KN)
N0	149.66	17.50	251.12
N1	294.87	43.9	510.32
N2	440.08	67.60	765.06
N3	585.29	92.62	1021.97
N4	734.9	109.75	1156.74
N5	889.89	122.920	1524.30
N6	1036.88	215.11	1893.21

II.5.2.2. Vérification des poteaux la compression simple :

Tableau. II.10. Vérification des poteaux la compression simple :

Etages	Nu(KN)	Section (m ²)	Condition $\bar{\sigma}_{bc} \geq \sigma_{cal}$		Observation
			$\bar{\sigma}_{bc}$ (mpa)	σ_{cal} (mpa)	
S-SOL +RDC+1er	1893.21	0.50*0.50	14.20	7.57	vérifier
2et3et 4^{eme}	1021.97	0.45*0.45	14.20	7.05	
5^{eme}	251.12	0.40*0.40	14.20	1.56	

II.5.2.3. Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$Nu \leq Nu^* = \alpha * \left[\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right]$$

Br = (a-2) × (b-2) ; a et b : dimension du poteau

As ≥ 0.8% * Br On prend = 1% Br

γ_b : Coefficient de la sécurité du béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

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

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

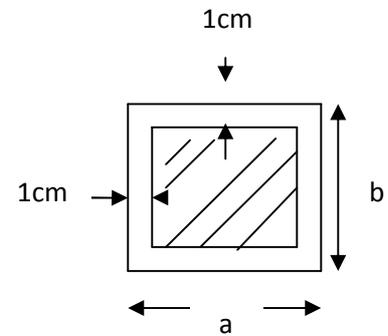


Fig .II.6. Section brute (B_r)

On calcul l'élanement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ et $l_f = 0.7 * l_0$ Avec

l_f : La longueur de flambement

l_0 : longueur du poteau

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $I = \frac{b * h^3}{12}$

Exemple de calcul (poteau de RDC) :

$$L_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 3.88 = 2.72 \text{ m}$$

$$B = 0.5 * 0.5 = 0.25 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.5 * 0.5^3}{12} = 0.0052 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0052}{0.25}} = 0.14 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.72}{0.14} = 18.82 \leq 50 \Rightarrow \alpha = 0.73$$

D'après le BAEL 91 on doit vérifier $Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{fe}{100 \cdot \gamma_s} \right]} \Rightarrow Br \geq 0,1255 m^2$

Or nous avons

$$Br = (50-2) \times (50-2) \times 10^{-4} = 0.2304 m^2$$

$0.2304 \geq 0,1255$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats de vérification au flambement sont résumés dans le tableau II.19 suivant :

Tableau. II.11. Vérification des poteaux au flambement

Etages	Nu(KN)	Section (m ²)	Condition $Br \geq Br_{cal}$		Observation
			Br	Br_{cal}	
S-SOL +RDC+1	2801.9	0.50*0.50	0.2304	0,1255	Vérifier
2et3et 4 ^{eme}	1021.97	0.45*0.45	0.1849	0,0677	
5 ^{eme}	251.12	0.40*0.40	0.1444	0,0166	

b) Poteau « P1 » au niveau de la cage d'escalier(R+9) :

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

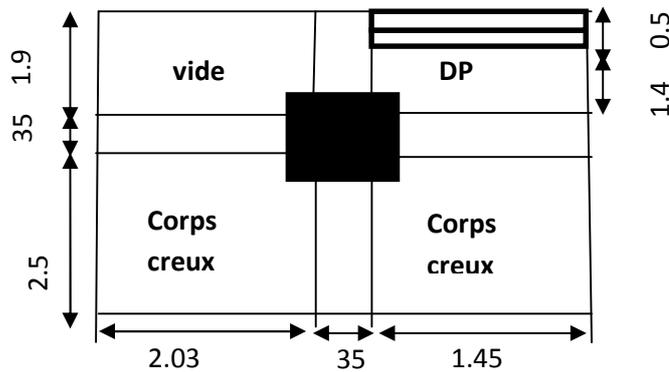


Fig. II.7. Poteau « P1 » de la descente de charges.

Tableau. II.12.Poids des éléments :

Eléments		G(KN/m ²)	Q(KN)	Surface (m ²)	Sous G (KN)	Sous Q
Plancher inaccessible	terrasse	6.2	1	11.45	70.99	11.45
Plancher terrasse accessible		6.2	1.5	11.45	70.99	17.17
Plancher d'étage (habitation)		5.78	1.5	8.7	50.29	13.05
Plancher (commercial)	d'étage	5.78	5	8.7	50.29	43.5
Poutres principales		25		0.616	15.4	
Poutres secondaires		25		0.487	12.17	
Cage de l'ascenseur		7.82	1	3.85	30.10	3.85
Escalier	Volée	7.98	2.5	0.72	18.48	6.87
	pallier	6.48	2.5	2.03		

Tableau. II.13.Descente de charges pour le poteau P1(R+9) :

niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Cage de l'ascenseur	30.10	3.85
	Plancher inaccessible	70.99	11.45
	PP (35*40) cm ²	15.4	
	PS (35*40) cm ²	12.17	
	Poteau (35*35) cm ²	8.75	
	Total	137.41	15.3
N1	Venant de N ₀	137.41	15.3
	Plancher d'étage (habitation)	50.29	13.05
	PP (35*40) cm ²	15.4	
	PS (35*40) cm ²	12.17	
	Escaliers (pallier + volée)	18.84	6.87
	Poteau (35*35) cm ²	8.75	
Total	242.86	35.22	
N2	Venant de N ₁	242.86	Q0+0.95(Q1+Q2)
	Plancher d'étage (habitation)	50.29	15.3+0.95*(19.92+19.92)
	PP (35*40) cm ²	15.4	
	PS (35*40) cm ²	12.17	
	Escaliers (pallier + volée)	18.84	
	Poteau (35*35) cm ²	8.75	
Total	348.31	53.148	
N3	Venant de N ₂	348.31	Q0+0.90 (Q1+Q2+Q3)
	Plancher d'étage (habitation)	50.29	15.3+0.90(3*19.92)
	PP (35*40) cm ²	15.4	
	PS (35*40) cm ²	12.17	
	Escaliers (pallier + volée)	18.84	
	Poteau (40*40) cm ²	11.44	

	Total	456.45	69.08
N4	Venant de N ₃	456.45	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
	Plancher d'étage (habitation)	50.29	
	PP (35*40) cm ²	15.4	
	PS (35*40) cm ²	12.17	
	Escaliers (pallier + volée)	18.84	
	Poteau (40*40) cm ²	11.44	
	Total	564.59	83.03
N5	Venant de N ₄	564.59	$Q_0 + (3+n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$
	Plancher d'étage (habitation)	50.29	
	PP (35*40) cm ²	15.4	
	PS (35*40) cm ²	12.17	
	Escaliers (pallier + volée)	18.84	
	Poteau (45*45) cm ²	14.47	
	Total	675.76	94.98
N6	Venant de N ₅	675.76	$Q_0 + (3+n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$
	Plancher d'étage (habitation)	50.29	
	PP (35*40) cm ²	15.4	
	PS (35*40) cm ²	12.17	
	Escaliers (pallier + volée)	18.84	
	Poteau (45*45) cm ²	14.47	
	Total	786.93	104.94
N7	Venant de N ₆	786.93	$Q_0 + (3+n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$
	Plancher d'étage (habitation)	50.29	
	PP (35*40) cm ²	15.4	
	PS (35*40) cm ²	12.17	
	Escaliers (pallier + volée)	18.84	
	Poteau (45*45) cm ²	14.47	
	Total	898.1	114.9
N8	Venant de N ₇	898.1	$Q_0 + (3+n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$
	Plancher d'étage (habitation)	50.29	
	PP (35*40) cm ²	15.4	
	PS (35*40) cm ²	12.17	
	Escaliers (pallier + volée)	18.84	
	Poteau (50*50) cm ²	17.87	
	Total	1012.67	124.86
N9	Venant de N ₈	1012.67	$Q_0 + (3+n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$
	Plancher d'étage (habitation)	50.29	
	PP (35*40) cm ²	15.4	
	PS (35*40) cm ²	12.17	
	Escaliers (pallier + volée)	18.84	
	Poteau (50*50) cm ²	24.25	
	Total	1133.62	134.82

N10	Venant de N ₉	1133.62	Q0+ (3+n/2n) × (Q1+Q2+Q3+Q4+.....+Qn).
	Plancher (commercial) d'étage	50.29	
	PP (35*40) cm ²	15.4	
	PS (35*40) cm ²	12.17	
	Escaliers (pallier + volée)	18.84	
	Poteau (50*50) cm ²	16.25	
	Total	1246.57	
N _s =G _t + Q _t		N _s = 1419.62 KN	
N _u = 1.35G _t + 1.5 Q _t		N _u = 1942.45 KN	

c) Poteau central « P2 » :

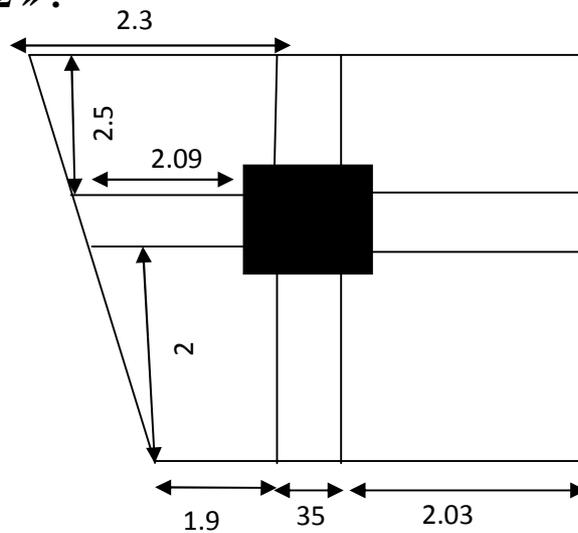


Fig. II.8. Poteau « P2 » de la descente de charges

Tableau. II.15.Poids des éléments :

Eléments	G(KN/m ²)	Q	Surface (m ²)	Sous G (KN)	Sous Q
Plancher terrasse inaccessible	6.2	1.5	18.61	115.398	9.13
Plancher d'étage (habitation)	5.78	1.5	18.61	107.56	27.91
Plancher d'étage (commercial)	5.78	5	18.61	107.56	93.05
Poutres principales	25		0.63	15.75	
Poutres secondaires	25		0.577	14.42	

Tableau. II.15.Descente de charges pour le poteau P2(R+9) :

niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	115.398	9.13
	PP (35*40) cm ²	15.75	

	PS (35*40) cm ²	14.42	
	Poteau (35*35) cm ²	8.75	
	Total	154.31	9.13
N1	Venant de N ₀	154.31	9.13
	Plancher d'étage (habitation)	107.56	27.91
	PP (35*40) cm ²	15.75	
	PS (35*40) cm ²	14.42	
	Poteau (35*35) cm ²	8.75	
	Total	300.79	37.04
N2	Venant de N ₁	300.79	Q0+0.95(Q1+Q2)
	Plancher d'étage (habitation)	107.56	15.3+0.95*(19.92+19.92)
	PP (35*40) cm ²	15.75	
	PS (35*40) cm ²	14.42	
	Poteau (35*35) cm ²	8.75	
	Total	447.27	60.83
N3	Venant de N ₂	447.27	Q0+0.90 (Q1+Q2+Q3)
	Plancher d'étage (habitation)	107.56	15.3+0.90(3*19.92)
	PP (35*40) cm ²	15.75	
	PS (35*40) cm ²	14.42	
	Poteau (40*40) cm ²	11.44	
	Total	596.44	84.49
N4	Venant de N ₃	596.44	Q0+0.85(Q1+Q2+Q3+Q4)
	Plancher d'étage (habitation)	107.56	
	PP (35*40) cm ²	15.75	
	PS (35*40) cm ²	14.42	
	Poteau (40*40) cm ²	11.44	
	Total	745.61	104.02
N5	Venant de N ₄	745.61	Q0+ (3+n/2n) × (Q1+Q2+Q3+Q4+.....+Qn).
	Plancher d'étage (habitation)	107.56	
	PP (35*40) cm ²	15.75	
	PS (35*40) cm ²	14.42	
	Poteau (45*45) cm ²	14.47	
	Total	897.81	120.77
N6	Venant de N ₅	897.81	Q0+ (3+n/2n) × (Q1+Q2+Q3+Q4+.....+Qn).
	Plancher d'étage (habitation)	107.56	
	PP (35*40) cm ²	15.75	
	PS (35*40) cm ²	14.42	
	Poteau (45*45) cm ²	14.47	
	Total	1050.01	134.72
	Venant de N ₆	1050.01	Q0+ (3+n/2n) × (Q1+Q2+Q3+Q4+.....+Qn).
	Plancher d'étage (habitation)	107.56	
	PP (35*40) cm ²	15.75	

N7	PS (35*40) cm2	14.42	
	Poteau (45*45) cm2	14.47	
	Total	1202.21	148.68
N8	Venant de N ₇	1202.21	$Q0 + \frac{(3+n/2n)}{(Q1+Q2+Q3+Q4+\dots+Qn)} \times$
	Plancher d'étage (habitation)	107.56	
	PP (35*40) cm2	15.75	
	PS (35*40) cm2	14.42	
	Poteau (50*50) cm2	17.87	
	Total	1357.81	162.63
N9	Venant de N ₈	1357.81	$Q0 + \frac{(3+n/2n)}{(Q1+Q2+Q3+Q4+\dots+Qn)} \times$
	Plancher d'étage (habitation)	107.56	
	PP (35*40) cm2	15.75	
	PS (35*40) cm2	14.42	
	Poteau (50*50) cm2	24.25	
	Total	1519.79	176.59
N10	Venant de N ₉	1519.79	$Q0 + \frac{(3+n/2n)}{(Q1+Q2+Q3+Q4+\dots+Qn)} \times$
	Plancher d'étage (commercial)	107.56	
	PP (35*40) cm2	15.75	
	PS (35*40) cm2	14.42	
	Poteau (50*50) cm2	16.25	
	Total	1673.77	259.97
N _s = G _t + Q _t		N _s = 1933.74 KN	
N _u = 1.35G _t + 1.5 Q _t		N _u = 2649.54 KN	

a la base de p1 : $\begin{cases} G = 1246.57KN \\ Q = 173.05KN \end{cases}$

a la base de p2 : $\begin{cases} G = 1673.77KN \\ Q = 259.97KN \end{cases}$

Les calculs montrent que le poteau « P2 » est le plus sollicité sous charges verticales.

Vérifications :

L'effort normal ultime : Nu=1.35G+1.5Q

Nu=2649.54

Selon le CBA (Art B.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10%
Après majoration on trouve : Nu*=1.1Nu=2914.49KN

Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{Nu}{B} \leq \sigma_{bc}$

Avec B : section du poteau et $\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_c 28}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

Tableau II.16. L'effort normal ultime « Nu » dans chaque niveau :

Niveau	G (KN)	Q(KN)	Nu*(KN)
N0	154.31	9.13	244.21
N1	300.79	37.04	507.79
N2	447.27	60.83	764.56
N3	596.44	84.49	1025.12
N4	745.61	104.02	1278.86
N5	897.81	120.77	1502.82
N6	1050.01	134.72	1781.55
N7	1202.21	148.68	2030.60
N8	1357.81	162.63	2284.69
N9	1519.79	176.59	2548.26
N10 (base)	1673.77	259.97	2914.49

Tableau. II.17. Vérification des poteaux la compression simple :

Etages	Nu(KN)	Section (m ²)	Condition $\bar{\sigma}_{bc} \geq \sigma_{cal}$		Observation
			$\bar{\sigma}_{bc}$ (mpa)	σ_{cal} (mpa)	
S-SOL +RDC+1er	2914.49	0.50*0.50	14.20	11.66	Vérifier
2et3et 4^{eme}	2030.60	0.45*0.45	14.20	10.03	
5et 6^{eme}	1278.86	0.40*0.40	14.20	7.99	
7et 8 et 9^{eme}	764.56	0.35*0.35	14.20	6.24	

Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$Nu \leq Nu^* = \alpha * \left[\frac{Br * fc_{28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * fe}{\gamma_s} \right]$$

$Br = (a-2) \times (b-2)$; a et b : dimension du poteau

$As \geq 0.8\% * Br$ On prend = 1% Br

γ_b : Coefficient de la sécurité du béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

α : Coefficient tenant compte de l'élançement.

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

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

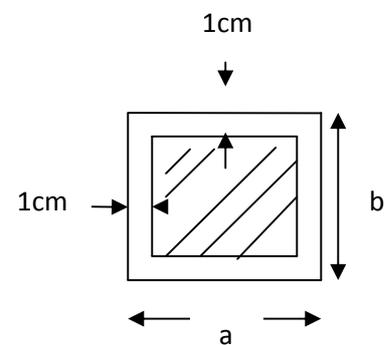


Fig .II.9. Section brute (B_r)

On calcul l'élançement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ et $l_f = 0.7 * l_0$ Avec

l_f : La longueur de flambement

L_0 : longueur du poteau

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $I = \frac{b * h^3}{12}$

Vérification du poteau de RDC :

$$L_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 3.88 = 2.72m$$

$$B = 0.5 * 0.5 = 0.25 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.5 * 0.5^3}{12} = 0.0052 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0052}{0.25}} = 0.14\text{m}$$

$$\lambda = \frac{2.72}{0.14} = 17.31 \leq 50 \Rightarrow \alpha = 0.74$$

D'après le BAEL 91 on doit vérifier $\mathbf{Br} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{fe}{100 * \gamma_s} \right]} \Rightarrow \mathbf{Br} \geq 0,1932\text{m}^2$

Or nous avons

$$\mathbf{Br} = (50-2) \times (50-2) \times 10^{-4} = 0.2304 \text{ m}^2$$

0.2304 ≥ 0.1932 donc le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats de vérification au flambement sont résumés dans le tableau II.19 suivant :

Tableau. II.18. Vérification des poteaux au flambement

Etages	Nu(KN)	Section (m ²)	Condition Br ≥ Br _{cal}		Observation
			Br	Br _{cal}	
S-SOL +RDC+1	2914.49	0.50*0.50	0.2304	0.1932	Vérifier
2et3et 4^{eme}	2030.60	0.45*0.45	0.1849	0,1345	
5+6	1278.86	0.40*0.40	0.1444	0,0847	
7et 8 et 9^{eme}	764.56	0.35*0.35	0.1089	0,0507	

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

II.6. Conclusion :

Après que nous avons fini le prédimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

-Poutres principales : $35 \times 40 \text{ cm}^2$.

-Poutres secondaires : $35 \times 40 \text{ cm}^2$.

-Poteaux R.D.C, 1er étage, sous-sol : (b, h) = (50,50) cm^2

- Poteaux 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage: (b, h) = (45, 45) cm^2

- Poteaux 5^{ème}, 6^{ème} étage: (b, h) = (40, 40) cm^2

- Poteaux 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} étage: (b, h) = (35, 35) cm^2

Chapitre III

III.1. Calcul des planchers :

III.1.1. Introduction:

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine
- ✓ Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...).il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

III.1.2. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

❖ Méthode de calcul :

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

1. Domaine d'application (B.6.210) :

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

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

2. Application de la méthode :

• Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

a. $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha)M_0)$

b. $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.

$M_t \geq (1.2+0.3\alpha)M_0/2$ dans une travée de rive.

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

- ✓ $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- ✓ $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓ $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

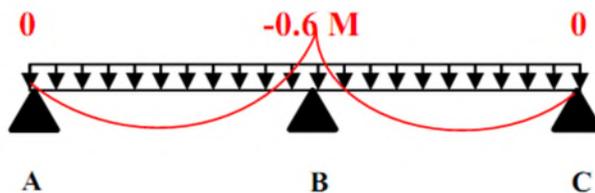


FIG. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

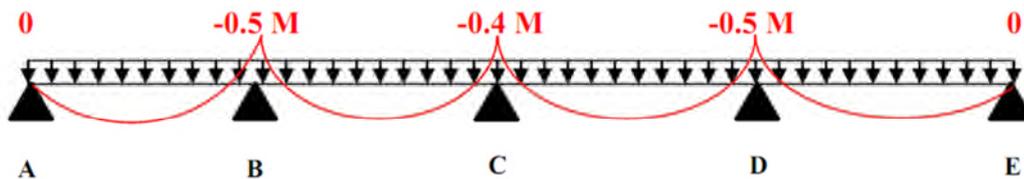


FIG. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et

$$\alpha = Q / (G+Q)$$

le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

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

$$-0.15M_0. \text{ tel que } M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$$

• Evaluation de l'effort tranchant :

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le

premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort

tranchant isostatique V_0 de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

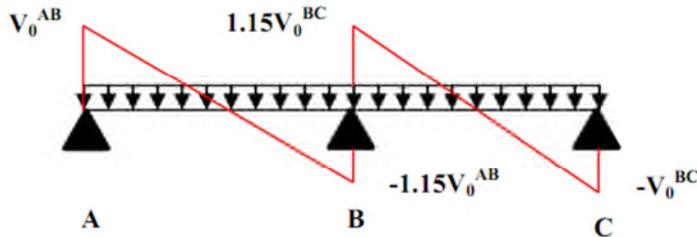


FIG. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

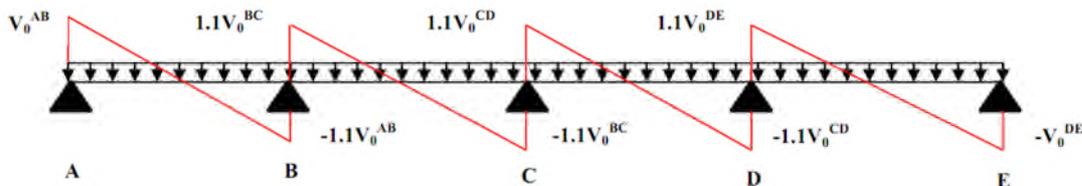


FIG. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

- Les Différents types de poutrelles : On a 4 types de poutrelles.

Tableau III.1. Les Types de poutrelles(R+5) :

Types	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type	

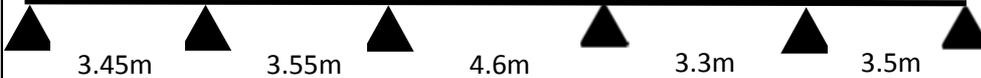
Type 5	
Type 6	

Tableau III.2. Les Types de poutrelles(R+9) :

Types	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type	2.25m 

Calcul des charges revenant aux poutrelles :

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

Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.2 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6,2 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6.41 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (6.2 + 1) \times 0,65 = 4.68 \text{ KN/ml.}$$

Plancher terrasse accessible :

$$G = 4.78 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 4,78 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 5,65 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0,65 = (4,78 + 1,5) \times 0,65 = 5 \text{ KN/ml.}$$

Plancher étage (habitation) :

$$G = 5,78 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1,35 \times 5,78 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6,53 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5,78 + 1,5) \times 0,65 = 4,73 \text{ KN/ml.}$$

Plancher étage (commercial) :

$$G = 5,78 \text{ KN/m}^2 ; Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1,35 \times 5,78 + 1,5 \times 5) \times 0,65 = 9,95 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5,78 + 5) \times 0,65 = 7,01 \text{ KN/ml.}$$

Des conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites que pour le type3 de R+9.

Le rapport (l_i / l_{i+1}) n'est pas vérifié pour les autres types, donc la méthode forfaitaire ne peut être appliquée.

Exemples de calcul :

a. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : type1 (terrasse inaccessible R+9) :

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 6,2, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$vérifiée.
- $I = \text{constant}$vérifiée.
- $l_i / l_{i+1} = 3,80/5,00 = 0,76 \notin [0,8 ; 1,25]$non vérifiée.
- F.P.N.....vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites; on applique la méthode de Caquot.

b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :**III.2.2.) Calcul des sollicitations type4 terrasse accessible (R+5) :**

$$P_u = 5,65 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 5 \text{ KN/ml.}$$

Moments aux appuis :

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante

$$M_i = \frac{p_g \times L_g^3 + p_d \times L_d^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)}$$

Avec :

p_g, p_d : Étant le chargement à gauche (respectivement à droite) de l'appui.

L'_g, L'_d : Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

Calcul des longueurs fictives :

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3.45 \text{ m ;}$$

$$L'_{BC} = 0,8L_{BC} = 2.84 \text{ m ;}$$

$$L'_{CD} = 0,8L_{CD} = 3.68 \text{ m ;}$$

$$L'_{DE} = 0,8L_{DE} = 2.64 \text{ m ;}$$

Les moments aux appuis :

✓ A l'ELU :

$$P_u = 5.65 \text{ KN/ml}$$

$$M_A = M_E = 0$$

$$M_B = -\frac{5.65(3.45^3 + 2.84^3)}{8,5(3.45 + 2.84)} = -4.456 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{5.65(2.84^3 + 3.68^3)}{8,5(2.84 + 3.68)} = -6.091 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{5.65(3.68^3 + 2.64^3)}{8,5(3.68 + 2.64)} = -7.612 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

$$M(x) = \frac{P \cdot x}{2}(L - x) + M_W \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_E \cdot \frac{x}{L}$$

$$M_0(x) = \frac{P \cdot x}{2}(L - x)$$

$$M_t^{\max} = M(x_0)$$

$$x_0 = \frac{L}{2} - \left(\frac{M_W - M_E}{L * P} \right)$$

Travée (AB)

A l'ELU

$$x_0 = \frac{3.45}{2} - \left(\frac{0 - (-4.784 - 4.456)}{3.45 * 5.65} \right)$$

$$x_0 = 1.464 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{5.65 * 1.46}{2} (3.45 - 1.46) = 8.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB}^{\max} = M(1.46) = 8.21 + 0 + (-4.456) \frac{1.46}{3.45}$$

$$M_{tAB}^{\max} = 6.061 \text{ KN.m}$$

Travée (BC)

A l'ELU

$$x_0 = 1.75 \text{ m ;}$$

$$M_{tBC}^{\max} = 3.57 \text{ KN.m ;}$$

Travée (CD)

A l'ELU

$$x_0 = 2.27 \text{ m ;}$$

$$M_{tCD}^{\max} = 9.091 \text{ KN.m ;}$$

Travée (DE)

A l'ELU

$$x_0 = 1.98 \text{ m ;}$$

$$M_{tDE}^{\max} = 4.93 \text{ KN.m ;}$$

Evaluation de l'effort tranchant :

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

Travée AB :

$$V_A = 8.281 \text{ KN}$$

VB=-11.235

Travée BC :

VB=9.902

VC=-10.18

Travée CD :

VC=12.888

VD=-16.34

Travée DE :

VD=-13.134

VE=11.2

Le même cheminement a été suivi pour le calcul des poutrelles du plancher terrasse inaccessible et accessible + étage courant. Les tableaux ci-dessous récapitulent les résultats de calcul à l'ELU et l'ELS pour les poutrelles de chaque plancher :

Remarque

Sur les appuis de rive, le moment est nul, cependant il faut toujours disposer des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $-0.15M_0$.

Tableau III.3.Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+5) plancher terrasse inaccessible (type 1avec la méthode forfaitaire) :

Type1	L (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)	Type1	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)
Travée AB	3.45	7,489	5,468	11,057	-12,162	MA=Md	0	0
Travée BC	3.55	5,26	3,84	12,515	-12,515	MB	-5,049	-3,686
Travée CD	3.8	9,256	6,757	13,396	-12,179	MC	-5,785	-4,224

Tableau III.4.Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+5) plancher terrasse inaccessible (type 2avec la méthode forfaitaire) :

Type2	L (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)	Type2	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)
Travée AB	3.45	9,537	6,963	11,057	-11,057	MA=Mb	0	0

Tableau III.5.Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+5) plancher terrasse accessible (type 4avec la méthode de Caquot) :

Type4	L (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)	Type4	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)
Travée AB	3.45	6,792	4,901	9,758	-10,734	MA=ME	0	0
Travée BC	3.55	4,775	3,446	11,045	-10,041	MB	-4,456	-3,215
Travée CD	4.6	9,465	6,829	13,124	-14,436	MC	-6,09	-4,394
Travée DE	3.30	4,897	3,533	10,267	-9,334	MD	-7,612	-5,493

Tableau III.6.Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+5) plancher terrasse accessible (type 6avec la méthode de Caquot) :

Type6	L (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)	Type6	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)
Travée AB	3.45	6,792	4,901	9,758	-10,734	MA=MF	0	0
Travée BC	3.55	4,775	3,446	11,045	-10,041	MB	-4,456	-3,215
Travée CD	4.6	10,226	7,379	13,124	-13,124	MC	-6,09	-4,394
Travée DE	3.30	4,127	2,978	9,330	-10,267	MD	-6,09	-4,394
Travée EF	3.5	7,118	5,136	10,889	-9,899	ME	-4,331	-3,126

Tableau III.7.Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+5) plancher habitation (type 3 avec la méthode de Caquot) :

Type3	L (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)	Type3	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)
Travée AB	3.45	7,039	5,112	9,591	-12,951	MA=Md	0	0
Travée BC	3.55	2,794	2,066	10,595	-12,601	MB	-5,796	-4,164
Travée CD	4.6	13,217	9,596	17,175	-13,143	MC	-9,356	-6,722

Tableau III.8.Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+5) plancher habitation (type 4 avec la méthode de Caquot) :

Type4	L (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)	Type4	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)
Travée AB	3.45	7,039	5,112	9,591	-12,951	MA=ME	0	0
Travée BC	3.55	4,177	3,061	11,416	-11,78	MB	-5,796	-4,164
Travée CD	4.6	10,826	7,88	15,022	-15,296	MC	-6,441	-4,627
Travée	3.30	5,707	4,15	12,926	-8,636	MD	-7,078	-5,085

DE								
----	--	--	--	--	--	--	--	--

Tableau III.9.Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+5) plancher habitation (type5 avec la méthode forfaitaire) :

Type5	L (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)	Type5	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)
Travée AB	3.3	8,894	6,441	10,7811	-10,7811	MA=Mb	0	0

Tableau III.10.Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+5) plancher habitation (type 6 avec la méthode de Caquot) :

Type6	L (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)	Type6	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)
Travée AB	3.45	7,039	5,112	9,591	-12,951	MA=MF	0	0
Travée BC	3.55	4,177	3,061	11,416	-11,78	MB	-5,796	-4,164
Travée CD	4.6	11,244	8,18	15,202	-15,116	MC	-6,441	-4,627
Travée DE	3.30	2,933	2,158	10,949	-10,614	MD	-6,24	-4,483
Travée EF	3.5	7,364	5,347	13,059	-9,81	ME	-5,687	-4,086

Tableau III.11.Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+5) plancher commercial (type 2avec la méthode forfaitaire) :

Type2	L (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)	Type2	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)
Travée AB	3.45	14,799	10,425	17,158	-17,158	MA=Mb	0	0

Tableau III.12.Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+5) plancher commercial (type 4 avec la méthode de Caquot) :

Type4	L (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)	Type4	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)
Travée AB	3.45	10,272	7,266	14,295	-20,022	MA=ME	0	0
Travée BC	3.55	5,246	3,773	17,346	-17,966	MB	-9,878	-6,886
Travée CD	4.6	15,252	10,829	22,843	-23,311	MC	-10,978	-7,652
Travée DE	3.30	8,181	5,797	20,068	-12,757	MD	-12,063	-8,409

Tableau III.13.Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+5) plancher commercial (type 6 avec la méthode de Caquot) :

Type6	L (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)	Type6	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)
Travée AB	3.45	10,272	7,266	14,295	-20,022	MA=MF	0	0

Travée BC	3.55	5,246	3,773	17,346	-17,966	MB	-9,878	-6,886
Travée CD	4.6	15,963	11,325	23,151	-23,003	MC	-10,978	-7,652
Travée DE	3.30	3,38	2,456	16,698	-16,127	MD	-10,635	-7,413
Travée EF	3.5	10,77	7,617	20,177	-14,638	ME	-9,693	-6,757

• **Ferraillage des poutrelles (R+5) :**

Exemple de calcul étage courant (habitation):

$$M_t = 13.217 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{int} = -9.546 \text{ KN.m}$$

$$M_a^r = -0.15 \max(M_0^1, M_0^2) = -1.921 \text{ KN.m}$$

$$V = 17,175 \text{ KN}$$

En travée :

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

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

✓ Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).

✓ Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

Remarque :

Pour le calcul de ferraillage et la vérification de la flèche, on prend **b=65cm** au lieu de **b=45cm** (b=45cm est dimensionnée par rapport à la petite travée), dans notre cas le calcul de ferraillage et la vérification flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale **4.6 m**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,22 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 33.228 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)

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

$$\mu_{bu} = \frac{13.217 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.0295 < \mu_t = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0376$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.22 (1 - 0.4 \times 0.0376) = 0.216 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{13.46 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 1.75 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculer}. \text{ (ArtA.4.2.1 [1]).}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1 / 400 = 1.72 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$Condition vérifiée.

On opte pour 3HA10 avec $A = 2.36 \text{ cm}^2$.

• **Calcul de l'armature aux 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 ($b_0 \times h$).

$$M_u = 9.356 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.70 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.136$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B: } \xi_{st} = \xi_{bc} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.136}) = 0.184 \Rightarrow \xi_{st} = 3.5 \times 10^{-3} [(1 - 0.270) / 0.270] = 9.46 \times 10^{-3} > \xi_l = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

Avec :

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

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.184) = 0.204 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{9.356 \times 10^{-3}}{0.238 \times 348} = 1.129 \text{ cm}^2$$

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

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

$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a$Condition vérifiée.

On opte pour 1HA12+1HA10 avec $A = 1.92 \text{ cm}^2$.

• **Calcul de l'armature aux appuis de rive:**

$M_u = 1.921 \text{ KN.m.}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.76 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.028$$

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

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.049}) = 0.0355$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.0355) = 0.2169 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{1.921 \times 10^{-3}}{0.217 \times 348} = 0.266 \text{ cm}^2$$

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

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

$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a$ Condition vérifiée.

On opte pour 1HA8 avec $A = 0.5 \text{ cm}^2$.

Vérifications à ELU :

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \text{ (Art A.5.1.2.1.1 [1]).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}] = 1.16 \text{ MPA}$$

$$V^{\max} = 17.17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{17.17 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.22} = 0.780 \text{ Mpa}$$

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

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

• **Ferraillage transversal :**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

$$\Phi_t \leq \min \{h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L\}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 8mm$).

$$\Phi_t \leq \min \{240/35, 10/10, 8\} = 6.86mm$$

On adopte a un étrier $\Phi 6$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57cm^2$.

• **Espacement S_t :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

$$1). S_t \leq \min (0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 19.8cm$$

$$2). S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)} \quad (III-9) \text{ (Art A.5.1.2.2) [4]}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

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

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.785 - 0.3 \times 2.1)} = 117.67cm$$

$$S_t \leq 117.67cm$$

$$3). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.10 \times 0.4} = 0.57m = 57cm$$

$$S_t = \min (1; 2; 3)$$

Soit $S_t = 15cm$.

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

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$ (Art A.5.3.2 [1])

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) MPa$$

$$\tau_u = \frac{0.265 \times 17.17 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 0.884 \leq \bar{\tau}_u = 3.33Mpa \dots\dots\dots Condition$$

vérifiée.

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

• **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

Appuis de rive :

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$ (Art A.5.1.3.1.2 [1]).

$$A_s = 2.36 + 0.5 = 2.86 \text{ cm}^2$$

$$1.15 \times 17.17 \times 10^{-3} / 400 = 0.49 \text{ cm}^2$$

$A_s > 1.15 \times V_u / f_e$ Condition vérifiée.

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d) \text{ (Art A.5.1.3.2.1 [1])}$$

$$A_s = 2.36 + 1.92 = 4.29 \text{ cm}^2$$

$$1.15 / 400 (17.17 - 9.356 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.22) = 0.25 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d)$ Condition vérifiée.

• **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.6.1.3 [1]).

Avec : $a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 22 = 19.8 \text{ cm}$

$V_u = 0.01717 \text{ MN} < 0.267 \times 0.198 \times 0.10 \times 25 = 0.132 \text{ MN}$ Condition vérifiée.

Vérfications à l'ELS : les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite d'ouverture des fissures.
- ✓ état limite de déformation.

Remarque :

Dans les calculs à L'ELU, on a trouvé $A' = 0$ sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage ou bien de forme (une barre de 8) donc pendant les calculs on prend $A' = 0.50 \text{ cm}^2$.

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ (Art A.4.5.2 [1])}$$

En travée :

Position de l'axe neutre

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

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

$H < 0 \Rightarrow$ calcul de une section T.

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

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

Après résolution de l'équation (1) : $y = 4.39\text{cm}$

Calcul de I:

$$I = 12809.97 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{9.596 \times 10^{-3}}{12809.97 \times 10^{-8}} \times 0.0439 = 3.28 \text{ MPA}$$

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

En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = -6.722 \text{ KN.m : section } (b_0 \times h)$$

Position de l'axe neutre :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b_0}{2} y^2 - 15A_{st}(d - y) = 0.$$

$$5y^2 + 28.5y - 627 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 8.8\text{cm}$

Calcul de I:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{st}(d - y)^2$$

$$I = 19783.33 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6.722 \times 10^{-3}}{19783.33 \times 10^{-8}} \times 0.088 = 2.99 \text{ MPA}$$

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

• **Etat limite de déformation :**

Tout élément fléchit doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{L}{LX} \geq \text{MAX} \left(\frac{3}{80}, \frac{m \cdot t \cdot x}{20 \cdot M0 \cdot x} \right).$$

$$\frac{As}{b \cdot d} \leq \frac{2}{Fe}.$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M_0 : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a : $\frac{h}{L} = \frac{24}{460} = 0.052 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow$ condition vérifié

$\frac{h}{L} = \frac{24}{460} = 0.052 \leq \frac{M_t}{15 \times M_0} = 0.068 \Rightarrow$ condition non vérifié

donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{460}{500} = 0.92cm$$

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

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

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

- **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G'$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

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

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

Remarque :

Les différents moments M_{jser} , M_{gser} et M_{pser} sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements.

- **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$$Y = 0.0438m$$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})}$$

v=8.27 cm

Moment d'inertie de la section homogène I₀ :

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

I₀=30475 cm⁴ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton))

A_s = 2.36 cm²

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011$$

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

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

• Calcul des déformations E_i et E_v :

E_i= 11000 × (f_{c28})^{1/3} Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_i=32456,59MPa.

E_v = 1/3 × E_i Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_v=10818,86MPa.

• Contraintes :

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

• Inerties fictives (I_f) :

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

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

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

• **Evaluation des flèches :**

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 0.182 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.78 = 3.757 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.78 + 1.5) = 4.73 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 2.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 5.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 2.20 \text{ KN.m}$$

$$Y = 0.0438 \text{ m}$$

$$I_0 = 30475 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.011$$

$$\lambda_i = 3,976$$

$$\lambda_v = 1,590$$

$$\sigma_{stj} \text{ (Mpa)} = 55,861$$

$$\sigma_{stg} \text{ (Mpa)} = 115,099$$

$$\sigma_{stp} \text{ (Mpa)} = 45,425$$

$$\mu_j = 0,182 > 0$$

$$\mu_g = 0,477 > 0$$

$$\mu_p = 0,0924 > 0$$

$$If_{ij} \text{ (m}^4\text{)} = 0,000194$$

$$If_{ig} \text{ (m}^4\text{)} = 0,00011$$

$$If_{ip} \text{ (m}^4\text{)} = 0,00024$$

$$If_{vg} \text{ (m}^4\text{)} = 0,00019$$

$$f_{gv} \text{ (mm)} = 5,72962$$

$f_{ji} \text{ (mm)} = 0,90938$

$f_{pi} \text{ (mm)} = 0,58560$

$f_{gi} \text{ (mm)} = 3,14706$

$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 5.72962 - 0.90938 - 0.58560 - 3.14706 = 2.26 \text{ mm.}$

$\Delta f_t = 2.26 \text{ mm} \leq f_{adm} = 9.2 \text{ mm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Tableau III.14. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible :

	$M_t \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	A choisit (cm^2)
travée	9,537	0.022	0.028	0.217	1.304	1.726	3HA10 2.36
appui intermédiaire	5,785	0.013	0.016	0.218	0.760	1.726	1HA12+ 1HA10 1.92
appui de rive	2.67	0.006	0.07	0.219	0.35	0.26	1HA10 0.79

Tableau III.15. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible :

L (m)	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$M_{jser} \text{ (KN.m)}$	$M_{gser} \text{ (KN.m)}$	$M_{pser} \text{ (KN.m)}$	I (cm^4)	$I_0 \text{ (cm}^4\text{)}$
3.8	2.36	1,84	4,09	4,75	8323,04	18516,5
Y (cm)	$I_{fji} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{fgi} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{fpi} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{fgv} \text{ (cm}^4\text{)}$	$\Delta f \text{ (cm)}$	$f_{adm} \text{ (cm)}$
3,91	12486,1	7631,15	7186,36	12213,8	0,43	0,76

Tableau III.16. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse accessible :

	$M_t \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	A choisit (cm^2)
travée	10.226	0.022	0.028	0.217	1.352	1.726	3HA10 2.36
appui intermédiaire	6.091	0.013	0.016	0.218	0.801	1.726	1HA12+1HA10 1.92

appui de rive	1.998	0.006	0.07	0.219	0.26	0.26	1HA10 0.79
----------------------	-------	-------	------	-------	------	------	-----------------------

Tableau III.17.Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse accessible :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
3.5	2.36	1,56	2,67	3,51	8323,04	18517,5
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
3,91	14573	9504	8182	13977	0,23	0,70

Tableau III.18.Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage commercial :

	M _i (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (c m ²)	A _{choisit} (cm ²)
travée	14.799	0.033	0.042	0.216	1.966	1.726	3HA10 2.36
appui intermédiaire	10.978	0.024	0.031	0.217	1.452	1.726	1HA12+1 HA10 1.92
appui de rive	2.28	0.006	0.07	0.219	0.36	0.26	1HA10 0.79

Tableau III.19.Evaluation de la flèche dans le plancher étage commercial :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
3.5	2.36	1,56	2,67	3,23	8323,04	18517,5
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
3,91	14573	8539,8	8182	6626	0,44	0,70

Les conditions de la flèche sont vérifiées dans tous les planchers

Tableau III.20. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles : on a le même ferrailage dans toutes les poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher			

❖ **Ferrailage de la dalle de compression :**

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

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

$5\text{TS6}/\text{ml} = 1.41 \text{cm}^2$ perpendiculaires aux poutrelles $\rightarrow St = 20\text{cm} \leq 20\text{cm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

On choisit :

$3\text{TS6}/\text{ml} = 0.85 \text{cm}^2$ parallèles aux poutrelles $\rightarrow St = 30\text{cm} < 30\text{cm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

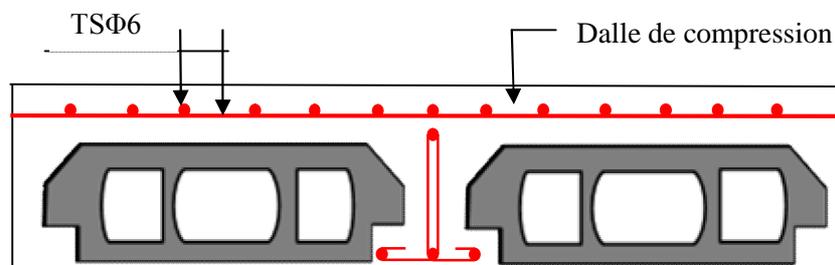


FIG. III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

Tableau III.21.Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+9) plancher terrasse inaccessible (type 1 avec la méthode de Caquot) :

Type1	L (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)	Type1	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)
Travée AB	2.9	4.565	3.338	7.654	-10.953	MA=ME	0	0
Travée BC	3.8	5.676	4.165	11.585	-12.795	MB	-4.784	-3.469
Travée CD	5	12.185	8.922	15.724	-16.356	MC	-7.083	-5.136
Travée DE	4	8.866	6.483	14.998	-10.666	MD	-8.663	-6.281

Tableau III.21.Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+9) plancher terrasse inaccessible (type 2 avec la méthode de Caquot) :

Type2	L (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)	Type2	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)
Travée AB	1,6	0,62	0,456	2,926	-8,119	MA=ME	0	0
Travée BC	3,8	6,534	4,77	12,147	-14,084	MB	-4,154	-2,989
Travée CD	5	12,873	9,382	16,908	-17,607	MC	-7,834	-5,636
Travée DE	4	9,431	6,86	16,201	-11,411	MD	-9,581	-6,893

Tableau III.22.Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+9) plancher terrasse accessible (type 3 avec la méthode forfaitaire) :

Type3	L (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)	Type3	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)
Travée AB	5	16,362	11,863	17,2575	-19,846	MA=ME	0	0
Travée BC	4	8,687	6,299	15,8769	-13,806	MB	-12,943	-9,385

Tableau III.23.Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+9) plancher terrasse accessible (type 4 avec la méthode de Caquot) :

Type4	L (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)	Type4	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)
Travée AB	2.25	3,289	2,395	6,738	-10,519	MA=ME	0	0
Travée BC	3.8	6,228	4,551	12,298	-13,934	MB	-4,726	-3,4
Travée CD	5	12,873	9,382	16,908	-17,607	MC	-7,834	-5,636

Travée DE	4	9,431	6,86	16,201	-11,411	MD	-9,581	-6,893
------------------	---	-------	------	--------	---------	----	--------	--------

Tableau III.24.Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+9) plancher habitation (type 1 avec la méthode de Caquot) :

Type1	L (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)	Type1	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)
Travée AB	2.9	4,582	3,33	7,738	-11,211	MA=ME	0	0
Travée BC	3.8	5,58	4,077	11,778	-13,051	MB	-5,035	-3,617
Travée CD	5	12,141	8,84	16,002	-16,668	MC	-7,455	-5,356
Travée DE	4	8,907	6,472	15,348	-10,789	MD	-9,118	-6,551

Tableau III.25.Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+9) plancher habitation (type 3 avec la méthode forfaitaire) :

Type3	L (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)	Type3	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)
Travée AB	5	15,555	11,265	16,335	-18,785	MA=ME	0	0
Travée BC	4	8,245	5,971	15,028	-13,068	MB	-12,251	-8,873

Tableau III.26.Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+9) plancher habitation (type 4 avec la méthode de Caquot) :

Type4	L (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)	Type4	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)
Travée AB	2.25	2,609	1,889	7,350	-8,085	MA=ME	0	0
Travée BC	3.8	6,261	4,534	13,656	-12,414	MB	-5,897	-4,271
Travée CD	5	12,492	9,047	16,335	-17,968	MC	-8,168	-5,915
Travée DE	4	8,771	6,352	14,374	-13,068	MD	-10,21	-7,394

Tableau III.27.Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+9) plancher commercial (type 1 avec la méthode de Caquot) :

Type1	L (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)	Type1	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)
Travée AB	2.9	7,424	5,229	14,423	-15,865	MA=ME	0	0
Travée BC	3.8	10,227	7,204	20,789	-18,899	MB	-8,977	-6,324
Travée CD	5	21,423	15,091	24,867	-27,354	MC	-12,434	-8,759
Travée DE	4	14,892	10,49	21,883	-19,894	MD	-15,542	-10,949

Tableau III.28.Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+9) plancher commerciale (type 3 avec la méthode forfaitaire) :

Type3	L (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)	Type3	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)
Travée AB	5	26,086	18,376	24,867	-28,597	MA=ME	0	0
Travée BC	4	13,338	9,396	22,878	-19,894	MB	-18,65	-13,138

Tableau III.29.Sollicitations à l'ELU et a l'ELS des poutrelles du (R+9) plancher commercial (type 4avec la méthode de Caquot) :

Type4	L (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)	Type4	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)
Travée AB	2.25	4,215	2,969	11,190	-12,309	MA=ME	0	0
Travée BC	3.8	10,227	7,204	20,789	-18,8993	MB	-8,977	-6,324
Travée CD	5	21,423	15,091	24,867	-27,354	MC	-12,434	-8,759
Travée DE	4	14,892	10,49	21,883	-19,894	MD	-15,542	-10,949

Tableau III.30.Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible (R+9) :

	M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
travée	12.87	0.028	0.036	0.216	1.70	1.72	3HA10 2.36
appui inter	9.581	0.219	0.312	0.157	1.35	0.36	1HA12+ 1HA10 1.92

appui de rive	2.96	0.057	0.073	0.174	0.34	0.36	1HA8 0.50
----------------------	------	-------	-------	-------	------	------	----------------------------

Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible :

Avec $A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 \rightarrow \Delta f (\text{cm}) = 0.23 \leq f_{adm} (\text{cm}) = 0.8 \rightarrow$ condition vérifiée

Tableau III.31. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse accessible(R+9) :

	$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{choisit} (\text{cm}^2)$
travée	16.36	0.028	0.046	0.215	2.17	1.72	3HA10 2.36
appui inter	12.94	0.188	0.263	0.196	1.89	0.36	1HA12+1HA10 1.92
appui de rive	4.07	0.057	0.073	0.174	0.63	0.36	1HA10 0.79

Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse accessible :

Pour le ferrailage choisit ($A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2$) au niveau des poutrelles terrasse accessible ne vérifie pas la flèche, alors on augmente la section des aciers $\begin{cases} A_{st} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2 \\ A_a = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Avec $A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2 \rightarrow \Delta f (\text{cm}) = 0.68 \leq f_{adm} (\text{cm}) = 1 \rightarrow$ condition vérifiée

Tableau III.32. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage habitation(R+9) :

	$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{choisit} (\text{cm}^2)$
travée	15.55	0.034	0.044	0.216	2.06	1.72	3HA10 2.36
appui inter	12.25	0.182	0.254	0.197	1.82	0.36	1HA12+1HA10 1.92
appui de rive	4.71	0.068	0.088	0.212	0.64	0.36	1HA10 0.79

Evaluation de la flèche dans le plancher étage habitation :

Pour le ferrailage choisit ($A_{st}=2.36 \text{ cm}^2$) au niveau des poutrelles étage habitation ne vérifie pas la flèche, alors on augmente la section des aciers $\left\{ A_{st} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2 \right.$

Avec $A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2 \rightarrow \Delta f (\text{cm}) = 0.68 \leq f_{adm} (\text{cm}) = 1 \rightarrow$ condition vérifiée

Tableau III.33. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage commercial(R+9) :

	$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z (\text{m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{choisit} (\text{cm}^2)$
travée	26.086	0.058	0.075	0.213	3.51	1.72	3HA14 4.62
appui inter	18.650	0.272	0.405	0.184	2.91	0.36	2HA14 3.08
appui de rive	7.170	0.104	0.138	0.207	0.99	0.36	1HA12 1.13

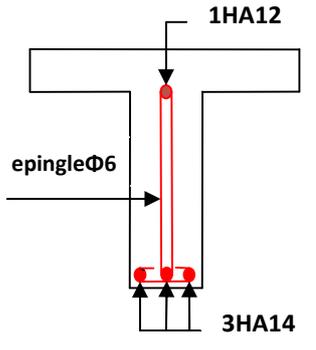
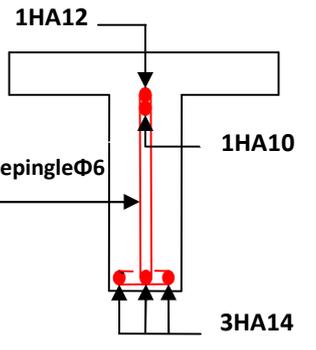
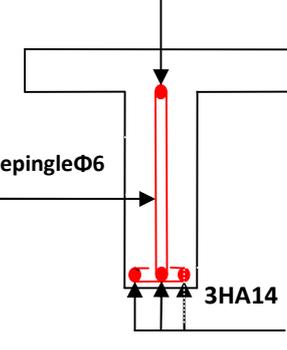
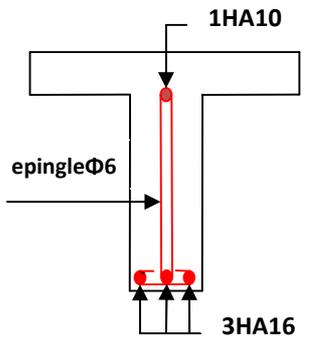
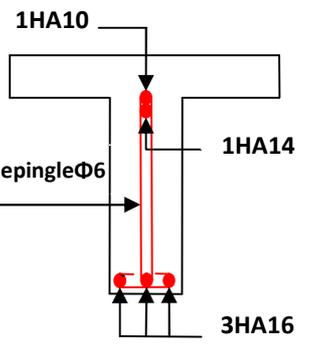
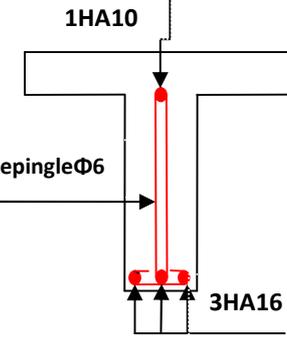
Evaluation de la flèche dans le plancher étage commercial :

Avec $A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2 \rightarrow \Delta f (\text{cm}) = 1.18 \geq f_{adm}(\text{cm}) = 1 \rightarrow$ condition non vérifiée

Alors on augmente la section des aciers $\left\{ A_{st} = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2 \right.$

Tableau III.34. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles(R+9) :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher terrasse inaccessible			

<p>Plancher terrasse accessible Et habitation</p>			
<p>Plancher étage commercial</p>			

❖ **Ferraillage de la dalle de compression :**

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

• **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

• **Armatures parallèles aux poutrelles :**

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

$5\text{TS6/ml} = 1.41 \text{cm}^2$ perpendiculaires aux poutrelles $\rightarrow St = 20 \text{cm} \leq 20 \text{cm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

On choisit :

$3\text{TS6/ml} = 0.85 \text{cm}^2$ parallèles aux poutrelles $\rightarrow St = 30 \text{cm} < 30 \text{cm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

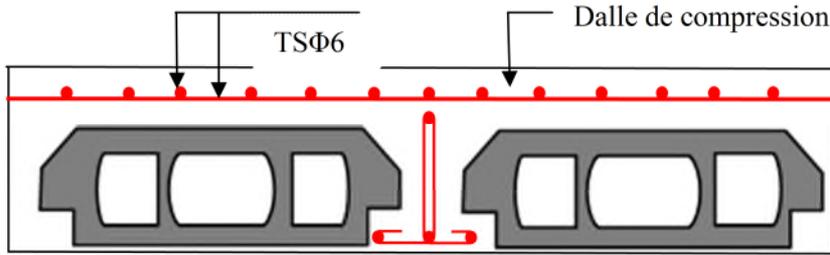


FIG. III.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.
III.2. Dalles pleines :

III.2.1. Introduction :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

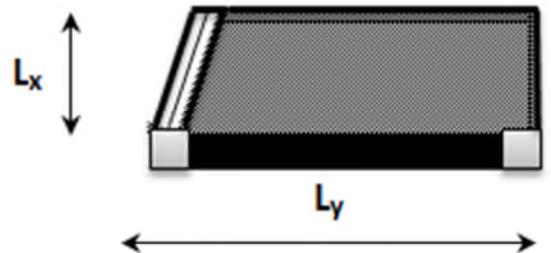
Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 14 cm et qu'ils sont définis en deux type :

1. Dalle sur un seul appui.
2. Dalle sur deux appuis.
3. Dalle sur trois appuis.

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.



A). 1^{er} Type de Balcon : C'est un balcon de type console (dalle sur un seul appui),

On a : $L_x = 1.20\text{m}$,

$L_y = 3.80\text{ m}$.

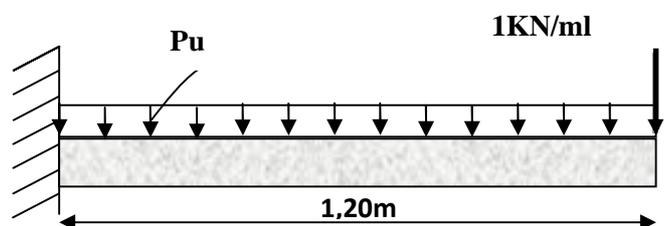
Ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple.

Soit :

$G = 4.98\text{ KN/m}^2$

$Q = 3.5\text{ KN/m}^2$

$q = 1\text{ KN/ml}$



• **Calcul des sollicitations :**

A l'ELU :

$P_u = (1,35 G + 1.5 Q)$

$$P_u = (1.35 \times 4.98 + 1.5 \times 3.5) = 11,97 \text{ KN/m}$$

$$M_u = [(11,97 \times 1.20^2)/2] + 1,35 \times 1 \times 1.20 = 10,24 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (10,24 \times 1.20) + 1 \times 1,35 = 13.64 \text{ KN}$$

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{10.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 0.05, \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.064 ; Z = 0.117 \text{ m}$$

$$A_s = (10.24 \times 10^{-3} / 0.117 \times 348) = 2.52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times b_0 \times f_{t28} / f_e = 1.4 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{min} < A_s$$

Donc on adopte $A_t = 2.52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

On choisit 4HA10/ml = $3.14 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

• **Les armatures de répartition :**

$$A_y = (A_t / 3) = (3.14 / 3) = 1,05 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit 3HA8/ml = $1,51 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.35. Résultats de ferrailage du 1^{er} type de dalle :

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée(cm ²)	A_{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
10.24	0.052	0.064	0.116	2.518	1.4	4HA10/ml = 3.14

• **Vérification de l'espacement :**

$$S_t \leq \min(2,5h, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(2.5 \times 14, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

On a choisi 4HT10, soit $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$ donc c'est vérifiée.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13,64 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,1364 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A l'ELS :

$$P_s = (G + Q)$$

$$P_s = (4.98 + 3.5) = 8,48 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(8,48 \times 1,2^2)/2] + 1 \times 1,2 = 7,30 \text{ KN. m}$$

• Vérification de σ_{bc} :

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 3,14) y - (15 \times 3,14 \times 12) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 471 = 0$$

$$y = 2,9 \text{ cm}$$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2$

$$I = \frac{100}{3} \times 2,9^3 + 15 \times 3,14 (10 - 2,9)^2$$

$$I = 4713,1 \text{ cm}^4$$

• Calcul de σ_{bc} : FN

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = (7,3 \times 10^{-3} \times 0,029) / (4713,1 \times 10^{-8}) = 4,49 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{pas de risque de fissuration du béton .}$$

• Vérification de σ_{st} :

$$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d_x - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 7,3 \times 10^{-3} \times (0,12 - 0,029)] / [4713,1 \times 10^{-8}] = 211,42 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration}$$

nuisible

Avec : $\eta = 1,6$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers.}$

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1] \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\beta = \frac{7,3 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1^2 \times 201,63} = 3,62 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0,34$

$$A_{st} = 4,08 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

La flèche :

$$\frac{ht}{l} = \frac{0.14}{1.3} = 0.107 > \max \left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right] > 0.05 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0062 > \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Tableau III.36.Vérification de la flèche :

	L (m)	b (m)	h (m)	A_{st} (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)
x	1.2	1.00	0.14	4.52	25	2.52	3.58	2.52	0.29	4.8

La vérification de flèche totale est satisfaisante

• Ferrailage :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ A_{st}^y = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}. \end{array} \right.$$

$S_t = 25 \text{ cm}$

• Schéma de ferrailage :

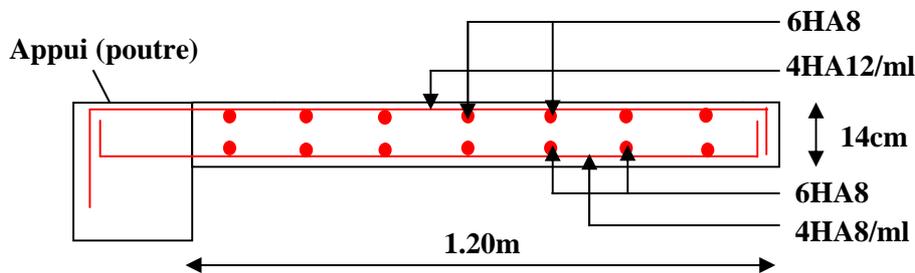


Figure.III.7.schéma de ferrailage dalle sur un seul appuis

B).2^{ème} type : dalle sur deux appuis:

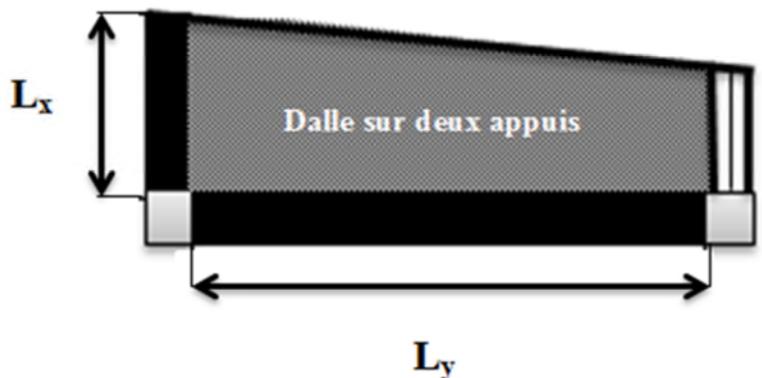
$L_x = 1.3 \text{ m}$.

$L_y = 3.1 \text{ m}$.

$G = 4.98 \text{ KN/m}^2$

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = 1.35 \times 4.98 + 1.5 \times 3.5 = 11.97 \text{ KN.m}$



$$L_x=1.3$$

$$L_y=3.1\text{m}$$

$$\rho=0.42$$

Evaluation des charges :

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

- **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2)$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$U_x=0.105$$

$$U_y=0.2500$$

$$M_x=2.05_{\text{n.m}}$$

$$M_y=0.51_{\text{k.n.m}}$$

Calcul des moments réels :**En travées :**

$$M_t^x=0.85 M_x=1.742\text{KN.m.}$$

$$M_t^y=0.85 M_y=0.4\text{KN.m.}$$

En appuis :

$$M_a^x=M_a^y= -0.5 M_x= -1.025\text{KN.m.}$$

- **Le ferrailage :**

En travée :**Sens x-x :**

$$\mu_{bu} = 0.013 \Rightarrow A_s = 0.535\text{cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition non fragilité :**

$$\rho = 0.42 > 0.4$$

$$e = 12c_m$$

$\rho_0=0.0008$pour f_cE400

$A_x^{min}=0.0008/2(3-\rho_0)x100xe$

$A_x^{min}=0.0008/2(3-0.42)x100x12=1.23cm^2$

Soit : $A_s=A_{min}=3HA8/ML :=1.51cm^2$

Sens y-y :

$\mu= 0.00326 \Rightarrow A_s= 0.1331cm^2 /ml$

• **Condition non fragilité :**

$\rho = 0.49 > 0.4$

$e = 12cm$

$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e$

$\rho_0 = 0.0008$pour $FeE400$

$A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0,96cm^2$.

Soit : $A_s=A_{min}= 3HA8/ml=1.51 cm^2/ml$.

• **Calcul de l'espacement :**

La fissuration est nuisible.

Sens x-x: $S_t= (100/3) =33cm$.

Sens y-y: $S_t= (100/3) =33cm$.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.37.Résultats de ferrailage du 2^{eme} type de dalle :

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)

X	1.742	0.013	0.0164	0.099	0.535	1.23	1,51=3HA8	33
Y	0.433	0.0032	0.00408	0.099	0.133	0.96	1,51=3HA8	33
En appui								
X et Y	1.025	0.0015	0,0019	0,099	0,25	1.23	1,51=3HA8	33

• **Vérifications :**

A l'ELU :

• **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{11.97 \times 1.3}{2} \times \frac{3.1^4}{3.1^4 + 1.3^4} = 7.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.54 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.075 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.075 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A l'ELS :

$$P_s = G + Q = 8.48$$

$$U_x = 0.1098$$

$$U_y = 0.300$$

$$M_{SER}^{Tx} = 1.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{SER}^{Ty} = 0.47 \text{ KN.m}$$

• **La vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Calcul de y :

$$Y = bx^2/2 + (15x \times AxY) - (15x \times Axd)$$

$$Y = 1.91m$$

$$I = bx^3/3 + 15X(d-y)^2$$

$$I = 1714cm^4$$

$$\sigma_{bc} (Mpa) = (1.57 \times 10^{-3} / 1714 \times 10^{-8}) \times 0.019$$

$$\sigma_{bc} (Mpa) = 1.74Mpa < \sigma'_{bc} = 15(Mpa)$$

La contrainte dans l'acier :

Fissuration très nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63MPa.$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

$$\sigma = (15 \times 1.57 \times 10^{-3} / 1714 \times 10^{-8}) \times 0.081 = 111.3Mpa$$

$$\sigma_s = 111.3 < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• La flèche :

$$h_t/l = 0.14/1.3 = 0.1 > \max[3/80, 2.561/20 \times 3.014] = 0.042 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,00151 > \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition n'est pas vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

• Tableau III.38. Vérification de la flèche :

	L (m)	b (m)	h (m)	As _t (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	M _{js_{er}} (KN.m)	M _{gs_{er}} (KN.m)	M _{ps_{er}} (KN.m)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
x	1.3	1.00	0.14	1.51	25	0.547	0.778	1.325	0.49	2.6
y	3.1	1.00	0.14	1.51	25	0.136	0.194	0.331	0.69	6.2

D'après le tableau la flèche est vérifiée.

• Ferrailage :

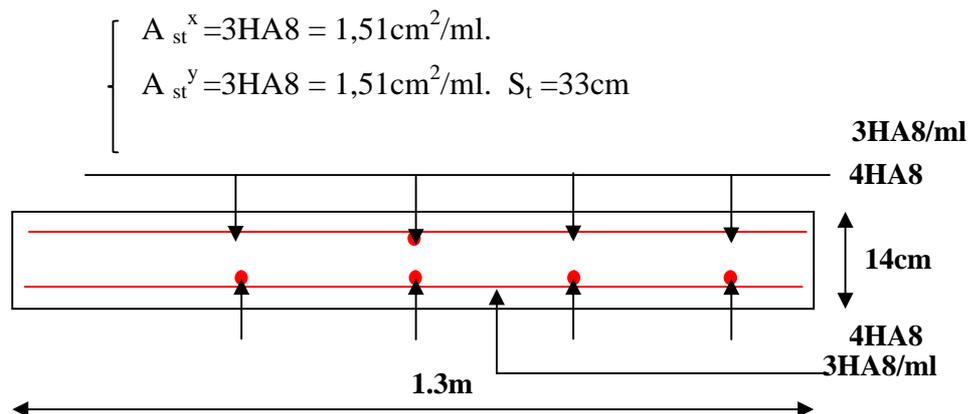


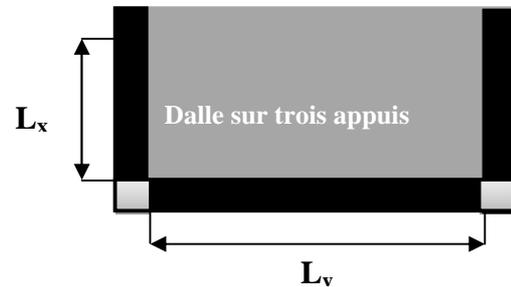
Figure.III.8.schéma de ferrailage dalle sur deux appuis.

C).3^{ème} type Dalle sur trois appuis :

on se contentera d'étudier la dalle qui est la plus défavorable, et on adopte le même ferrailage pour l'autre type :

$$L_x=150\text{cm}; L_y=330\text{ cm}$$

$$\rho = \frac{150}{330} = 0.45 \geq 0.4$$



La dalle travail selon deux sens l_x et l_y

Evaluation des charges

$$G = 4.98 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \text{On aura donc :}$$

$$Q = 3.50 \text{KN} / \text{m}^2$$

A l'ELU : $P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.19 \text{KN} / \text{m}^2$ et à l'ELS : $P_S = G + Q = 8.48 \text{KN} / \text{m}^2$ alors :

$$\begin{cases} M_{ox} = \frac{P \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times P \times L_x^3}{3} \\ M_{oy} = \frac{P \times L_x^3}{6} \end{cases}$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\begin{cases} M_{ox} = 17.33 \text{KN.m} \\ M_{oy} = 6.67 \text{KN.m} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 17.33 = 14.73 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 6.67 = 5.67 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{et } M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.3 \times M_{ox} = -5.19 \text{KN.m} \\ -0.3 \times M_{oy} = -5.19 \text{KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant

$$V_{\max} = V_{ux} = \left(\frac{Pu \times lx}{3} \right) = 5.6 \text{KN}$$

Les résultats calculés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.39.les sollicitations calculées

Combinaison	P (KN/M ²)	Les moments en KN.m				
		M ₀ ^X	M ₀ ^Y	M _T ^X	M _T ^Y	M _A
ELU	11.19	17.33	6.67	23.48	5.67	-5.20
ELS	8.48	12.27	4.72	14.73	4.01	-3.68

Ferraillage à l’ELU

Les autres résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.40.Ferraillage de la dalle pleine sur trois appuis

sens	M (KN.M)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /m)	A _{adop} (cm ² /ml)
x	23.48	0.722	0.04	0.097	4.551	5T12=5.65
y	5.67	0.278	0.417	0.100	1.629	4T8=2.01
En appuis	5.20	0.255	0.375	0.102	1.466	4T8=2.01

Espacement (S_t)

Conformément au RPA l’espacement doit vérifier la condition suivant:

Armature // à Lx S_t ≤ min (3e, 33cm) = 33cm. Pour notre cas S_t=20cm.

Armature // à Ly S_t ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm. Pour notre cas S_t=30cm.

Vérification à l’ELU

Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.056 MPa$$

$$\tau_u = 0.056 MPa < \tau_{adm} = 0.1 \times f_{c28} = 2.5 MPa$$

Vérification à l’ELS

Etat limite d’ouvertures de fissures

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

Etat limite de compression du béton

On a $M_t^x=14.73$, $M_t^y=4.01$, $M_a=3.68$

Tableau III.41. Vérification des contraintes :

Localisation	sens	M (KN.m)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$
Travée	x-x	14.73	43406	6.8	1.62	15	Vérifier
	y-y	4.01	266587	5.2	0.078	15	
Appuis	x-x	3.68	10359	9.5	3.375	15	

Etat limite de déformation

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\frac{M_{ox}'}{10 \times M_o} = 0.084 < \frac{h}{L} = 0.093 \quad \text{Vérifier}$$

$$\frac{A_x'}{b \times d} = 0.0056 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Vérifier}$$

Schémas de ferrailage

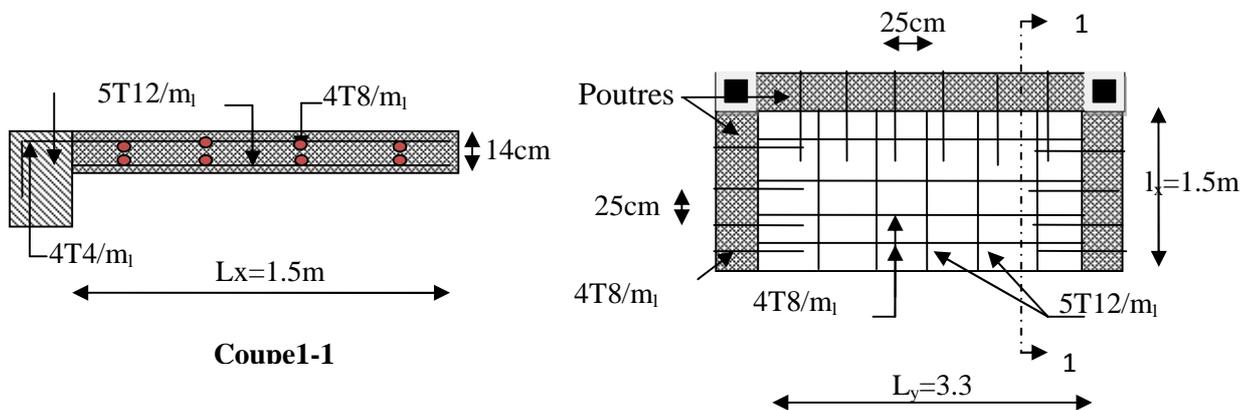
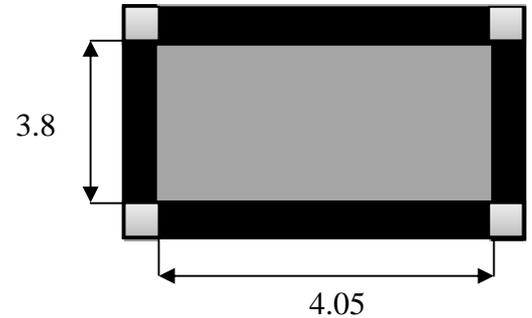


Fig.III.9. Schéma de ferrailage dalle sur trois appuis

D).4^{ème} type Dalle sur quatre appuis avec ouverture(R+9) :

$$\rho = \frac{380}{405} = 0.94 \geq 0.4$$

La dalle travail selon deux sens l_x et l_y



a.1) Evaluation des charges

$$G = 4.98KN/m^2$$

$$Q = 3.50KN/m^2$$

On aura donc :

A l'ELU : $P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.19KN/m^2$ et à l'ELS : $P_S = G + Q = 8.48KN/m^2$ alors :

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

$$\text{à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases} \quad \text{à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases}$$

Calcul de Mx_0 et My_0

$$\left. \begin{aligned} M_{0u}^x &= \mu_x \times pu \times l_x^2 = 7.24KN.m/ml \\ M_{0u}^y &= \mu_y \times M_0^x = 6.27KN.m/ml \\ M_{0ser}^x &= \mu_x \times ps \times l_x^2 = 6.01KN.m/ml \\ M_{0ser}^y &= \mu_y \times M_0^x = 5.45KN.m/ml \end{aligned} \right\}$$

• Calcul des moments compte tenu de l'encastrement

- En travée

$$M_u^x = 0.75M_{0u}^x = 5.43KN.m/ml$$

$$M_u^y = 0.75M_{0u}^y = 4.70KN.m/ml$$

$$M_{ser}^x = 0.75M_{0ser}^x = 4.51KN.m/ml$$

$$M_{ser}^y = 0.75M_{0ser}^y = 4.09KN.m/ml$$

- En appuis

$$M_u^x = M_u^y = -0.5M_{0u}^x = -3.62KN.m/ml$$

$$M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5M_{0ser}^x = -3.01KN.m/ml$$

• Ferrailage :

Le tableau suivant résume le calcul des armatures en travées et en appuis dans les deux sens :

Tableau III.42. Ferrailage de la dalle pleine sur quatre appuis :

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculée} cm^2$	$A_{min}(cm)$	$A_{adoptée} (cm^2/ml)$	St (cm)
X	5.43	0.030 3	0.038	0.118	1.322	1.15	1,51=3HA8	33
Y	4.70	0.026	0.033	0.118	1.143	1.12	1,51=3HA8	33
En appui								
X et Y	3.62	0.020	0.025	0.119	0.877	1.23	1,51=3HA8	33

Vérification des espacements

Sens x : $S_t = 25cm \leq \min(3.e; 33cm) = 33cm$ condition vérifiée

Sens y : $S_t = 33cm \leq \min(4.e; 45cm) = 45cm$ condition vérifiée

Sens x : $S_t = 25cm \leq \min(3.e; 33cm) = 33cm$ condition vérifiée

Vérification des armatures secondaires

En travée : $A_t^y = 1.51cm^2 > \frac{A_x}{4} = \frac{1.51}{4} = 0.37cm^2$ vérifier

Vérification de l'effort tranchant

$$V_{uy} = \frac{q_u \times ly}{2} \times \frac{lx^4}{lx^4 + ly^4}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times lx}{2} \times \frac{ly^4}{lx^4 + ly^4}$$

$$V_y = 16.50 KN, \quad V_x = 15.17 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{16.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14 \times 0.9} = 0,131MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 1.16MPa$$

$$\tau_{ux} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Vérification des contraintes :

Comme notre dalle se situe à l'intérieur, on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

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

$$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

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

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul

Tableau III.43.Vérification des contraintes:

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	remarque
Selon x-x	5.43	3.7	7526.1	2.242	13.2	Vérifiée
Selon y-y	4.70	3.7	7526.1	2.036	13.2	Vérifiée
appui	3.62	3.2	5657.2	1.710	13.2	Vérifiée

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

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

Sens x-x :

$$\frac{e}{Lx} \geq \max \left[\frac{3}{80} \cdot \frac{Mt}{20 Mo} \right]$$

$$As \leq \frac{2 \times b \times d}{Fe}$$

avec b=1m

$$\frac{14}{150} = 0.093 \geq \max[0.0375 \cdot 0.0375] \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$As = 1.51 \times 10E - 4 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.1}{400} = 0.0005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

La deux condition sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas recommandé.

Sens y-y :

$$\frac{e}{Ly} \geq \max \left[\frac{3}{80} \cdot \frac{M_t^y}{20 M_0^y} \right]$$

$$As \leq \frac{2 \times b \times d}{Fe} \text{ avec } b=1m$$

$$\frac{14}{150} = 0.093 \geq \max[0.0375 \cdot 0.0375] \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$A_s = 1.51 \times 10E - 4 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.1}{400} = 0.0005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

La deux condition sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas recommandé.

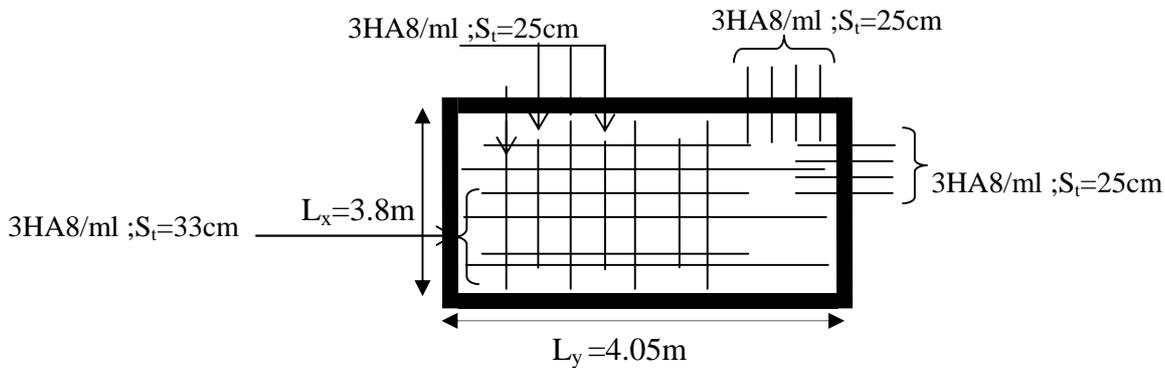


Fig III.10 : Schéma de ferrailage Dalle pleine sur quatre appuis

III.3. L'ascenseur :

III.3.1.Définition:

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 6 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $B_s = 1,50 \text{ m}$
- $T_s = 2.10 \text{ m}$
- $H_k = 2,20 \text{ m}$
- $P_M = 1500 \text{ daN}$
- $D_M = 4300 \text{ daN}$
- $F_c = 5000 \text{ daN}$
- $v = 0,63 \text{ m/s}$

Avec : B_s , T_s , H_k sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

F_c : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

P_M : Charge due à la dalle des machines.

D_M : charge due à l'ascenseur.

Le poids propre de l'ascenseur est de 500 kg

$$P = P_M + D_M + 500 = 1500 + 4300 + 500 = 6300 daN$$

III.3.2. Etude de la dalle pleine du local machinerie :

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminé sont épaisseur on a :

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

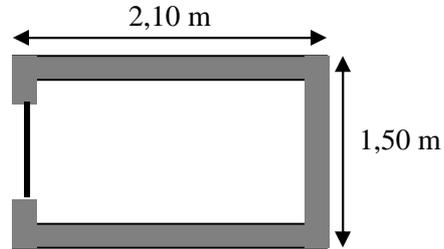


Fig. III.11. Cage d'ascenseur.

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de **h=15 cm**.

On doit calculer la surface d'impact U×V

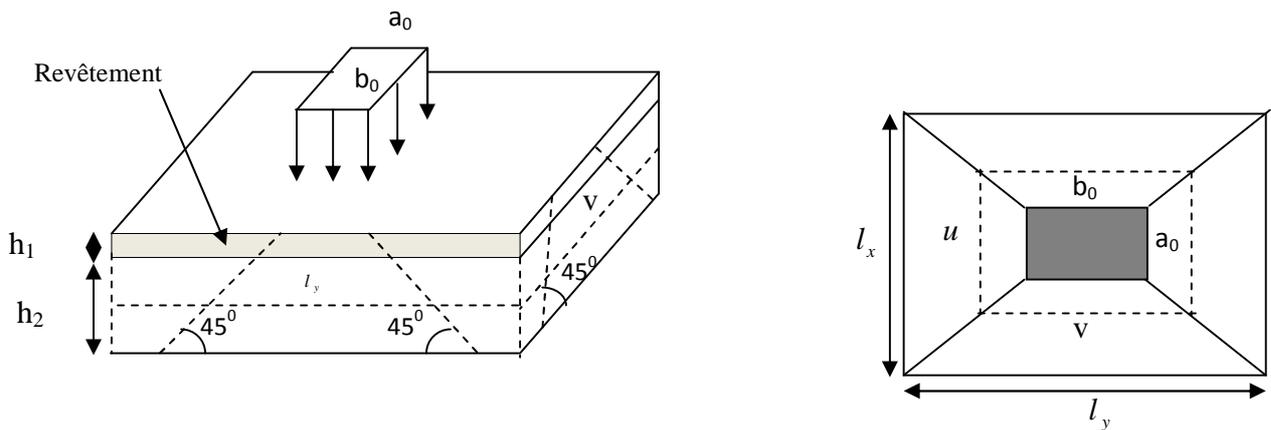


Fig. III.12. représentant de la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions // } \dot{\alpha} l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions // } \dot{\alpha} l_y \end{cases}$$

Avec : $a_0 \times b_0$ surface de charge = $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

h_1 : Espacement du revêtement (5cm)

ε_r : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\varepsilon_r=1$)

$$\begin{cases} U = 110 \text{ cm} \\ V = 110 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} l_x = 150 \text{ cm} \\ l_y = 210 \text{ cm} \end{cases}$$

Evaluation des moments sous charge concentrée :

a) M_{x1} et M_{y1} du système :

M_{x1}, M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le **BAEL91** :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

Avec : ν est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2).

M^1 et M^2 : données par l'abaque de PIGEAUD..... [ANNEXEIII]

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,71 \quad \frac{U}{l_x} = 0,73 \quad \frac{V}{l_y} = 0,52$$

D'où : $M^1 = 0,173$

$M^2 = 0,087$

$$q_u = 1,35 \times P \rightarrow q_u = 85,05 \text{ KN (avec } P = 63 \text{ KN)}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 \times q_u \rightarrow M_{x1} = 14.71 \text{ KN.m / ml.} \\ M_{y1} = M_2 \times q_u \rightarrow M_{y1} = 7.40 \text{ KN.m / ml.} \end{cases}$$

b) M_{x2} et M_{y2} du système :

M_{x2}, M_{y2} sont dus aux poids propre et la charge d'exploitations d'entretien.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\rho=0.71 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0671 \\ \mu_y = 0,4471 \end{cases} \dots\dots\dots \text{ [Annexe II]}$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm)

$$G^2 = 6,65 \text{ KN/m}^2 .$$

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

$$\Rightarrow q^u = 1,35 \times 6,65 + 1,5 \times 1 = 10,47 \text{ KN/ml.zz}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0671 \times 10,47 \times (1,5)^2 = 1,58 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,4471 \times 1,58 = 0,706 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14,71 + 1,58 = 16,3 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,71 + 0,706 = 8,41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ferraillage :

Le ferraillage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de h=15cm (d^x =13cm ; d^y =11.8cm)

$$M^{tx} = 0,85 \times M^x = 13,85 \text{ KN.m}$$

$$M^{ty} = 0,85 \times M^y = 7,14 \text{ KN.m}$$

$$M^{ax} = 0,4 \times M^x = 5,54 \text{ KN.m}$$

$$M^{ay} = M_{ax} = 5,54 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.44.Ferraillage de la dalle pleine du local machinerie :

Sens	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A ^t _{calculée} (cm ² /ml)	A ^t _{adoptée} (cm ² /ml)	A ^a _{calculée} (cm ² /ml)	A ^a _{adoptée} (cm ² /ml)

X-X	13,85	5,54	3,15	3T12=3.39	1,56	4T8=2,01
Y-Y	7,14	5,54	1,77	4T8=2,01	1,56	4T8=2,01

Vérifications :

- **Condition de non fragilité :**

$$h > 12 \Rightarrow A_{\min}^x = 0.80\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_x^{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \leq A_s = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.71 > 0.4$$

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

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \leq A_s$$

- **Vérification au poinçonnement :**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : La charge de calcul à l'état ultime

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (110 + 110) = 440 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{aligned} Q_u &= 84,78 \text{ KN} \\ \frac{0,045 \times 4,4 \times 0,2 \times 25 \times 10^3}{1,5} &= 990 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$T^u = T^v = \frac{q_u}{3 \times u} = 25,69 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{25,069 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,067 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} = 0,125 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul à l'ELS :

Moment engendré par le système de levage :

$$Q^{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q_{ser} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 8,82 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 7,27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q^{ser} = 6,65 + 1 = 7,65 \text{ KN}$$

$$\mu_x = 0,0731 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0,5940 \text{ KN.m}$$

$$M^{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 1,26 \text{ KN.m.}$$

$$M^{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,75 \text{ KN.m.}$$

La Superposition des Moments:

$$M^x = 10,08 \text{ KN.m}$$

$$M^y = 8,02 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$M^{tx} = 8,57 \text{ KN.m} \quad M^{ax} = 4,03 \text{ KN.m}$$

$$M^{ty} = 6,81 \text{ KN.m} \quad M^{ay} = 4,03 \text{ KN.m}$$

$$\text{On vérifie } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

(On prend $M' = 8,57 \text{ KN.m}$)

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0 \rightarrow y = 3,16 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15A_s (d - y)^2 = 5747,92 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 4,71 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$F.N \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 220,06 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **La flèche :**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{15}{150} = 0.10 > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right] = \max\left[\frac{3}{80}; \frac{8.57}{20 \times 10.08}\right] = 0.042 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.39}{100 \times 13} = 0.0026 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Schéma de ferrailage :**

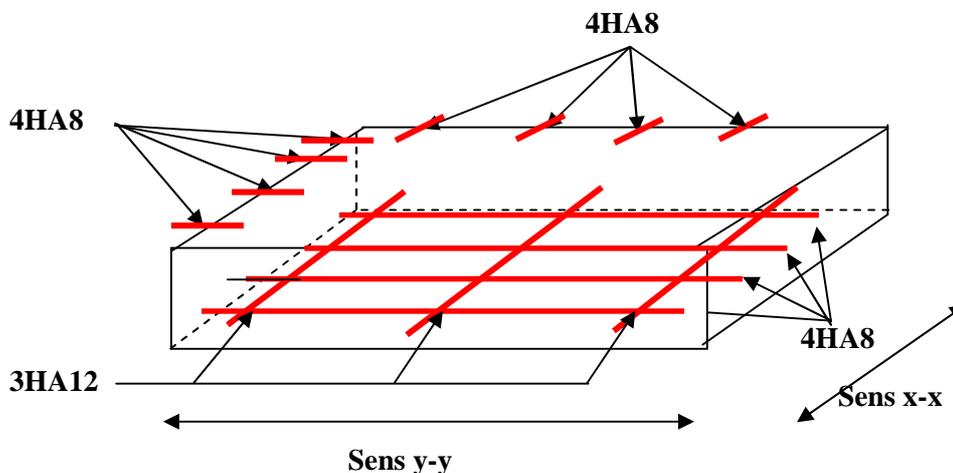


Fig. III.13. Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie.

Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :

Les dimensions sont les mêmes (210×150 et h=15cm)

- poids propre de la dalle et de revêtement : $G_1 = 6,65 \text{ KN/m}^2$.
- poids propre de l'ascenseur : $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{1,5 \times 2,1} \rightarrow G_2 = 15,85 \text{ KN/m}^2$
- $G_{total} = G_1 + G_2 \rightarrow G_{total} = 22,5 \text{ KN/m}^2$.
- $P_{total} = 1,35 \times G_{total} \rightarrow P_{total} = 30,37 \text{ KN/m}^2$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,71 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Evaluation des moments à l'ELU :

$$M^{x2} = \mu_x \times P_{total} \times l_x^2 \Rightarrow M^{x2} = 4,58 \text{ KN.m.}$$

$$M^{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M^{y2} = 2,05 \text{ KN.m.}$$

$$M^{tx} = 0,85 \times M^x = 3,9 \text{ KN.m}$$

$$M^{ty} = 0,85 \times M^y = 1,74 \text{ KN.m}$$

$$M^{ax} = 0,4 \times M^x = 1,83 \text{ KN.m}$$

$$M^{ay} = M_{ax} = 1,83 \text{ KN.m.}$$

Ferraillage :

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau :

Tableau III.45. Ferraillage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :

Moment (KN.m)	μ_{bc}	A calcul (cm ² /ml)	A adoptés (cm ² /ml)
M _{tx}	0,0163	0,87	4HA8
M _{ty}	0,0083	0,41	3HA8
M _{ax}	0,0076	0,406	4HA8

M_{ay}	0,0076	0,406	4HA8
----------	--------	-------	------

• **Condition de non fragilité :**

$$h > 12 \Rightarrow A_{\min} = 0.8\% \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h$$

$A_x^{\min} = 1,82 \text{ cm}^2$ et $A = 2,01 \text{ cm}^2$ (dans tous les cas)Condition vérifiée.

$$\rho = 0.71 > 0.4$$

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

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \geq A_s$$

Calcul à l'ELS : ($\nu = 0,2$)

$$P = 22.5 \text{ KN/m}^2$$

$$M^x = 3,7 \text{ KN.m}$$

$$M^y = 2,2 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \text{ (On prend } M = 3,7 \text{ KN.m)}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0 \rightarrow y = 2,51 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15A_s (d - y)^2 = 3844,81 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2,41 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **La flèche :**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{15}{150} = 0.10 > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] = \max \left[\frac{3}{80}; \frac{3.70}{20 \times 4.35} \right] = 0.042 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0016 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage:

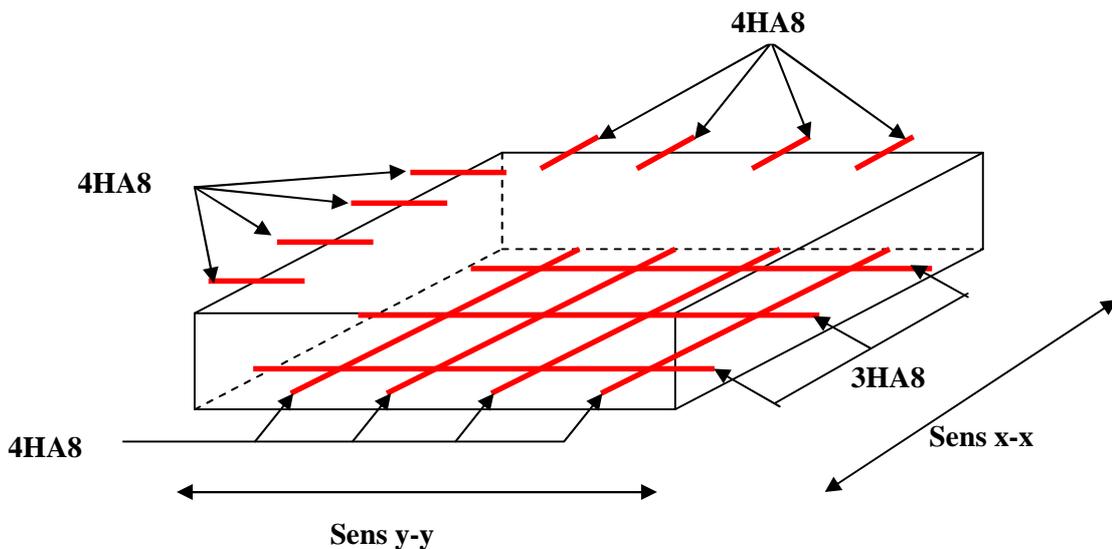


Fig. III.14. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.

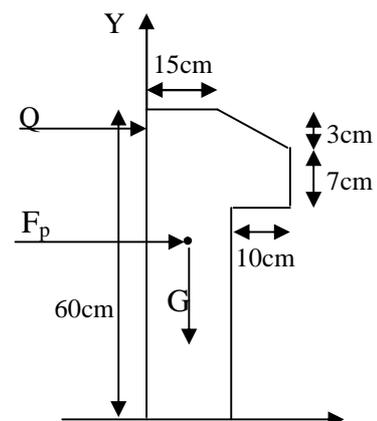
III.4. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encastrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

hypothèses de calcul :

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.



✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

Evaluation des charges et surcharges :

$$S_{acr} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0,0985 \text{ m.}$$

$$G = 25 \times 0.0985 = 2.4625 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

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

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

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

Charge verticale :

Tableau III.46. Charge permanente revenant à l'acrotère :

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Total	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	2.6225		1.00

Charge horizontale (Charge sismique) :

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : poids de l'élément considéré.

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

Donc :

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6225 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.6225 \Rightarrow F_p = 1.2588 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.213 \text{ m} \\ Y_G = 0.284 \text{ m} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.6225 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.1.2588 \times 0.284 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3575 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.47. Combinaisons d'action de l'acrotère.

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.6225	3.54	2.6225
M (KN.m)	0.9575	0.90	0.6

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9575}{2.6225} = 0.365 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul de fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$
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 ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2cm \cdot L/250)$$

L : portée de l'élément = 60 cm

$$e_a = \max (2cm \cdot 60/250) = 2 \text{ cm} \quad [2]$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0 \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2m.$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576m$$

D'où : $e = 0.365 + 0.02 + 0.00576 = 0.390m$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 3.54 \text{ KN.}$

$M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.39 = 1.380 \text{ KN.m}$

Ferraillage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

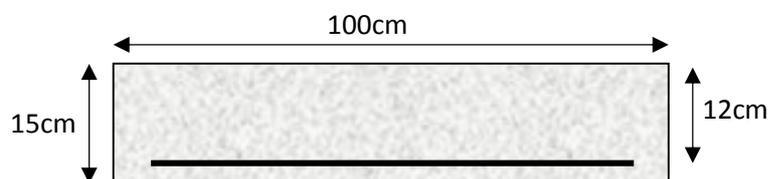


Fig. III.16. Section à ferrailer.

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.380 + 3.54 \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 15393 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00627) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.081; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.116 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{0.116 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.27 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

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

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$V_u = f_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.2588 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.0187 \text{ MPa .}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.
2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

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

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

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

Vérification à l'ELS :

$$d = 0.12 \text{ m}; \quad N_{ser} = 2.6225 \text{ KN}; \quad M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}; \quad \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t;$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

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

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6 / 2.6225) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153 \text{ m.}$$

$$c = -0.153 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

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

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d-c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{ser} = 0.1614 \text{ m}$.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0135 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0135} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

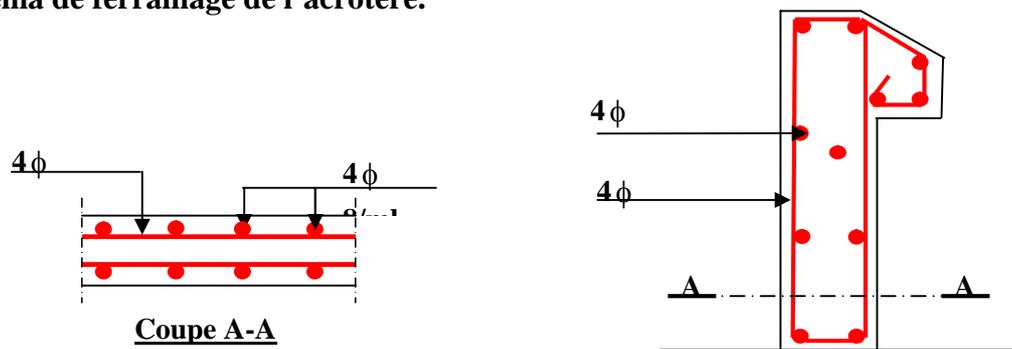


Fig. III.17. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse)

III.5.les Escaliers :

Définition:

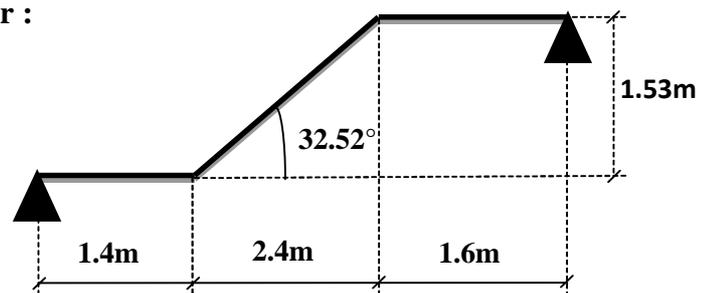
Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier escalier à deux volées qui est identique pour tous les étages.

Ce type se calcule comme suit :

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G=7.98 \text{ KN/m}^2 \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$



- La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$G = \begin{cases} G = 5.6 \text{ KN/m}^2. \\ Q = 2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

Calcul à l'ELU:

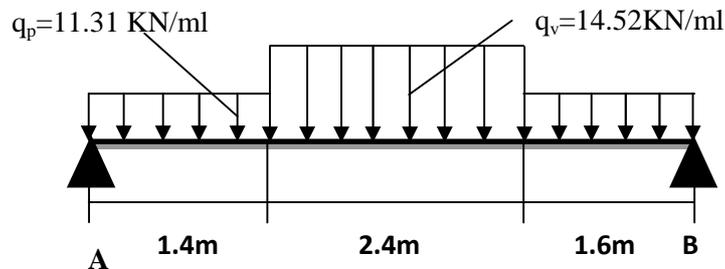
- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 7.98) + (1.5 \times 2.5) = 14.52 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.6) + (1.5 \times 2.5) = 11.31 \text{ KN/ml.}$$

- Schema statique:



- Calcul des sollicitations:

Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 34.52 \text{ KN.}$$

$$R_B = 34.24 \text{ KN.}$$

Calcul des moments :

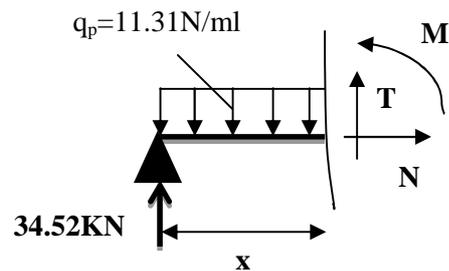
- 1^{er} tronçon : $0 < x < 1.4 \text{ m}$

$$M = 34.52 x - 5.65 x^2$$

$$T = 11.31 x - 34.52$$

Pour $x=0 \rightarrow$

$$\begin{cases} M = 0 \text{ KN.m.} \\ T = -34.52 \text{ KN.} \end{cases}$$



Pour $x=1.4 \rightarrow$

$$\begin{cases} M=37.25 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-18.68 \text{ KN} \end{cases}$$

• 2^{ème} tronçon : $1.4 \text{ m} < x < 3.8 \text{ m}$

$$M=18.4 x - 7.26(x-1.4)^2 + 11.08$$

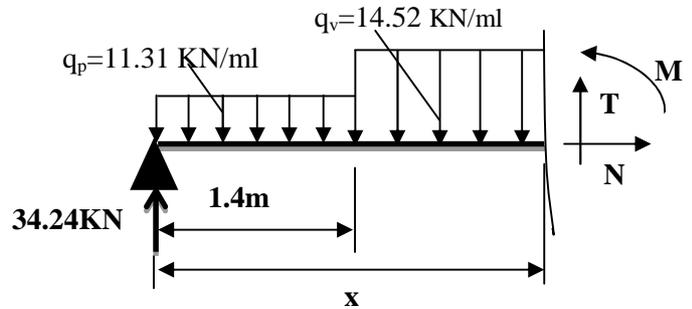
$$T=-18.4 + 14.52 x$$

Pour $x=1.4 \rightarrow$

$$\begin{cases} M=37.25 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=1.92 \text{ KN} \end{cases}$$

Pour $x=3.8 \rightarrow$

$$\begin{cases} M=39.18 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=36.77 \text{ KN} \end{cases}$$



• 3^{er} tronçon : $0 < x < 1.6 \text{ m}$

$$M=34.24 x - 5.65 x^2$$

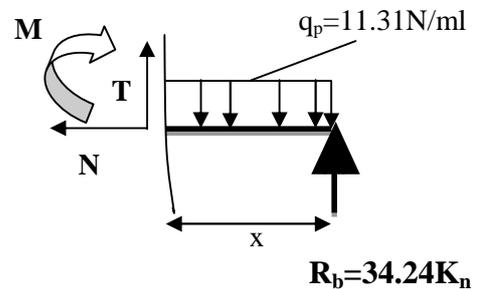
$$T=11.31 x - 34.24$$

Pour $x=0 \rightarrow$

$$\begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-34.24 \text{ KN} \end{cases}$$

Pour $x=1.6 \rightarrow$

$$\begin{cases} M=40.32 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-16.14 \text{ KN} \end{cases}$$



Calcul M^{\max} :

$$M^{\max} = M(x)$$

Calcul de x :

$$dM/dX=0 \rightarrow X=2.67m$$

Donc $M^{max}=48.5 \text{ KN.m}$.

• **Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0.5 M^{max} = -0.5 \times 48.5 = -24.25 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M^{max} = 0.75 \times 48.5 = 36.37 \text{ KN.m}$$

• **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.48.ferraillage de la partie de l'escalier à deux volées en travée et aux appuis :

En travée							
Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St(cm)
36.37	0.0792	0.1033	0.1725	6.06	2.173	6.79=6HA12	16.5
En appui							
24.25	0.0528	0.067	0.175	3.981	2.17	4.52=4HA12	25

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3.25MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{36.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.23MPa$$

$\tau_u = 0.23MPa < \bar{\tau}_u = 3.25MPa$ Condition vérifiée.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70cm^2 / ml.$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01cm^2/ml$ et $St = 25cm$.

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33cm) = 33cm > 16.5cm$Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 25\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

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

La charge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = 7.98 + 2.5 = 10.48\text{KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.6 + 2.5 = 8.1\text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.49. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

R _A (KN)	R _B (KN)	X (m)	M ₀ (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée									
24.83	24.62	2.69	35.51	26.63	4.88	19522	6.66	15	vérifiée
En appui									
24.83	24.63	2.68	35.51	17.75	4.77	13836	5.23	15	vérifiée

• **Etat de déformation :**

$$H_t/l = 0.2/5.4 = 0.037 < 1/6 = 0.0625$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau III.50. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
5.4	6.79	15.49125	21.51786546	29.26	21370	339800
5.12	21851.6	14931.9	11652	23343.7	0.028	0.10

Schéma de ferrailage des escaliers :

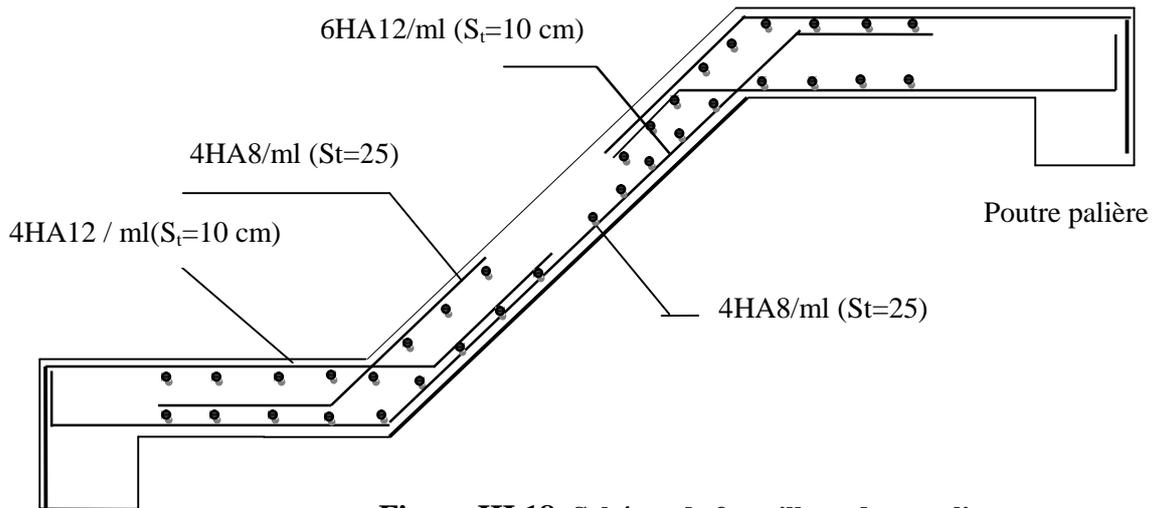


Figure III.18. Schéma de ferrailage des escaliers

III.6. Etude de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

Dimensionnement

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (\text{RPA.VII.7.5})$$

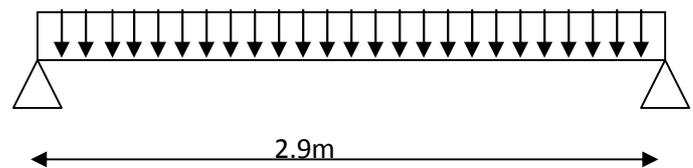


Figure III.19. Schéma statique de la poutre palière

On prend : $h=45\text{cm}$; $b=35\text{cm}$.

➤ Les sollicitations de la poutre palière

• Les charges sur la poutre

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = (0,45 \times 0,35) \times 25 = 3,93 \text{ KN / m}$$

g_m : Poids du mur extérieur sur la poutre

$$g_m = 2,93 \times 1,53 = 4,482 \text{ KN / ml}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B (Figure III-15)

$$\text{ELU} : R_B = 36,77 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : R_B = 26,44 \text{ KN}$$

• Les sollicitations

$$P_u = 1,35(g_0 + g_m) + R_B$$

$$P_u = 48.12/ml$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 50.58 KN.m$$

$$M^t = 0,85M_0 = 42.99 KN.m$$

$$M^a = -0,4M_0 = -20.23 KN.m$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 69.774 KN$$

Ferraillage de la poutre palière en flexion simple

b = 35cm h = 45cm d = 43cm $f_{c28} = 25Mpa$ $f_{bu} = 14,2Mpa$ $f_{st} = 400Mpa$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.51. Calcul des armatures principales

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	A min (cm^2)
Travée	42.99	0,4689	0,060	0,419	2.94	7,875
Appui	20.23	0,027	0,027	0,425	1.367	7,875

Exigence du RPA Art7.5.2.1 $A_{min} = 0,5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 7,875cm^2$

Donc $A = A_{min} = 7,875 cm^2$

Soit : $A^t = A^a = 3HA14 + 3HA12 = 8,01 cm^2$

➤ Vérification à l'ELU

• l'effort tranchant

$$V_u = 69.77 \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{69.77 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,43} = 0,463 \\ \bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4MPa\right) = 3,25MPa \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié}$$

• Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > \left(V_U + \frac{M_U}{0,9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > \left(69.77 \times 10^{-3} + \frac{4.99 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,43} \right) \times \frac{1,15}{400}$$

$A > 5.2 \dots \dots \dots c'$ est vérifié

Soit : $A^t = A^a = 3HA14 + 3HA12 = 8,01 \text{ cm}^2$

• Calcul de l'espacement S_t

$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 34,20$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

• Calcul des armatures transversales à la flexion simple

$\phi \leq \min(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_i^{\min}) \Rightarrow \phi \leq 12\text{mm}$; On prend: $S_t = 15\text{cm}$

$A_t \geq b \times S_t \times \frac{(\tau_u - 0,3 \times f_{tj})}{0,8 \times f_e} = \frac{0,35 \times 0,15 \times (0,463 - 0,3 \times 2,1)}{0,8 \times 400}$

$A_t \geq -0,27\text{cm}^2$.

On adopte un cadre de **1HA8=1,004 cm²** avec un espacement **S_t=15 cm**

Calcul de la section d'armature a la torsion

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

C'est le moment d'appui de l'escalier (**Figure III-14**).

$M^{torsion} = 24.25\text{KN.m}$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

- U : périmètre de la section,
- Ω : air du contour tracer ami hauteur,
- e : épaisseur de la paroi,
- A₁: section d'acier.

$\Omega = (b - e) \times (h - e)$

$e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5,83\text{cm}$

$\Omega = (0,35 - 0,0583) \times (0,45 - 0,0583) = 0,114\text{m}^2$

$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$

$U = 2 \times [(0,35 - 0,0583) + (0,45 - 0,0583)] = 1,366\text{m}$

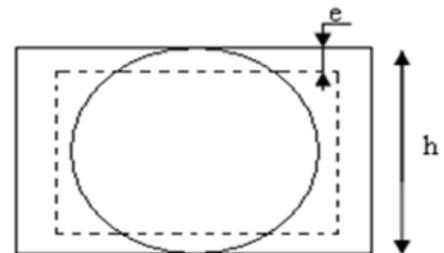


Figure III.20 :Section creuse équivalente

$$A_{torsion} = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{24.25 \times 10^{-3} \times 1,366 \times 1,15}{2 \times 0,114 \times 400} = 4,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{torsion} = 4,17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{tor}^{adop} = 3HA12 + 2HA10 = 4,97 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification de la de contraintes de cisaillement dû à la torsion**

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{24.25 \times 10^{-3}}{2 \times 0,114 \times 0,0583} = 1.82 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0,13f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{utor} = 1.82 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,25 \text{ MPa}.$$

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :BAEL91 (articleI.III)**

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = \sqrt{(0,463)^2 + (1.82)^2} = 1.87 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales à la torsion :**

On fixe l'espaceur comme suit :

➤ **En travée et en appui :**

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,4 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 \Rightarrow A_t^{\min} = 1,575 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} > A_t \Rightarrow A_t = A_t^{\min}$$

$$A_t = 2HA10 = 1,58 \text{ cm}^2.$$

La section d'armatures finale (en travée et en appui)

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 8,01 + \frac{4,97}{2} \Rightarrow A^t = 10,495 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,875 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_{adop}^t = A_{adop}^a = 3HA16 + 3HA14 = 10,65 \text{ cm}^2.$$

La section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_t = 0,502 + 1,58 = 2,082 \text{ cm}^2 .$$

On opte : $A_T^{adop} = 2HA10 + 2HA8 = 2,58 \text{ cm}^2$ (cadre $\Phi 8$ et épingle $\Phi 10$)

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

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.52.Vérification des contraintes du béton à l’E.L.S.

Elément	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ vérifiée
Travée	33.27	11.2	86470	4.31	15	
Appui	15.65	8.36	49294	2.65	15	

- **État limite de déformation**

- ✓ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l’un des conditions suivantes n’est pas satisfait

$$ht/l = 0.14 \geq 1/16 = 0.062 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,14 > \frac{M_t}{10 \times M_0} + 0,0849 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Tableau III.53.Vérification de la flèche :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
2.9	7.85	3.305	4.05	7.35	21522	28388.8
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
6.46	21775.8	20500.6	17918.5	25822.9	0.13	0.58

Le schéma de ferrailage de la poutre palière

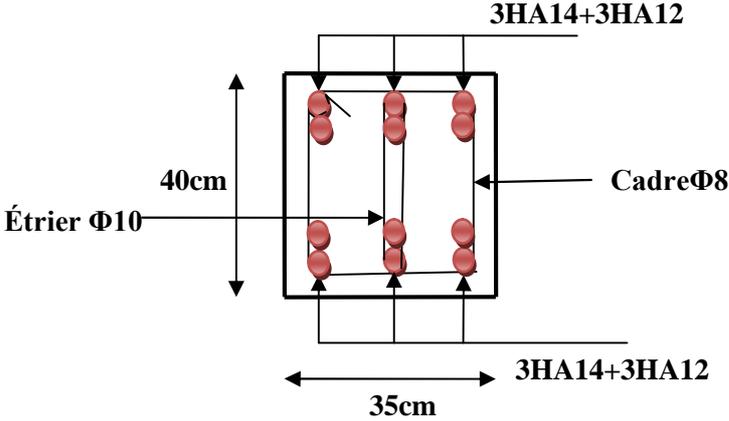


Figure III.21. Ferrailage de la Poutre palière

Chapitre IV

IV.1. Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

IV.2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1. Méthode statique équivalente (R+5):

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- ✓ **Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99 (Article 4.2.3)**

L'effort sismique V ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau4.1)**

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la

probabilité que cette accélération survienne dans l’année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d’usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa ⇒ A = 0.15
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : $R = 5$

- **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : **RPA99 (Formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \text{ avec :}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq ($R=5$) :

“ Critère q ”	Observé	P_q/xx	Observé	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	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d’exécution	Oui	0	Oui	0

Donc

$$Q_x = Q_y = 1.20$$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d’habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- W_{Qi} : Charges d’exploitation.

- β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, et pour le premier niveau à usage commerciale donc le coefficient de pondération $\beta = 0.2$

$$\Rightarrow W = 28059.51 \text{KN.}$$

- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne, donc du **RPA 99 (Tableau 3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_3 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

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

$H_t=22$. Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.005 \times (22.2)^{0.75} = 0.51 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09H / \sqrt{L} \text{ RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 18.85 \text{ m}, \quad L_y = 14.3 \text{ m}$$

$$T_x = 0.46 \text{ s}$$

$$T_y = 0.52$$

$$T_x = \min(T_x, T_c) = 0.46 < T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$D = 2.5 \times \eta$$

$$T_y = \min(T_y, T_c) = 0.51 > T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$D = 2.5 \times \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.81 = 2.02$$

$$D_y = 2.5 \times 0.81 (0.5 / 0.51)^{2/3} = 2$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_{sx} = 1.3 \times 0.46 = 0.598 \text{ s}$$

$$T_{sy} = 1.3 \times 0.51 = 0.66 \text{ s}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{STx} = (0.15 \times 2.02 \times 1.2/5) \times 11124.572 = 808.97$$

$$V_{STy} = (0.15 \times 2 \times 1.2/5) \times 11124.572 = 800.96$$

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

IV.3.3 Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales 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 de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.5 Modalisation et résultats:

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

IV.5.1 Disposition des voiles de contreventement :

La présence du parking dans notre bâtiment a compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques .la disposition retenue est la suivante :

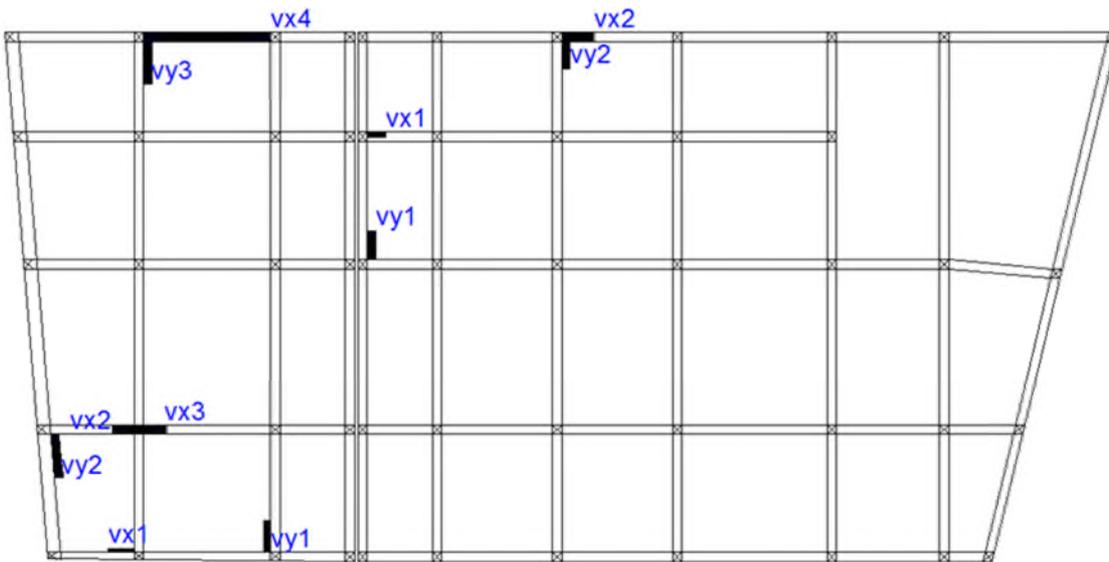


Fig.IV.1.Disposition des voiles R+9 et R+5

Deux blocs voisins doivent être séparés par un joint sismique dont la largeur minimale « d_{min} »

Satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2) mm \geq 40mm.$$

Note : la modélisation des deux bloc ce fait séparément.

Résultats obtenus:

a). Périodes de vibration et participation massique :

Tableau IV.2.Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses (R+5):

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0.431	0.0274	0.0000000	0.585	0.025
Mode 2	0.412	0.6915	0.0001300	0.607	0.637
Mode 3	0.336	0.0339	0.0000214	0.607	0.644
Mode 4	0.170	0.1068	0.0036700	0.608	0.652

Mode 5	0.153	0.0026	0.0001100	0.624	0.652
Mode 6	0.125	0.0471	0.0000416	0.624	0.653
Mode 7	0.088	0.0401	0.0000611	0.624	0.655
Mode 8	0.072	0.0009946	0.0017500	0.627	0.657
Mode 9	0.061	0.0141	0.0000079	0.627	0.658
Mode 10	0.059	0.0001024	0.0008400	0.661	0.681
Mode 11	0.058	0.0002157	0.0009000	0.662	0.689
Mode 12	0.054	0.0148	0.0000411	0.664	0.689

D’après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV.2, IV.3 et IV. 4.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - T = 0.43124; f = 2.31887

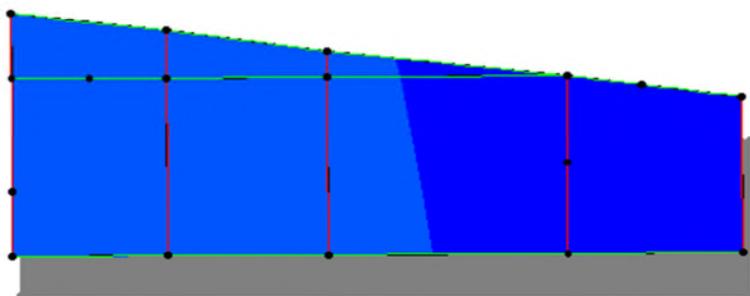


Fig. IV.2. 1^{er} modeR+5 (translation suivant y)

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2 - T = 0.41196; f = 2.4274

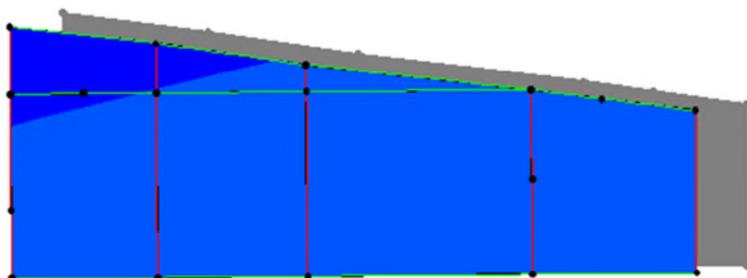


Fig. IV.3.2^{ème} modeR+5 (translation suivant x)

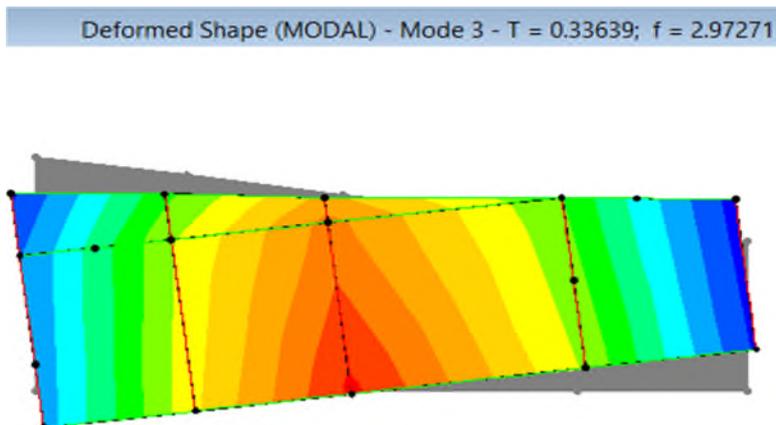


Fig. IV.4.3^{ème} modeR+5 (torsion autour de Z)

b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les tableaux IV.3etIV. 4.8 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Note : le sous-sol est une boîte rigide il ne sera pas pris en considération dans l'interaction.

Tableau IV.3.Vérification sous charges verticales(R+5):

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
RDC	10555.3	1715.58	86.02	13.97
NIV 01	7477.016	1405.0019	84.18	15.81
NIV 02	4743.77	1180.0406	80.07	19.92
NIV 03	2747.95	894.8977	75.43	24.66
NIV 04	1422.4	598.11	70.39	29.6
NIV 05	676.08	310.27	68.54	31.45

• Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf les quatre derniers niveaux ou l'écart est de 3.5% ce qui peut être négligé.

Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales (R+5):

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	413.15	328.48	575.33	649.8	41.8	33.57	58.2	66.42
NIV 01	623.26	574.62	259.54	299	70	65.77	29.39	34.22
NIV 02	417.35	425.76	295.67	287.75	58.53	59.67	41.46	40.32
NIV 03	318.75	351.41	197.76	174.3	61.71	66.84	38.28	33.15
NIV 04	180.7	172.8	140.89	166.29	56.18	50.95	43.81	49.
NIV 05	125.84	105.5	48.72	85.802	72.08	55.17	27.91	44.82

• Analyse des résultats :

Le pourcentage important repris par les portiques aux niveaux 06 et 08 est dû comme déjà précisée au manque des voiles dans ce sens à cause de la présence du parking

IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.5.

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit (R+5):

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
RDC et 1 ^{er} étage	50X50	2500	1260.23	0.02	vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45X45	2025	734.398	0.014	vérifiée
5 ^{ème} étage	40X40	1600	124.043	0.003	vérifiée

IV.5.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, 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.6. Vérification de la résultante des forces sismiques(R=5):

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens x-x	985.88	808.97	1.218	vérifiée
Sens y-y	977.95	800.96	1.22	vérifiée

IV.5.4 Justification vis à vis des déformations :

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec : $\delta_K = R \times \delta e_K$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.7.

Tableau IV.7. Vérification des déplacements(R=5):

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δe_K (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	ΔK (cm)	h_K (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)	δe_K (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	ΔK (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)
RDC	0.14	0.7	0	0.7	306	0.22	0.12	0.6	0	0.6	0.19
NIV 01	0.27	1.35	0.7	0.65	306	0.212	0.28	1.4	0.6	0.8	0.26
NIV 02	0.43	2.15	1.35	0.8	306	0.261	0.45	2.25	1.4	0.85	0.27
NIV 03	0.58	2.9	2.15	0.75	306	0.245	0.6	3	2.25	0.75	0.24
NIV 04	0.71	3.55	2.9	0.65	306	0.212	0.79	3.95	3	0.95	0.31
NIV 05	0.81	4.05	2.9	1.15	306	0.375	0.95	4.75	3.95	0.8	0.26

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage

IV.5.5 Justification vis à vis de l'effet P-Δ: [RPA (5.9)]

Les effets du 2ième ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

V_K : effort tranchant d’étage au niveau "k"

Δ_K : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : hauteur de l’étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calculé au moyen d’une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-q_K)$.
- ✓ Si $\Theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.8. Vérification de l’effet P-Δ (R+5):

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k (KN)	Θ_k	Δ_k	V_k (KN)	Θ_k
RDC	306	1124.572	0.7	985.9	0.0026	0.6	977.11	0.0022
NIV 01	306	8076.62	0.65	879.8	0.019	1.4	873.1	0.042
NIV 02	306	5419.31	0.8	710.46	0.02	2.25	710.86	0.056
NIV 03	306	3405.21	0.75	514.66	0.016	3	522.28	0.063
NIV 04	306	1882.1	0.65	320.05	0.012	3.95	336.4	0.072
NIV 05	306	930.99	1.15	167.27	0.02	4.75	185.94	0.077

D’après les résultats obtenus dans le tableau IV.11, les effets P-□□ peuvent être négligés.

IV.6. Méthode statique équivalente (R+9):

Tableau IV .9. Valeurs des pénalités P_q (R+9):

Les valeurs à retenir pour le bloc R+9 sont dans le tableau suivant :

“ Critère q ”	Observé	P_q/xx	Observé	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	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $Q = 1.2$

on a

$$\Rightarrow W=25970.94KN$$

La structure à étudier est située dans un site meuble (S_3).

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases} \quad \text{RPA (Tablea4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc $\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage :

$$\Rightarrow C_T = 0.050$$

$$T_c = 0.050 \times (34.42)^{3/4} = 0.71s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

➤ L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 12.26m, L_y = 16.25m \quad \Rightarrow T_x = 0.88s, T_y = 0.77s$$

$$T_x = \min(T_x; T_c) = \min(0.88; 0.71) = 0.71s$$

$$T_y = \min(T_y; T_c) = \min(0.77; 0.70) = 0.71s$$

Remarque

La période de vibration ne doit pas dépasser 30 % de la période calculée par la formule empirique, C'est à dire :

$$1.3 \times T = 1.3 \times 0.71 = 0.92 s \quad \text{Art (4.2.4)}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 s$$

On a : $T_x = T_y = 0.71s$

$$\Rightarrow D_x = D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.71} \right)^{2/3} = 1.6$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{st,x} = V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.20 \times 1.6}{5} \times 25970.94 = 1495.93KN = 149.593t$$

IV.6.1.Modalisation et résultats (R+9) :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

a). Périodes de vibration et participation massique :

Tableau IV.10.Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses(R+9) :

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	Ux	Uy	Ux	Uy
Mode 1	0.841808	0.0109600	0.0000000	0.72	0.01
Mode 2	0.760631	0.6899100	0.0001300	0.73	0.70
Mode 3	0.687185	0.0087700	0.0000214	0.73	0.71
Mode 4	0.388881	0.0000161	0.0036700	0.73	0.71
Mode 5	0.271323	0.0127900	0.0001100	0.84	0.72
Mode 6	0.256007	0.1028800	0.0000416	0.85	0.83
Mode 7	0.212262	0.0184800	0.0000611	0.87	0.84
Mode 8	0.185226	0.0000570	0.0017500	0.87	0.84
Mode 9	0.15561	0.0138400	0.0000079	0.89	0.86

Mode 10	0.146918	0.0540200	0.0008400	0.90	0.91
Mode 11	0.113882	0.0000040	0.0009000	0.90	0.91
Mode 12	0.112471	0.0001600	0.0000411	0.92	0.91

D’après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV.1, IV.2 et IV. 3.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - T = 0.76357; f = 1.30964

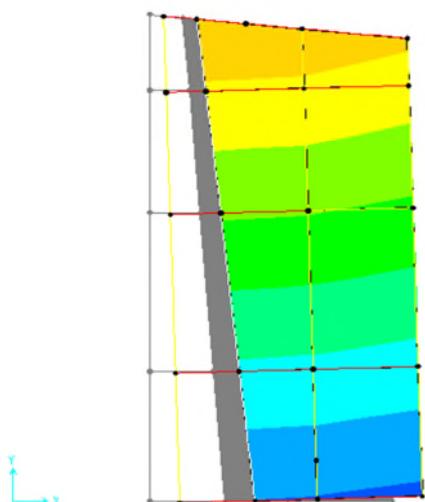


Fig. IV.4. 1^{er} modeR+9(translation suivant X)

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2 - T = 0.69139; f = 1.44636

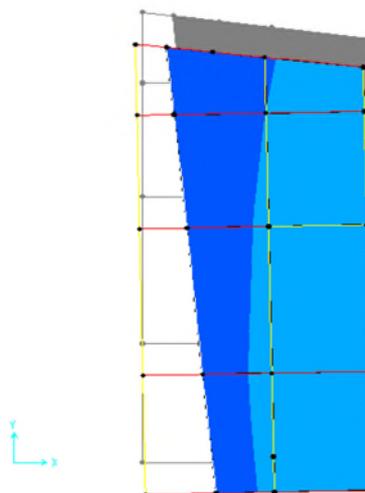


Fig. IV.5. 2^{ème} modeR+9 (translation suivant y)

Deformed Shape (MODAL) - Mode 3 - T = 0.57387; f = 1.74256

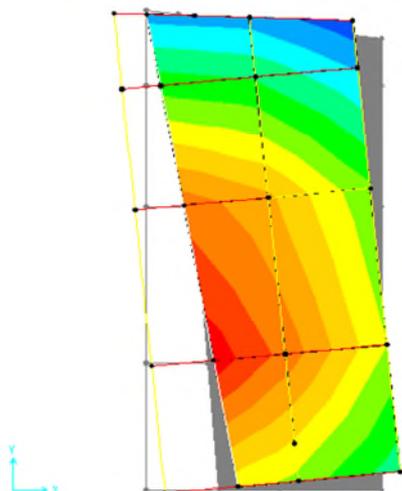


Fig. IV.6.3^{ème} mode R+9 (torsion autour de Z).**b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques"(R+9):**

Les tableaux IV.11 et IV.12. illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau IV.11. Vérification sous charges verticales(R+9):

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
RDC	21087.781	4154.379	83.50	16.50
NIV 01	20944.686	4154.384	83.44	16.56
NIV 02	15908.22	3425.117	82.28	17.72
NIV 03	13600.162	2958.043	82.13	17.87
NIV 04	11095.359	2487.973	81.68	18.32
NIV 05	8597.987	2126.88	80.17	19.83
NIV 06	6185.922	1632.705	79.12	20.88
NIV 07	4127.894	1061.063	79.55	20.45
NIV 08	2678.670	337.397	88.81	11.19
NIV 09	1186.199	118.086	90.94	9.06

Analyse des résultats (R+9) :

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf les quatre derniers à cause de non continuité des voiles et la réduction des sections des poteaux, l'écart est de 3.5% ce qui peut être négligé.

Tableau IV.12. Vérification sous charges horizontales(R+9):

NIV	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	523.985	461.297	957.977	913.663	35.36	33.55	64.64	66.45
NIV 01	877.460	788.923	599.710	766.278	59.40	50.70	40.6	49.30
NIV 02	795.731	679.848	612.043	597.039	56.52	53.24	43.48	46.76
NIV 03	785.836	696.947	494.971	479.371	61.35	59.25	38.65	40.75
NIV 04	726.475	668.246	388.886	354.494	65.13	65.34	43.87	34.66
NIV 05	699.524	635.927	388.590	310.598	64.28	67.18	35.72	32.82
NIV 06	600.66	395.194	375.249	469.491	61.55	45.70	38.45	54.3
NIV 07	477.124	321.262	169.586	102.366	73.77	75.83	26.23	24.17
NIV 08	304.581	202.506	96.123	15.200	60.06	93.02	39.94	6.98
NIV 09	233.808	125.628	68.914	15.940	65.05	88.74	34.95	11.26

Analyse des résultats :

Le pourcentage important repris par les portiques aux niveaux 06 et 08 est dû comme déjà

Précise au manque des voiles dans ce sens à cause de la présence du parking

IV.6.2. Vérification de l'effort normal réduit (R+9) :

Tableau IV.13. Vérification de l'effort normal réduit(R+9):

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
RDC et 1 ^{er} étage	65*65	4225	2530.34	0.239	vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	60*60	3600	1929.71	0.214	vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	55*55	3025	1098.29	0.145	vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} et le dernier	50*50	2500	619.25	0.099	vérifiée

IV.6.3 Vérification de la résultante des forces sismiques (R+9):

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, 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.14. Vérification de la résultante des forces sismiques(R+9):

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens x-x	1583.97	1495.93	1.05	vérifiée
Sens y-y	1677.47	1495.93	1.12	vérifiée

IV.6.4 Justification vis à vis des déformations (R+9) :

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.7.

Tableau IV.15. Vérification des déplacements(R+9) :

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	h_K (cm)	Δ_K/h_K (%)	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	Δ_K/h_K (%)
RDC	0.013	0.065	0	0.065	408	0.016	0.113	0.568	0	0.568	0.139
NIV 01	0.372	1.86	0.065	1.795	306	0.586	0.268	1.343	0.568	0.775	0.253
NIV 02	0.629	3.145	1.86	1.286	306	0.420	0.46	2.3	1.343	0.957	0.312
NIV 03	0.890	4.448	3.145	1.303	306	4.258	0.675	3.375	2.3	1.075	0.351
NIV 04	1.137	5.684	4.448	1.236	306	0.403	0.901	4.503	3.375	1.128	0.368
NIV 05	1.394	6.972	5.684	1.288	306	0.421	1.130	5.649	4.503	1.146	0.374
NIV 06	1.632	8.162	6.972	1.190	306	0.388	1.350	6.749	5.649	1.100	0.359
NIV 07	1.848	9.241	8.162	1.079	306	0.352	1.558	7.791	6.749	1.042	0.340
NIV 08	2.046	10.229	9.241	0.988	306	0.326	1.701	8.504	7.791	0.713	0.233
NIV 09	2.221	11.106	10.229	0.877	306	0.289	1.800	8.998	8.504	0.494	0.161

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.6.5 Justification vis à vis de l'effet P- Δ (R+9): [RPA (5.9)]

Tableau IV.16. Vérification de l'effet P- Δ (R+9):

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k (KN)	Θ_k	Δ_k	V_k (KN)	Θ_k
RDC	408	22783.11	0.065	1546.1	0.0023	0.568	1659.004	0.019
NIV 01	306	19930.93	1.795	1501.06	0.077	0.775	1614.549	0.031
NIV 02	306	17207.37	1.286	1425.44	0.050	0.957	1536.256	0.035
NIV 03	306	14860.73	1.303	1318.92	0.047	1.075	1532.423	0.034
NIV 04	306	11959.53	1.236	1188.28	0.040	1.128	1289.950	0.034
NIV 05	306	9886.17	1.288	1016.51	0.040	1.146	1116.631	0.033
NIV 06	306	7475.29	1.190	827.01	0.035	1.100	916.836	0.029
NIV 07	306	4963.75	1.079	620.97	0.028	1.042	680.274	0.025
NIV 08	306	2768.58	0.988	382.89	0.023	0.713	423.207	0.015
NIV 09	306	1232.80	0.877	181.54	0.019	0.494	207.597	0.010

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.11, les effets **P-Δ** peuvent être négligés.

IV.7. Calcul du joint sismique:

Deux blocs voisins doivent être séparés par un joint sismique dont la largeur minimale « d_{\min} »

Satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40\text{mm}.$$

Où:

δ_1, δ_2 : déplacements maximaux des blocs au niveau du sommet des blocs

$\delta_1 = R \times \delta_{ek}$; δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques au niveau « K »

R : coefficient de comportement.

Joint entre les blocs A (R+9) et B (R+5) :

$$\delta_A = R \times \delta_{ek} = 5 \times 1.7 = 8.5 \text{ cm}$$

$$\delta_B = R \times \delta_{ek} = 5 \times 0.94 = 4.7 \text{ cm}$$

Donc :

$$d_{\min} = 1.5\text{cm} + (\delta_A + \delta_B) = 14.7\text{cm} \text{ on prend } d = 15\text{cm}$$

IV.8. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Chapitre V

V.1. Etude des poutres :

V.1.1 Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

V.1.2. Ferrailage(R+5) :

a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s’y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu’au moins un coté fermé des U d’un cadre soit disposé de sorte à s’opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b). Armatures transversales :RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d’armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min(h/4; 12\Phi_t)$ en zone nodale,
- $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l’appui ou de l’encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_t des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d’une section en travée avec armatures comprimées. C’est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d’appui ou de l’encastrement

V.1.3. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)

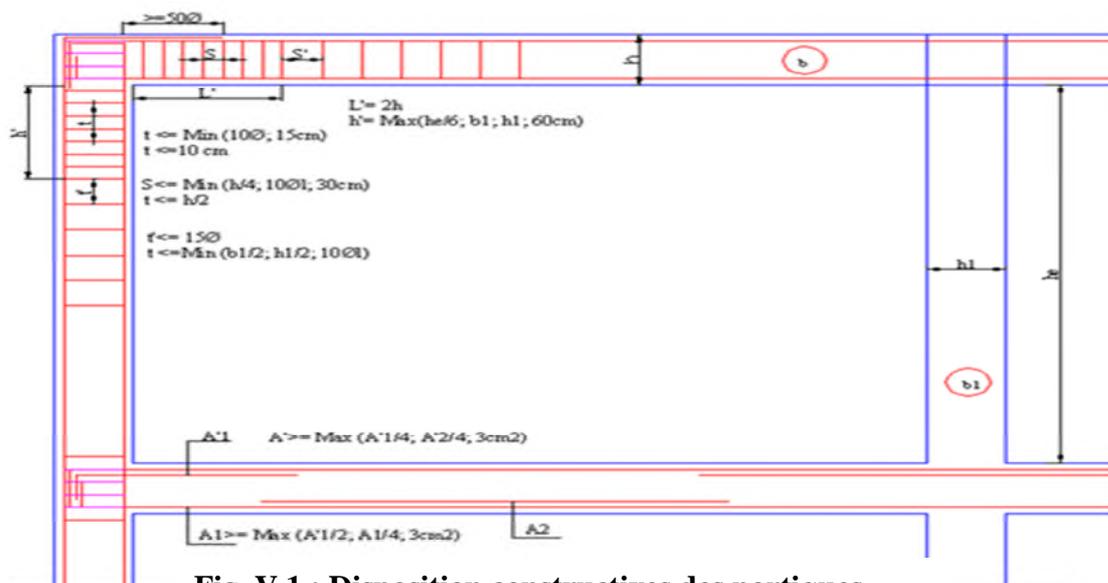


Fig. V.1 : Disposition constructives des portiques.

V.1.4. Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V.1.5. Calcul du ferrailage :

A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A_s' = 0 \text{ et } A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

avec : $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ et } A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

Avec : $M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$

B). Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (35x40) la plus sollicitée

avec les sollicitations suivantes : $M_t = 83.22 \text{KN.m} \dots (ELU)$

$M_a = 166.13 \text{KN.m} \dots (G+Q+E_X)$

Armatures en appui :

$U_{bu} = M_a / b \times d^2 \times f_{bu} = 166.13 \times 10^6 / 350 \times 370^2 \times 14.2 = 0.24 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A_s' = 0$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.34$

$Z = 370 \times (1 - 0.4 \times 0.34) = 320 \text{mm}$

$A_{st} = M_a / Z \times \sigma_{st} = 166.13 \times 10^6 / 320 \times 348 = 14.90 \text{cm}^2$

Armatures en travée :

$$U_{bu} = Ma / b x d^2 x f_{bu} = 83.22 \times 10^6 / 350 \times 370^2 \times 14.2 = 0.12 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.16$$

$$Z = 370 \times (1 - 0.4 \times 0.16) = 346 \text{ mm}$$

$$A_{st} = MA / Z x \sigma_{st} = 83.22 \times 10^6 / 346 \times 348 = 6.91 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires (R+5) :

Niveau	Type de poutre	section	localis	M (KN.m)	V (KN)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Sous –sol, RDC et 1 ^{er} étage	Poutre principale	35x40	Appuis	166.13	187.84	10,07	7	10.65	3T16+ 3T14
			Travée	83.22		5,55		6.88	3T14+2T12
	Poutre secondaire	35x40	Appuis	20.43	23.88	1,12	7	4.62	3T14
			Travée	7.86		0,49		4.62	3T14
2,3 et 4 ^{ème} étage	Poutre principale	35 × 40	Appuis	118.56	130.57	6,92	7	8.01	3T14+3T12
			Travée	59.33		3,87		4.62	3T14
	Poutre secondaire	35 × 40	Appuis	22.75	19.9	1,25	7	4.62	3T14
			Travée	14.6		0,92		4.62	3T14
5 ^{ème}	Poutre principale	35 × 40	Appuis	22.94	95.72	1,26	7	4.62	3T14
			Travée	37.69		2,41		4.62	3T14
	Poutre secondaire	35 × 40	Appuis	34.41	20.32	1,9	7	4.62	3T14
			Travée	9.84		0,62		4.62	3T14

V.1.6. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\%b . h = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

Les longueurs de recouvrement :

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II } L_r > 40$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \quad L_r > 40 \times 14 = 56 \text{ cm} \quad \text{on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \quad L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm} \quad \text{on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

V.1.7. Les armatures transversales :

a). Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1, 2; 1.14; 4 \text{ cm})$$

$$\phi_t \leq 1,14 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4T8 = 2 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T8 pour toutes les poutres

b). Calcul des espacements des armatures transversales :

1. $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ avec:

$$1). S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 38.7 \text{ cm}_{t1} = \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm}$$

$$2). S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 57.14 \text{ cm}$$

$$3). S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \leq 23.74 \text{ cm}$$

2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$$

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10; 14.4) = 10 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ **Zone courante :** $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$.

Soit $S_t = 15\text{cm}$

c).Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot h = 0,003 \cdot 15 \cdot 40 = 1.8\text{cm}^2$$

$$A_t = 2 > A_{\min} = 1.8\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.1.8. Vérification à l'ELU :

a).Condition de non fragilité : BAEL91(Art F.IV.2)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.69\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b).Contrainte tangentielle maximale :

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}.$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles (R+5) :

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	187.84	1.45	3.33	Vérifiée
Secondaires	23.88	0.18	3.33	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

✓ Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (1) .$ **BAEL91 (Art H.IV.2)**

✓ Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots (2)$ $\gamma_s = 1.15, f_e = 400\text{MPa}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement(R+5):

Poutres	A _l (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Principales	10.65	187.84	166.13	4.77	-8.94	Vérifiée
Secondaires	9.24	23.88	20.43	0.58	-1.27	Vérifiée

V.1.9. Vérification à l’ELS :

a). Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.4 .Vérification de l’état limite de compression du béton(R+5) :

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	83.48	116430	14.3	10.2	15	vérifiée
	Travées	41.21	94829	12.87	5.5	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	29.39	94829	12.87	1.9	15	vérifiée
	Travées	14.39	94829	12.87	3.98	15	vérifiée

b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D’après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V.5.Vérification de la flèche pour les poutres(R+5) :

	h _t cm	b cm	L (cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	35	530	8.01	0.075	0.023	0.0061	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

PS	40	35	530	8.01	0.075	0.004	0.0061	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.1.10. Schéma de ferrailage des Poutres (R+5) :

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous

<p>travée</p>	<p>APPUI</p>
<p>Poutres principale sous-sol+RDC+1^{er} étage</p>	
<p>travée</p>	<p>appui</p>
<p>Poutres secondaire sous-sol+RDC+1^{er} étage</p>	

V.3. Etude des poteaux (R+5) :

V.3.1 Introduction :

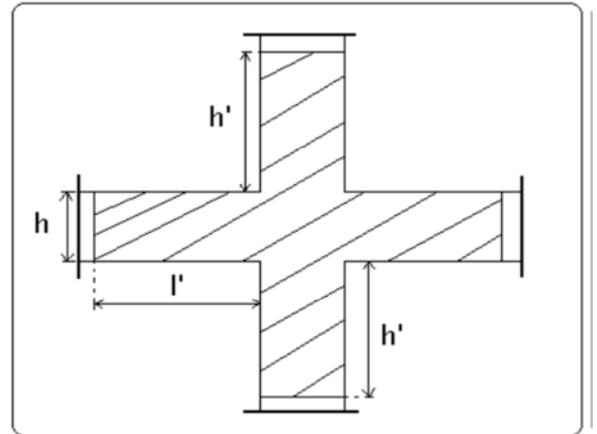
Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.



V.3.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

a). Armatures longitudinales :

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).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_t) 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' .

$$l' = 2h$$

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

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.11. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux(R+5) :

Niveau	section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	50x50	20	100	150
2,3 et 4 ^{ème} étage	45x45	16.2	81	121.5
5 ^{ème} étage	40x40	12.8	64	

b).Armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- **V_u** :est l’effort tranchant de calcul.
- **h₁** :hauteur totale de la section brute.
- **f_e** : contrainte limite élastique de l’acier d’armatures transversales.
- **ρ_a** : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

2.5 Si λ_g ≥ 5 (λ_g: l’élancement géométrique),

3.75 Si λ_g < 5.

avec : λ_g= l_f/a ou λ_g= l_f/b(a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_flongueur de flambement du poteau.

- **t** :est l’espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ dans la zone nodale :t ≤ Min (10Φ_L^{min},15cm)(en zones IIa).
- ✓ dans la zone courante :t ≤ 15Φ_L^{min}(en zones IIa).

La quantité **d’armatures transversales minimale** A_t/t.b1, en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \end{array} \right.$$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$: interpoler entre les valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ (au minimum).

V.3.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.12. Sollicitations dans les poteaux (R+5) :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	-1260.237	3.078	93.79	-278.49	399.69	12.50
2,3 et 4 ^{ème} étage	-737.39	11.28	103.02	-39.5	66.19	26.99
5 ^{ème} ETAGE	-124.043	20	40.89	-63.77	31.62	8.06

V .3.4 Calcul du ferrailage :

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

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = -1260.237KN \rightarrow M_{cor} = 3.078KN.m$ (ELU)
- $M_{max} = 93.79KN.m \rightarrow N_{cor} = -278.49KN$ (G+Q+E)
- $N_{min} = 399.69KN \rightarrow M_{cor} = 12.5KN.m$ (0.8G-E_y)

A).Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$d = 0.45m$; $d' = 0.05m$.

$N = 1260.237KN$ (de compression)(ELU)

$M = 3.078KN.m \rightarrow eG = M/N = 0.0024m$

$eG < h/2 = 0.5/2 = 0.25m \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

Il faut vérifier la condition suivante :

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

$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

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

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 3.078 + 1260.237 \times (0.45 - 0.5/2) = 255.12 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.60 \times 0.60 \times 14.2 = 0.82 > [1260.337 \times (0.45 - 0.05) - 255.12] \times 10^{-3} = 0.24$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{255.12 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.45^2 \times 14.2} = 0.17$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_l = 0.81 \times \alpha(1 - 0.4\alpha) = 0.3916$$

$$\varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 0.24 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

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

$$\Rightarrow A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{255.12 \times 10^{-3}}{0.4 \times 348} = 18.32 \text{ cm}^2.$$

B). Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M = 93.79 \text{ KN.m, } N = 278.48 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.095 \text{ m} < (h/2) = 0.300 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 93.79 + 278.48 \times (0.45 - 0.5/2) = 149.48 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.60 \times 0.60 \times 14.2 = 0.82 > [278.48 \times (0.5 - 0.05) - 149.48] \times 10^{-3} = 0.277$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la

flexion simple :

$$M_{UA} = 468.033 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.182 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.2532 \rightarrow z = 0.494 \rightarrow A_l = 27.22 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

C). Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N = 399.69 \text{ KN} \rightarrow M = 12.5 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = 0.031 \text{ m} < (h/2) = 0.30 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 12.5 + 399.69 \times (0.45 - 0.5/2) = 92.43 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.05) \times 0.5 \times 0.5 \times 14.2 = 0.45 > [399.69 \times (0.45 - 0.05) - 92.43] \times 10^{-3} = 0.067$$

⇒ (I) n'est pas vérifiée.

$$M_{UA} = 92.43 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.0644 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.0833 \rightarrow z = 0.43 \text{ m} \rightarrow A_l = 6.106 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.13. Ferrailage des poteaux(R+5) :

Niveau	sections	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	barres
Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	50x50	7.99	7.99	20	21.36	8HA14+8HA12
2,3 et 4 ^{ème} étage	45x45	6,6	6,6	16.2	18.10	16HA12
5 étage	40x40	1.61	1.61	12.8	13.75	12HA12

V.3.5. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.14. Calcul des armatures transversales(R+5) :

Sections (cm ²)	Φ _l ^{min} cm	V _d (KN)	l _r cm	t zone nodale	t zone courante	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	barres
50x50	1.4	187.84	50	10	15	0.045	2.25	3.02	6HA8
45x45	1.2	130.57	50	10	15	0.04	2.025	3.02	6HA8
40x40	1.2	95.72	50	10	15	0.03	1.8	3.02	6HA8

V.3.6 .Vérifications :

a). Vérification au flambement :

Selon le BAEL99(Art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul .
- Br :est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- α :est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

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

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

l'élancement mécanique est donné par :

$\lambda = 3.46 \times l_f / b$ pour les sections rectangulaires.

$\lambda = 4 \times l_f / f$ pour les sections circulaires.

$L_f = l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$N_d = 1260.237 \text{ KN}$

$l_f = 388 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 16.50 < 50 \rightarrow \alpha = 0.85 / (1 + 0.2(26.84/50)^2) = 0.76$

$Br = (0.50 - 0.02) \times (0.50 - 0.02) = 0.2304 \text{ m}^2$.

$$N_u = 0.76 \times \left[\frac{0.2304 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{21.36 \times 10^{-3} \times 400}{1.15} \right] = 11.69 \text{ MN}.$$

$N_d = 1.24 \text{ MN} < 11.69 \text{ MN} \rightarrow$ pas de risque de flambement.

Tableau V.15. Vérification du flambement pour les poteaux (R+5) :

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
--------	----------------------------	------------	------------	-----------	----------	-----------------------	----------------------	---------	---------	------

Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	50x50	388	388	26.84	0.76	21.36	0.230	11.69	1.26	vérifiée
2,3 et 4 ^{ème} étage	45x45	286	286	21.99	0.787	18.10	0.184	7.64	0.73	vérifiée
5 ^{ème} étage	40x40	286	286	24.73	0.77	13.75	0.1444	5.73	0.21	vérifiée

b).Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.16. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux(R+5) :

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	2,3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage
Section (cm²)	50x50	45x45	40x40
d (cm)	45	40	35
A' (cm²)	10.68	9.05	6.87
A (cm²)	10.68	9.05	6.87
V (cm)	25	22.5	20
V' (cm)	25	22.5	20
I_{yy'} (m⁴)	0.0084	0.005	0.003
N^{ser} (MN)	0.92	0.058	0.076
M^{ser} (MN.m)	0.036	0.055	0.02
M_G^{ser} (MN.m)	0.036	0.055	0.02
σ_{bc1} (MPa)	4.75	2.54	1.8

σ_{bc2} (MPa)	2.61	1.9	0.855
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c).Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

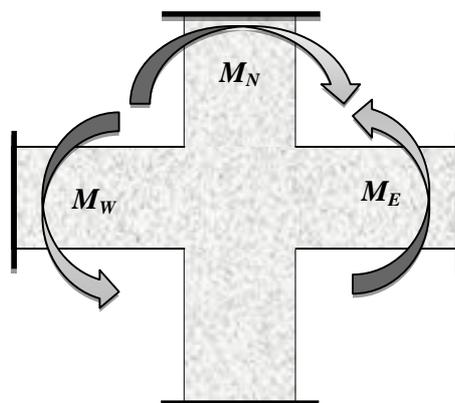
Tableau V.17.Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux(R+5) :

Niveau	Sections (cm ²)	I _f (cm)	λ	ρ_d	d (cm)	V _d (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	50x50	388	26.86	0.075	45	187.84	0.834	1.875	vérifiée
2,3 et 4 ^{ème} étage	45x45	286	21.99	0.075	40	130.57	0.72	1.875	vérifiée
5 ^{ème} étage	40x40	286	24.74	0.075	35	95.72	0.683	1.875	vérifiée

d).Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$





d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d’une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d’armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec : $z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 MPa$.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.18. Les moments résistants dans les poteaux(R+5) :

Niveau	Section(cm ²)	Z(cm)	As(cm ²)	MR(KN.m)
Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	50x50	45	21.36	334.33
2,3 et 4 ^{ème} étage	45x45	40.5	18.1	254.97
5 ^{ème}	40x40	36	13.75	172.17

d-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 résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tab5.23). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Tableau V.19. Vérification de la zone nodale(R+5) :

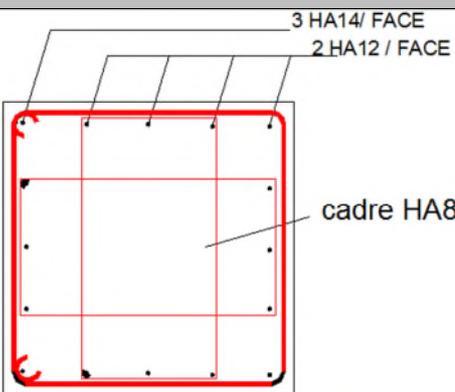
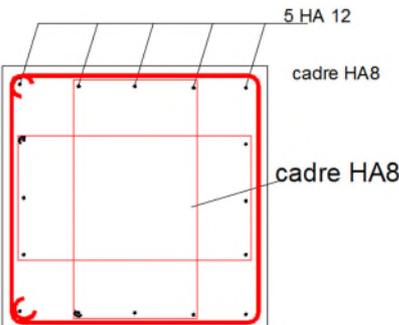
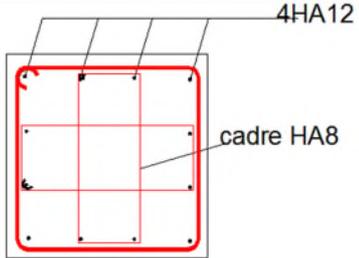
Niveau	M _N	M _S	M _N +M _S	M _W	M _E	1.25 (M _W +M _E)	Obs
Sous sol	283.3	283.3	566.61	219.51	219.51	548.77	vérifiée
RDC	283.3	283.3	566.61	219.51	219.51	548.77	vérifiée
Etage1	283.3	283.3	566.61	219.51	219.51	548.77	vérifiée
Etage2	254.97	254.97	509.95	158.15	158.15	395.37	vérifiée

Etage3	254.97	254.97	509.95	158.15	158.15	395.37	vérifiée
Etage4	254.94	254.97	509.95	158.15	158.15	395.37	vérifiée
Etage5	172.17	172.17	344.35	115.70	115.70	289.25	vérifiée

- **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

Schémas de ferrailage :

Tableau V.19. Schéma de ferrailage des poteaux R+5 dans chaque niveau :

Sous-sol, RDC et 1^{er} étage	2,3 et 4^{ème} étage
 <p>3 HA14 / FACE 2 HA12 / FACE cadre HA8</p>	 <p>5 HA 12 cadre HA8 cadre HA8</p>
Poteau (50×50)	Poteau (45×45)
5^{ème} étage	
 <p>4HA12 cadre HA8</p>	
Poteau (40×40)	

V.4. Ferrailage (R+9) :

V.4.1. Calcul du ferrailage :

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres de R+9.

Tableau V.6.Ferrailage des poutres principales et secondaires (R+9):

Niveau	Type de poutre	section	localis	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Sous –sol, RDC et 1 ^{er} étage	Poutre principale	40×35	Appuis	153.76	186.97	9.9	7	10.65	3T16+ 3T14
			Travée	78.96		5.59		6.88	3T14+2T12
	Poutre secondaire	40×35	Appuis	96.36	105.18	5.9	7	6.88	3T14+2T12
			Travée	22.98		1.54		4.62	3T14
2,3 et 4 ^{ème} étage	Poutre principale	40×35	Appuis	134.04	123.41	8.48	7	9.24	6T14
			Travée	53.10		3.66		4.62	3T14
	Poutre	40×35	Appuis	91.71	100.68	5.6	7	6.88	3T14+2T12
			Travée	10.69		0.71		4.62	3T14
5 et 6 ^{ème} étage	Poutre principale	40×35	Appuis	126.25	127.77	7.93	7	8.01	3T14+3T12
			Travée	53.46		3.69		4.62	3T14
	Poutre secondaire	40×35	Appuis	114.35	76.87	7.11	7	8.01	3T14+3T12
			Travée	39.46		2.69		4.62	3T14
7 et 8 et 9 ^{ème}	Poutre principale	40×35	Appuis	126.25	123.03	7.93	7	8.01	3T14+3T12
			Travée	55.41		3.83		4.62	3T14
	Poutre secondaire	40×35	Appuis	91.12	57.98	5.65	7	6.88	3T14+2T12
			Travée	38.03		2.59		4.62	3T14

V.4.2. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 40 = 56\text{cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\%b. h = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

- **Les longueurs de recouvrement :** $L_r > 40 \times \phi$ en zone 2

$$\phi = 16\text{mm} \quad L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm} \text{ on adopte } L_r=65\text{cm}$$

$$\phi = 14\text{mm} \quad L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm} \text{ on adopte } L_r=60\text{cm}$$

$$\phi = 12\text{mm} \quad L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm} \text{ on adopte } L_r=50\text{cm}$$

V.4.3. Les armatures transversales :

a). Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right)$$

$$\phi_l \leq \min(1.2; 1.14; 3.5\text{cm})$$

$$\phi_l \leq 1.2\text{cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_l = 10\text{mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

b). Calcul des espacements des armatures transversales :

• $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ avec:

$$1). S_{t1} = \min(0.9 \times d; 35\text{cm}) = 31\text{cm}_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 31\text{cm}$$

$$2). S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 78.5\text{cm}$$

$$3). S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \leq 86.68\text{cm}$$

2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right)$$

✓ Zone nodale :

$$S_t \leq \min(11.25; 14.4) = 11.25\text{cm}$$

Soit : $S_t = 10\text{cm}$

✓ Zone courante : $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20\text{cm}$.

Soit $S_t = 15\text{cm}$

c).Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot h = 0,003 \cdot 15 \cdot 40 = 1.8\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14 > A_{\min} = 1.80\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.4.4. Vérification à l'ELU :

a).Condition de non fragilité : BAEL91(Art F.IV.2)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.51\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b).Contrainte tangentielle maximale :

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ BAEL91 (Art H.III.2)

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des contraintes tangentielles(R+9):

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	186.97	1.48	3.33	Vérifiée
Secondaires	105.18	0.83	3.33	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.8.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement(R+9):

Poutres	$A_l(\text{cm}^2)$	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$A_l^{\text{rive}}(\text{cm}^2)$	$A_l^{\text{int}}(\text{cm}^2)$	Observation
Principales	10.65	186.97	153.76	5.37	-7.89	Vérifiée
Secondaires	6.88	105.18	114.35	3.02	-6.85	Vérifiée

V.4.5.Vérification à l'ELS :

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.9 .Vérification de l'état limite de compression du béton(R+9):

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	108.35	123040	14.5	12.74	15	vérifiée
	Travées	55.80	111830	13.8	8.44	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	46.35	1007822	13.08	6.02	15	vérifiée
	Travées	33.08	659125	10.4	5.24	15	vérifiée

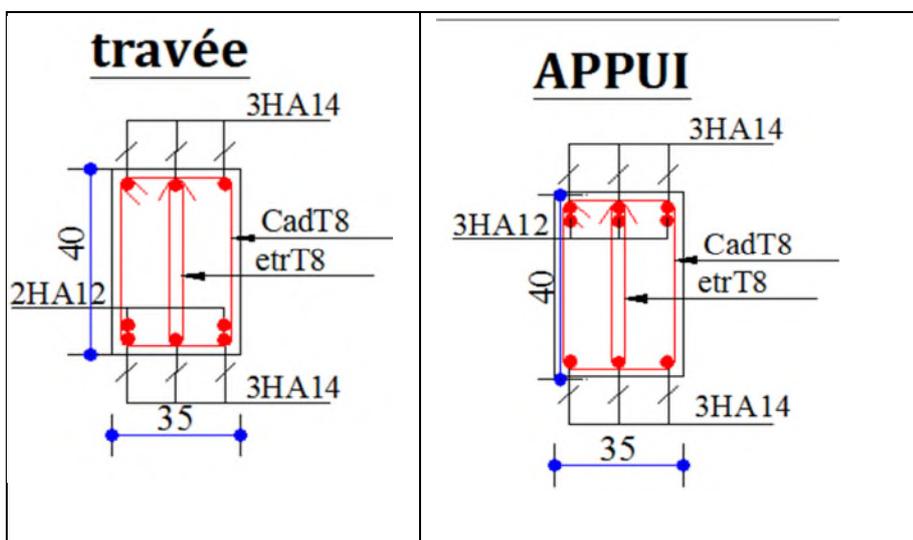
b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

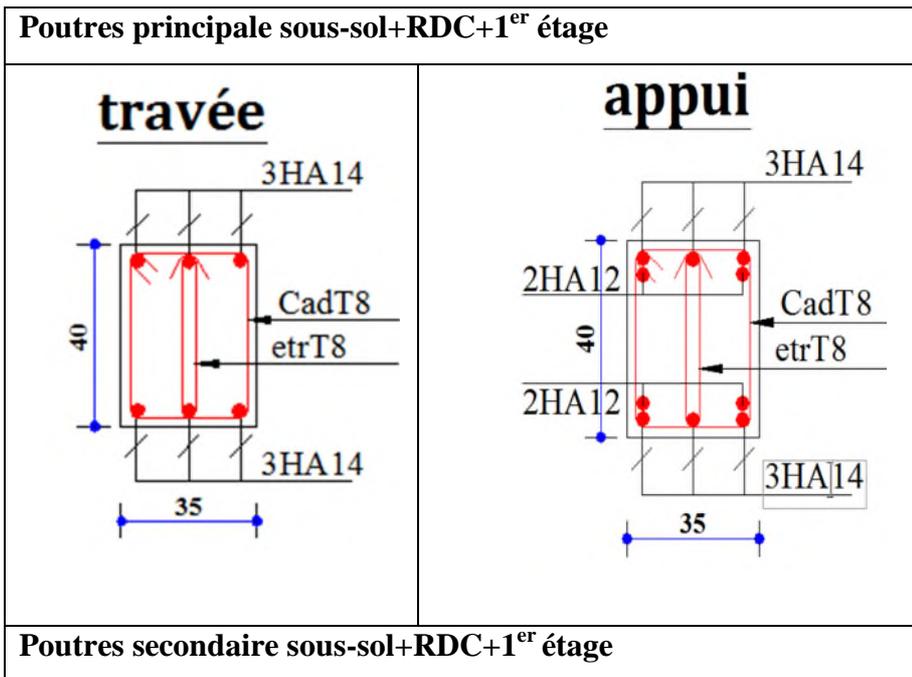
Tableau V.10.Vérification de la flèche pour les poutres(R+9):

	h_t cm	b cm	L (cm)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	35	5	10.65	0.08	0.032	0.0082	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	35	5	8.01	0.08	0.02	0.0062	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.4.6. Schéma de ferrailage des Poutres (R+9):





V.5. Etude des poteaux (R+9) :

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.20. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux (R+9)::

Niveau	section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	65×65	33.8	169	253.5
2,3 et 4 ^{ème} étage	60×60	28.8	144	216
5 et 6 ^{ème} étage	55×55	24.2	121	181.5
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et le dernier poteau de la cage d'escalier	50×50	20.0	100	150

V.5.1. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.21. Sollicitations dans les poteaux (R+9):

Niveau	N _{max} →M _{cor}		M _{max} →N _{cor}		N _{min} →M _{cor}	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	-2865.5	15.78	208.24	-721.89	875.16	34.21

2,3 et 4 ^{ème} étage	-1878.084	11.97	138.19	-1436.49	176.82	41.88
5 et 6 ^{ème} étage	-1067.6	11.87	108.05	-500.12	13.83	68.48
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et le dernier poteau de la cage d'escalier	-613.89	31.38	119.85	-144.015	35.99	5.22

V.5.2. Calcul du ferrailage :

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.22. Ferrailage des poteaux (R+9):

Niveau	sections	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RP} A (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	barres
Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	65×65	0	0	33.8	36.45	12HA16+8HA14
2,3 et 4 ^{ème} étage	60×60	3.54	3.54	28.8	30.29	12HA16+4HA14
5 et 6 ^{ème} étage	55×55	2.81	2.81	24.2	26.51	12HA14+4HA16
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	50×50	3.83	3.83	20	21.36	8HA14+8HA12

V.5.3. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents Poteaux des différents niveaux.

Tableau V.23. Calcul des armatures transversales (R+9):

Sections (cm ²)	Φ_l^{min} cm	V _d (KN)	l _r cm	t zone nodale	t zone courante	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	barres
65×65	1.4	127.31	65	10	15	0.42	2.90	3.02	6HA8
60×60	1.4	116.91	60	10	15	0.38	2.70	3.02	6HA8
55×55	1.2	102.20	50	10	15	0.33	2.47	3.02	6HA8
50×50	1.2	84.970	50	10	15	0.31	2.25	3.02	6HA8

V.5.4. Vérifications :

a). Vérification au flambement :

Tableau V.24. Vérification du flambement pour les poteaux (R+9):

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	65x65	388	388	20.65	0.79	36.45	0.3969	15.82	2.865	vérifiée
2,3 et 4 ^{ème} étage	60x60	286	286	16.49	0.81	30.29	0.3364	13.57	1.878	vérifiée
5 et 6 ^{ème} étage	55x55	286	286	17.99	0.8	26.51	0.2809	11.53	1.067	vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et le 9 ^{ème}	50x50	286	286	19.79	0.79	21.36	0.2304	9.28	0.613	vérifiée

b). Vérification des contraintes :

Tableau V.25. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux (R+9):

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	2,3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage
Section (cm ²)	65x65	60x60	55x55	50x50
d (cm)	60	55	50	45
A' (cm ²)	18.22	15.14	13.25	10.68
A (cm ²)	18.22	15.14	13.25	10.68
V (cm)	32.5	30	27.5	25
V' (cm)	32.5	30	27.5	25
I _{yy} (m ⁴)	0.01974	0.01419	0.01012	0.00684
N ^{ser} (MN)	2.0828	1.3694	0.3240	0.2906
M ^{ser} (MN.m)	0.0114	0.086	0.027	0.0210
M _G ^{ser} (MN.m)	0.0114	0.086	0.027	0.0210
σ_{bc1} (MPa)	5.10	5.61	1.813	1.92
σ_{bc2} (MPa)	4.73	1.99	0.347	0.402
σ_{bc} (MPa)	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c). Vérification aux sollicitations tangentes :

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.26. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux (R+9):

Niveau	Sections (cm ²)	I _f (cm)	λ	ρ_d	d (cm)	V _d (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
--------	--------------------------------	---------------------	-----------	----------	-----------	------------------------	----------------------	----------------------------	------

Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	65×65	388	20.65	0.075	60	127.31	0.32	1.875	vérifiée
2,3 et 4 ^{ème} étage	60×60	286	16.49	0.075	55	116.91	0.35	1.875	vérifiée
5 et 6 ^{ème} étage	55×55	286	17.99	0.075	50	102.2	0.371	1.875	vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	50×50	286	19.79	0.075	45	84.97	0.377	1.875	vérifiée

d).Vérification des zones nodales :

d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.27.Les moments résistants dans les poteaux (R+9):

Niveau	Section(cm ²)	Z(cm)	As(cm ²)	MR(KN.m)
Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	65x65	58.5	36.45	741.678
2,3 et 4 ^{ème} étage	60×60	54	30.29	568.925
5 et 6 ^{ème} étage	55×55	49.5	26.51	456.433
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et le dernier poteau de la cage d'escalier	50x50	45	21.36	334.330

d-2).Détermination des moments résistants dans les poutres :

Tableau V.28.Vérification de la zone nodale (R+9):

Niveau	M _N	M _S	M _{N+M_S}	M _W	M _E	1.25 (M _W +M _E)	Obs
Sous-sol	741.68	741.68	1483.36	219.51	219.51	548.77	vérifiée
RDC	741.68	741.68	1483.36	219.51	219.51	548.77	vérifiée
Etage1	741.68	741.68	1483.36	219.51	219.51	548.77	vérifiée
Etage2	568.93	568.93	1137.85	173.55	173.55	433.88	vérifiée
Etage3	568.93	568.93	1137.85	173.55	173.55	433.88	vérifiée
Etage4	568.93	568.93	1137.85	173.55	173.55	433.88	vérifiée
Etage5	456.43	456.43	912.87	145.5	145.5	363.76	vérifiée
Etage6	456.43	456.43	912.87	145.5	145.5	363.76	vérifiée
Etage7	334.33	334.33	668.66	147.26	147.5	368.14	vérifiée
Etage8	334.33	334.33	668.66	147.26	147.5	368.14	vérifiée

Etage9	334.33	334.33	668.66	147.26	147.5	368.14	vérifiée
--------	--------	--------	--------	--------	-------	--------	----------

- **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

V.5.5. Schémas de ferrailage R+9 :

Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	2,3 et 4 ^{ème} étage
Poteau (65×65)	Poteau (60×60)
5 et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} et le dernier poteau de la cage d'escalier
Poteau (55×55)	Poteau (50×50)

V.6. Étude des voiles:

V.6.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q\pm E$
- 3). $0.8G\pm E$

V.6.2. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,
 e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b). Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc il doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ.

c). Règles communes :

Le pourcentage d’armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L’espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min (1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d’armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l’exception des zones d’about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l’épaisseur du voile.

les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l’action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l’effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s’ajouter à la section d’aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.6.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, on donne un exemple sur les Sollicitations max :

Tableau V.29:exemple sur Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à x-x’(R+5) :

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(\text{KN})$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol RDC, 1, 2 ^{ème} étage	$V_{x1, (rdc.1.2)}$	409.57	33.617	742.701	423.77	178.804	692.887	152.034
3, 4 et 5 ^{ème} étage	$V_{x1, (3.4.5)}$	176.67	138.532	139.233	128.582	26.944	30.258	33.088

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile

V_{x1} dans les autres niveaux :

Tableau V.30.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux (R+5) :

Niveau	Sous-sol RDC,1,2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2 × 1.6	0.2 × 1.6
M(KN)	692.887	139.23
N(KN)	178.804	128.58
section	Partialement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	152.034	33.088
τ (MPa)	0.788	0.172
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	11.20	1.35
A_v^{min} (cm ²)	4.80	4.80
A_v^{adop} (cm ²)	13.56	6.02
N^{bre} /par face	12HA12	12HA8
S_t (cm)	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.99	0.21
A_h^{min} (cm ²)	0.60	0.60
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20

Tableau V.31.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux (R+5) :

Niveau	Sous-sol RDC,1,2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2 × 1.55	0.2 × 1.55
M(KN)	808.98	192.247
N(KN)	238.93	18.053
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	163.00	46.617
τ (MPa)	0.818	0.172
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5

A_v^{cal} (cm ²)	14.05	3.85
A_v^{min} (cm ²)	4.65	4.65
A_v^{adop} (cm ²)	15.14	8.18
N^{bre} /par face	10HA12+2HA10	10HA8+4HA10
S_t (cm)	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.02	0.29
A_h^{min} (cm ²)	0.60	0.60
A_h^{adop} (cm ²)	1.75	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA8
S_t (cm)	20	20

Tableau V.32.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux (R+5) :

Niveau	Sous-sol RDC,1,2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2 × 1.50	0.2 × 1.50
M(KN)	30.976	30.258
N(KN)	423.426	26.944
section	Entièrement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	105.067	31.168
τ (MPa)	0.545	0.121
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	6.977	0.15
A_v^{min} (cm ²)	4.50	4.50
A_v^{adop} (cm ²)	8.54	6.02
N^{bre} /par face	4HA12+8HA8	12HA8
S_t (cm)	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.51	0.20
A_h^{min} (cm ²)	0.60	0.60
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20

Tableau V.33.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux (R+5) :

Niveau	Sous-sol RDC,1,2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2× 2.00	0.2× 2.00
M(KN)	818.887	70.6169
N(KN)	230.901	26.944
section	Partialement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	221.694	68.652
τ (MPa)	0.862	0.267
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	10.37	5.33
A_v^{min} (cm ²)	6.00	6.00
A_v^{adop} (cm ²)	11.30	7.90
N^{bre} /par face	10HA12	10HA10
S_t (cm)	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.08	0.33
A_h^{min} (cm ²)	0.60	0.60
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.58
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA10
S_t (cm)	20	20

Tableau V.34.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux (R+9):

Niveau	Sous-sol RDC,1,2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7,8 et 9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15× 1.82	0.15× 1.82	0.15× 1.82
M(KN)	24.54	12.19	221.19
N(KN)	572.37	359.09	175.64
section	Entièrement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	131.21	96.21	256.26
τ (MPa)	1.063	0.468	0.465
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	15.747	11.14	1.451

A_v^{\min} (cm ²)	4.09	4.09	4.09
A_v^{adop} (cm ²)	15.83	12.32	6.04
N^{bre} /par face	12HA14	10HA12+2HA8	12HA8
S_t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.00	0.73	0.44
A_h^{\min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	2.26	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA12	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.35.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux (R+9) :

Niveau	Sous-sol RDC,1,2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7,8 et 9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15 × 1.43	0.15 × 1.43	0.15 × 1.43
M(KN)	763.013	458.027	159.508
N(KN)	244.032	117.292	21.424
section	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	159.701	112.068	59.07
τ (MPa)	1.158	0.238	0.238
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	14.403	9.03	3.406
A_v^{\min} (cm ²)	3.22	3.22	3.22
A_v^{adop} (cm ²)	14.39	9.42	6.04
N^{bre} /par face	10HA12+2HA14	12HA10	12HA8
S_t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.09	0.22	0.22
A_h^{\min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.36.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux(R+9) :

Niveau	Sous-sol RDC,1,2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7,8 et 9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15 × 1.43	0.15 × 1.43	0.15 × 1.43
M(KN)	868.396	523.12	471.903
N(KN)	656.742	99.147	224.448
section	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	171.508	131.703	102.27
τ (MPa)	1.158	0.955	0.742
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	11.33	10.78	7.92
A_v^{min} (cm ²)	3.22	3.22	3.22
A_v^{adop} (cm ²)	12.18	12.18	9.42
N^{bre} /par face	8HA12+4HA10	8HA12+4HA10	12HA10
S_t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.17	0.90	0.70
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.37.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} dans tous les niveaux(R+9) :

Niveau	Sous-sol RDC,1,2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7,8 et 9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15 × 2.50	0.15 × 2.50	0.15 × 2.50
M(KN)	336.753	326.659	485.40
N(KN)	1101.978	58.608	285.07
section	Entièrement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	227.079	110.817	136.87
τ (MPa)	0.942	0.460	0.568
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	18.82	11.93	10.06
A_v^{min} (cm ²)	5.62	5.62	5.62

A_v^{adop} (cm ²)	20.01	14.70	10.21
N^{bre} /par face	13HA14	13HA12	13HA10
S_t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.88	0.43	0.53
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.38.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux (R+9) :

Niveau	Sous-sol RDC,1,2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7,8 et 9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15 × 1.82	0.15 × 1.82	0.15 × 1.82
M(KN)	179.00	461.960	233.217
N(KN)	641.852	388.302	60.969
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	195.5	73.247	76.194
τ (MPa)	1.126	0.422	0.62
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	13.51	11.63	3.45
A_v^{min} (cm ²)	4.09	4.09	4.09
A_v^{adop} (cm ²)	14.39	12.18	6.08
N^{bre} /par face	10HA12+2HA14	8HA12+4HA10	12HA8
S_t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.06	0.40	0.41
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.39.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux(R+9) :

Niveau	Sous-sol RDC,1,2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7,8 et 9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15×2.55	0.15×2.55	0.15×2.55
M(KN)	2231.64	199.560	58.013
N(KN)	820.766	681.385	153.342
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	420.422	242.369	188.591
τ (MPa)	1.710	0.986	0.52
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	15.44	13.17	6.33
A_v^{min} (cm ²)	5.7	5.7	5.7
A_v^{adop} (cm ²)	15.83	13.56	9.48
N^{bre} /par face	12HA14	12HA12	12HA10
S_t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.60	0.92	0.72
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.40.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux(R+9) :

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 ^{ème} étage	2,3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15×1.28	0.15×1.28	0.15×1.28
M(KN)	79.648	329.41	178.4025
N(KN)	590.228	136.095	3.59
section	Entièrement comprimée	Partialement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	79.864	71.978	28.371
τ (MPa)	0.647	0.583	0.230
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	11.16	6.72	4.585
A_v^{min} (cm ²)	4.32	4.32	4.32

A_v^{adop} (cm ²)	13.56	9.48	6.02
N^{bre} /par face	12HA12	12HA10	12HA8
S_t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.61	0.72	0.6
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

V.6.6 Schéma de ferrailage:

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC (V_{x1}) R+9 comme exemple

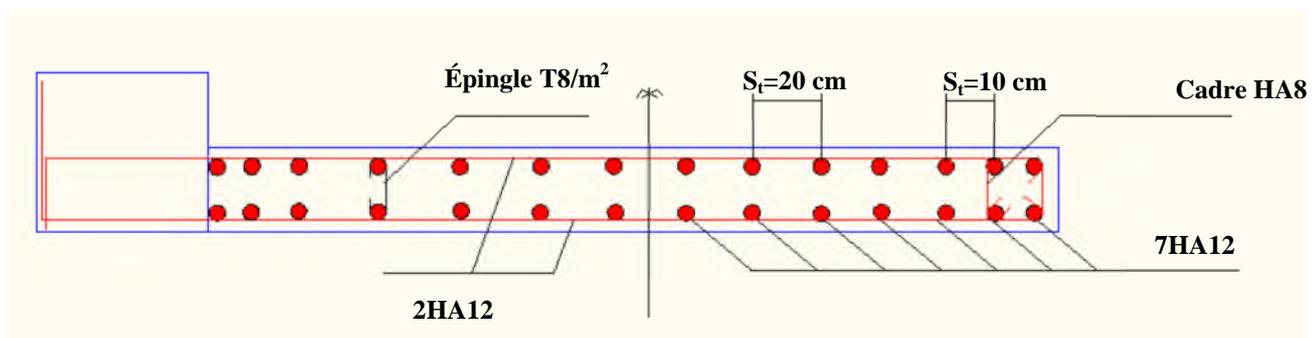


Fig. V. : Schéma de ferrailage de voile (V_{x1}) dans R+9

Chapitre VI

VI .1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.4 bar à une profondeur de 1.4 m.

VI .3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

1). $G + Q \pm E$

2). $0.8 \times G \pm E$

VI .4. Etude des fondations :**VI .4.1 . Fondations de la structure en R+9 :****Le choix de fondation.**

Soit la surface de l'ensemble des semelles.

$$S_{calculée} = \frac{N_{total}^s}{\sigma_{sol}} = \frac{31377.15 * 10^{-3}}{0.145} = 216.40 m^2.$$

La surface du bâtiment est : $S_{\text{bâtiment}} = 207.9m^2$.

On voit bien que $S_{\text{cat}} = 1.04 S_{\text{bat}}$, d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier général avec débord.

Soit un débord de 1m donc $S_{\text{radier}} = 238.10 m^2$.

Radier général :

Le radier travaille comme un plancher renversé.

A - Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

– **Condition de coffrage** : [1]

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{\text{max}} = 5.70m$)

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{530}{20} = 26.50cm.$$

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{530}{10} = 53.00cm.$$

– **Condition de rigidité** : [2]

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\text{max}}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 KN/m^2$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 KN/m^3$.

b : la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\text{max}}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 85cm.$$

Donc : $h \geq 85\text{cm}$.

– **Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \times 1\text{m}$$

N_d : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_d = \frac{39657.83 \times 5.30}{2 \times 238.10} \times 1 = 441.40\text{KN}$$

$$de(I) \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.37\text{m}$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

- $h_t = 85\text{ cm}$ pour les nervures du radier.
- $h_r = 40\text{ cm}$ pour la dalle du radier.

La surface du radier $S_{rad} = S_{bat} = 238.10\text{m}^2$.

B - Les vérifications :

Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s’effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

N_d : effort normal de calcul.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

• **Sous poteaux le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (60×60) cm × cm, le périmètre d’impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.65 + 0.85 = 1.50 \\ B = b + h = 0.65 + 0.85 = 1.50 \end{cases} \Rightarrow U_c = 6.0\text{m}.$$

$$\Rightarrow N_d = 3.027\text{MN} \leq 0.045 \times 0.85 \times 6 \times \frac{25}{1.5} = 3.825\text{MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

- **Sens xx :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

N : L'effort normal du aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismique à la base.

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 6103.90m^4 \text{ et } X_G = 5.06 \text{ m.}$$

$$I_y = 3712.40m^4 \text{ et } Y_G = 7.90m.$$

$$M_x = 12810.78KN.m, M_y = 11850.40KN.m.$$

$$N = 28917.90KN.$$

$$\sigma_1 = \frac{31.37715}{238.10} + \frac{12.8108 \times 7.9}{6103.90} = 0.147MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{31.37715}{238.1} - \frac{12.81078 \times 7.9}{6103.90} = 0.115MPa$$

σ_1 et σ_2 sont supérieur de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.147 + 0.115}{4} = 0.139MPa > 0.145MPa.$$

Donc : La contrainte n'est pas vérifiée dans le sens xx.

Sens yy:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y X_G}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{31.37715}{238.1} + \frac{11.850 \times 5.06}{3712.40} = 0.148MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{31.37715}{238.10} - \frac{11.850 \times 5.06}{3712.40} = 0.115MPa$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.148 + 0.115}{4} = 0.139MPa = 0.145MPa.$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens yy.

Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$$f_s = 1.15 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

$$S_{rad} = 238.10 \text{ m}^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$H = 5.00 \text{ m (hauteur de la partie enterrée du bâtiment).}$$

$$N = 31377.15 \text{ KN} > 1.15 \times 10 \times 5 \times 238.10 = 13690.75 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

C - Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable soit le panneau A (**figure VI.1**) et on optera le même ferrailage pour tous le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

a - Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$Q_u = \frac{39657.83}{238.1} = 166.55 \text{ KN / ml.}$$

$$L_x = 4.90 - 0.65 = 4.25 \text{ m, } L_y = 5.30 - 0.65 = 4.65 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.92 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \end{cases} \dots \dots \dots [Annexe II]$$

$$M_x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0437 \times 166.55 \times 4.25^2 = 131.46 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.8251 \times 131.46 = 108.47 \text{ KN.m.}$$

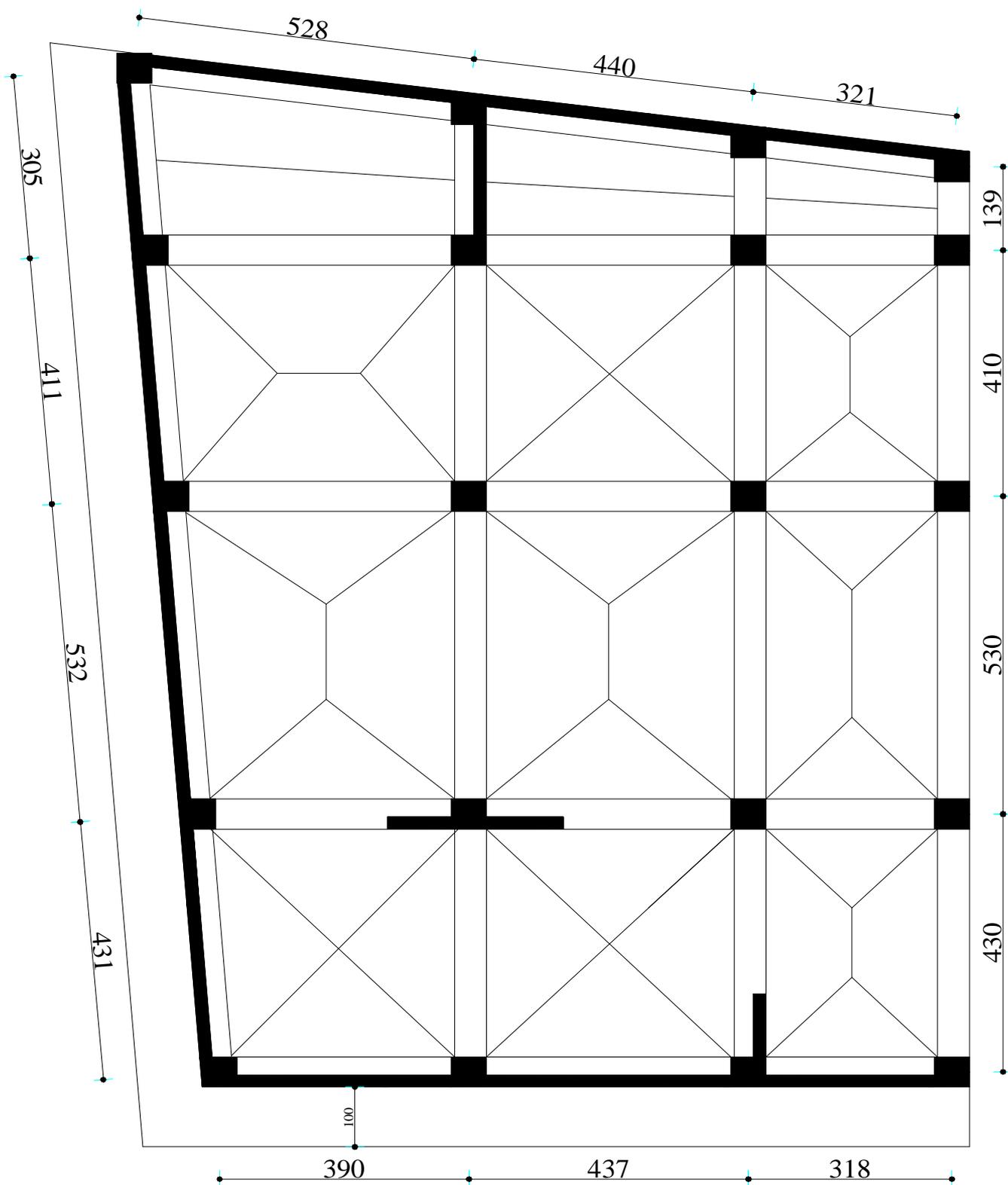


Fig. VI.1 : Schéma de rupture de dalle de radier (R+9).

b - Calcul du ferrailage :

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

- ✓ **En travée :** $M_{tx} = 0.85 M_x$, $M_{ty} = 0.85 M_y$
- ✓ **En appui :** $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

La section à ferrailer est $1 \times 0.40 \text{ m}^2$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI .1. Section des armatures du radier (R+9):

		M (KN.m)	$A_{cal}(cm^2/m)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{opt}(cm^2/m)$	Choix par (m)	$S_t (cm)$
Sens X-X	travée	111.74	8.69	3.32	10.78	7HA14	15
	appui	65.73	5.05	3.32	7.92	7HA12	15
Sens Y-Y	travée	92.17	7.14	3.20	10.78	7HA14	15
	appui	54.20	4.15	3.20	7.92	7HA12	15

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 \text{ cm}$; et $\rho > 0.4$, la section minimale d'armatures est :

$$\begin{cases} A_x = \rho_0 \times (3-\rho) \times b \times h/2. \\ A_y = \rho_0 \times b \times h. \end{cases}$$

Pour des HAFéE400 $\rho_0 = 0.0008$.

$$\begin{cases} A_x = 3.32 \text{ cm}^2. \\ A_y = 3.2 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

Panneau A

- **Espacement des armatures .**

$$\begin{cases} \text{Armatures // } L_x: S_t = 15\text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}. \\ \text{Armatures // } L_y: S_t = 15\text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}. \end{cases}$$

A l'ELU :

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 235.87 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 265.67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{265.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.759 \text{ MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16 \text{ MPa}.$$

La condition est vérifiée, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

A I 'ELS :

$$\mu_x = 0.0509$$

$$\mu_y = 0.8799$$

$$N = 28917.90 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{28917.90}{238.10} = 121.45 \text{ KN / m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times Q_s \times (L_x)^2 = 0.0509 \times 121.45 \times (4.25)^2 = 111.65 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 98.25 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 94.90 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 83.51 \text{ KN.m.}$$

• **Moment en appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 55.825 \text{ KN.m}$$

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

En travée :

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

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

$$50y^2 + 15 \times 10.78 \times y - 15 \times 5.65 \times 35 = 0$$

$$\Rightarrow y = 10.20 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 + 15 A_c (y - d)^2 \Rightarrow I = 186950.208 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 5.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2.Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier(R+9):

Localisation		M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	xx	94.90	10.20	186950.21	5.17	188.83
	yy	83.51	9.02	190806.35	3.94	170.55
Appui		55.82	8.80	215262.15	2.28	101.92

On remarque que la contrainte dans les aciers est vérifiée donc on garde la même section de ferrailage choisit.

• Schéma de ferrailage

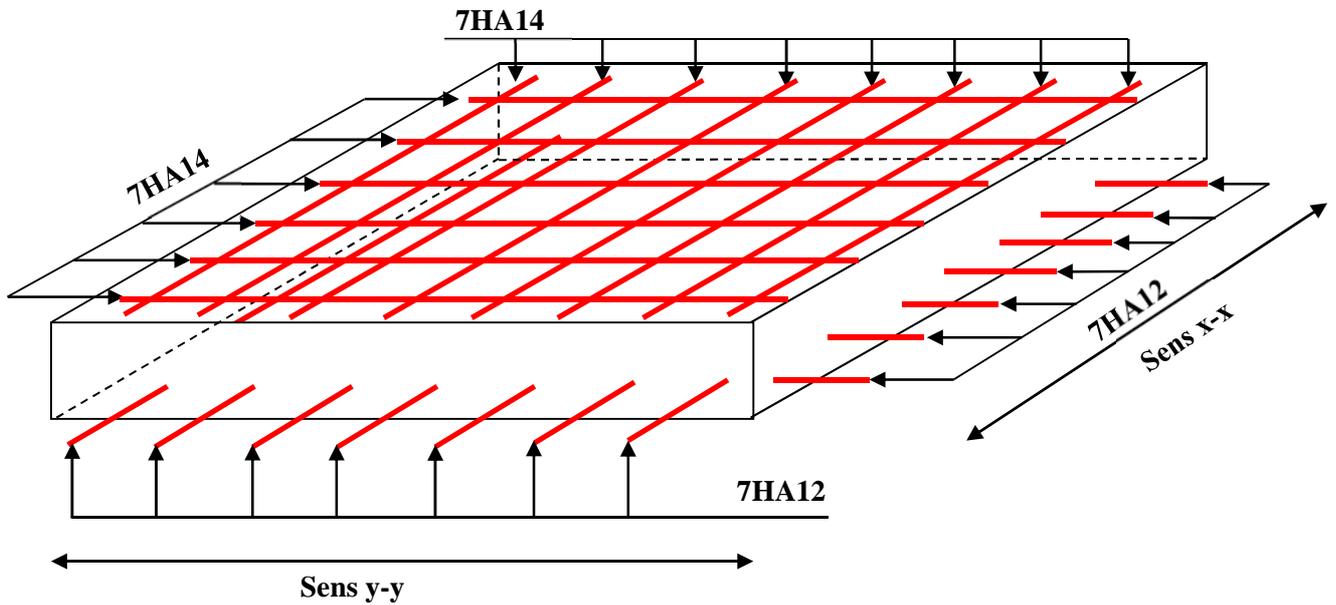


Fig. VI.2 : Schéma de ferrailage de radier (R+9).

D-Ferrailage du débord :

Il est assimilé à une console de 1 m de largeur.

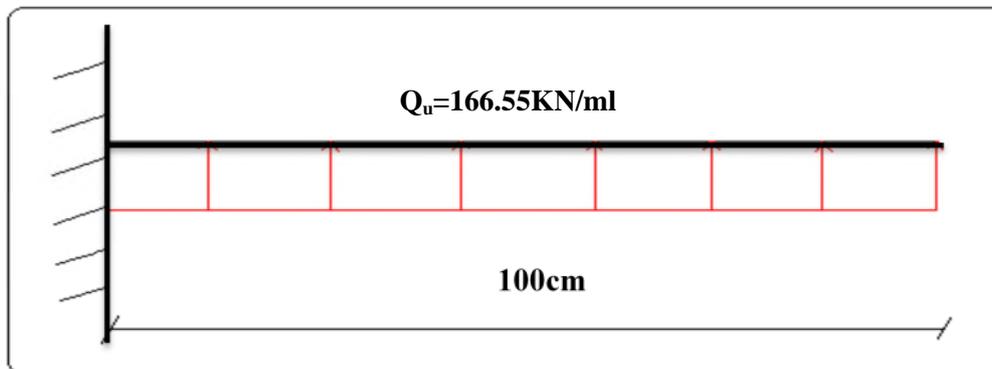


Fig. VI.3 : Schéma statique du débord(R+9).

$$M_u = Q_u \times \frac{l^2}{2} = 83.275 \text{ KN.m.}$$

Tableau VI.3. Sections d'armatures du débord(R+9):

M (KN.m)	$A_{cal}(cm^2/m)$	A_{min}	$A_{adoptée}$	choix par (m)	$S_t (cm)$	$A_r (cm^2/m)$	$A_r^{adoptée}$
83.275	7.01	4.22	7.92	7HA12	15	2.64	5HA10=3.93

• Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$b = 1m, \quad d = 0.35m$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa.}$$

$$V_u = Q_u \times l = 166.55 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.476 < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa.}$$

• Schéma de ferrailage.

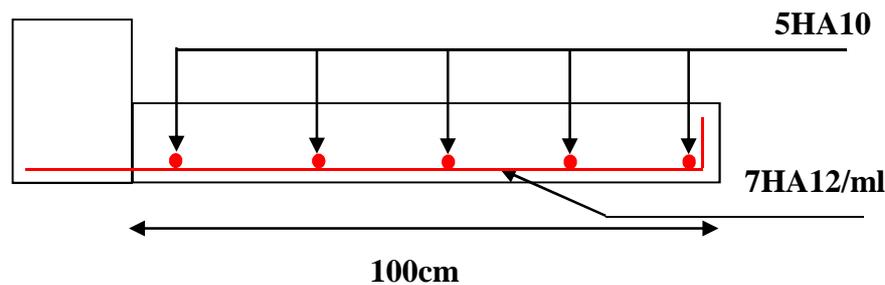


Fig. VI.4 : Schéma de ferrailage du débord(R+9).

E-Ferrailage des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures (voir Fig. VI.1), mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- P_v charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

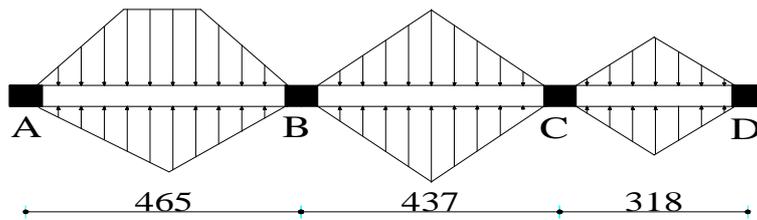
Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = P'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} ; \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

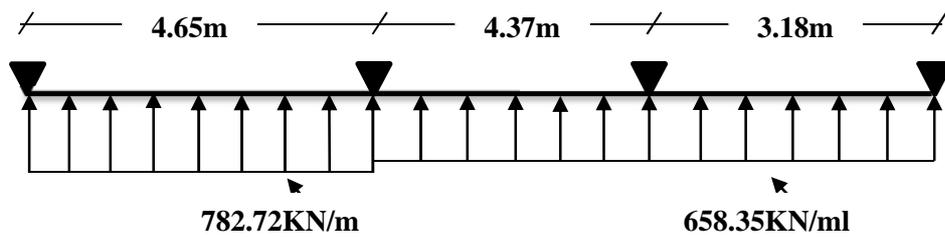
$$Q_u = 137.30 \text{ KN/m}^2, Q_s = 100.087 \text{ KN/m}$$

Sens X-X :

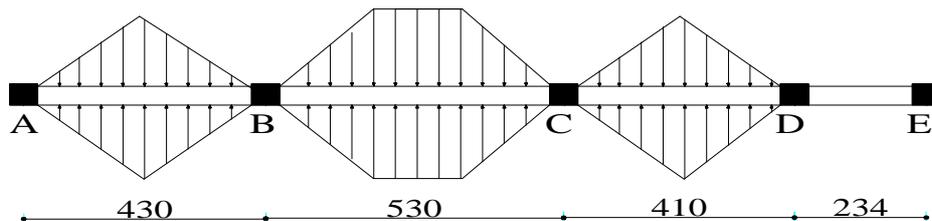


Sens X-X

• Schéma statique équivalent :

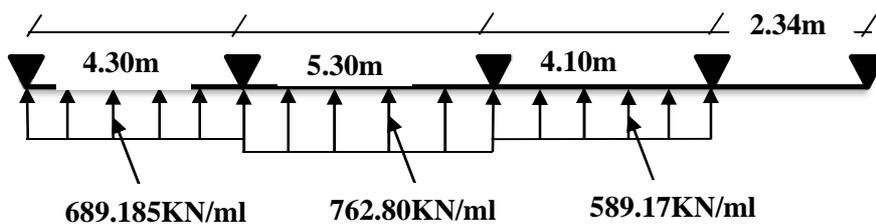


Sens Y-Y



Sens Y-Y

• Schéma statique équivalent :



• Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

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 : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Moment en travée :

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

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

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Sens longitudinal (Y-Y) :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.4. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal (R+9):

Localisation	travée	Appui
M_U (KN.m)	648.40	-1159.12
M_S (KN.m)	472.98	-845.48
V (KN)	1061.90	

Sens transversal (X-X) :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.5. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal (R+9):

Localisation	travée	Appui
M_U (KN.m)	595.50	-1070.07
M_S (KN.m)	434.40	-780.50
V (KN)	998.68	

• Ferrailage :

Sens Y-Y :

Le ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$$h=0.85\text{ m}$$

$$h_0=0.40\text{ m}$$

$$b_0=0.65\text{ m}$$

$$d=0.80\text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(46.5; 159)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq 46.5\text{ cm}$$

On prend : $b_1=45\text{ cm}$.

Donc : $b=2b_1+b_0=2 \times 45+65=155\text{ cm}$.

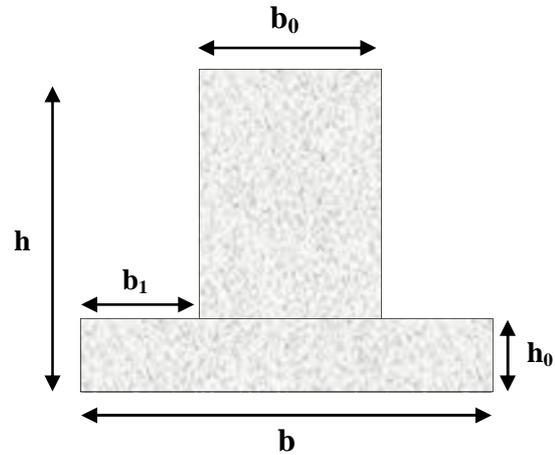


Fig. VI.5 : Section à ferrailer(R+9).

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.6.Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y) (R+9):

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
Y-Y	Travée	648.40	23.9	9.03	25.13	8HA20
	Appui	-1159.12	40.01	9.03	43.98	14HA20

Sens X-X :

D'une manière semblable au premier calcul, on trouve : $b=155\text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.7.Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X) (R+9):

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
X-X	Travée	595.50	21.90	12.83	25.13	8HA20
	Appui	-1070.07	35.20	12.83	37.70	12HA20

• Vérifications :

A l'ELU :

• Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.8 .Vérification de l'effort tranchant(R+9):

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens Y-Y	1061.90	2.04	2.5	Vérifiée
Sens X-X	998.68	1.92	2.5	Vérifiée

A l'ELS :

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

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

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

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

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Résumé des résultats (vérification des contraintes) (R+9):

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
Y-Y	travée	472.98	18.25	1558440.398	5.65	15	279.38	201.63
	appui	-845.48	21.05	2489726.328	7.15	15	300.28	201.63
X-X	travée	434.40	16.37	1621229.921	4.39	15	255.74	201.63
	appui	-780.50	19.66	2221023.78	6.91	15	318.07	201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente

Soit : -la section de ferrailage

- Inertie de la nervure.

Donc : Soit : H= 100 cm

$$B = 65 \text{ cm}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		Choix par (m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Y-Y	travée	6HA20Fil + 6HA16 Chap	30.91	19.87	2784201.2 2	3.38	191.45
	appui	6HA20Fil + 12HA20 Chap	56.52	26.033	4392840.9 1	5.01	199.11
X-X	travée	6HA20Fil + 6HA16 Chap	30.91	19.878	2783837.5 8	3.10	175.83
	appui	6HA20Fil + 12HA20 Chap	56.52	26.033	4393074.7 4	4.62	183.80

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(28.57; 60; 20) \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 20 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

Soit 5HA10=3.93 cm² (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle)

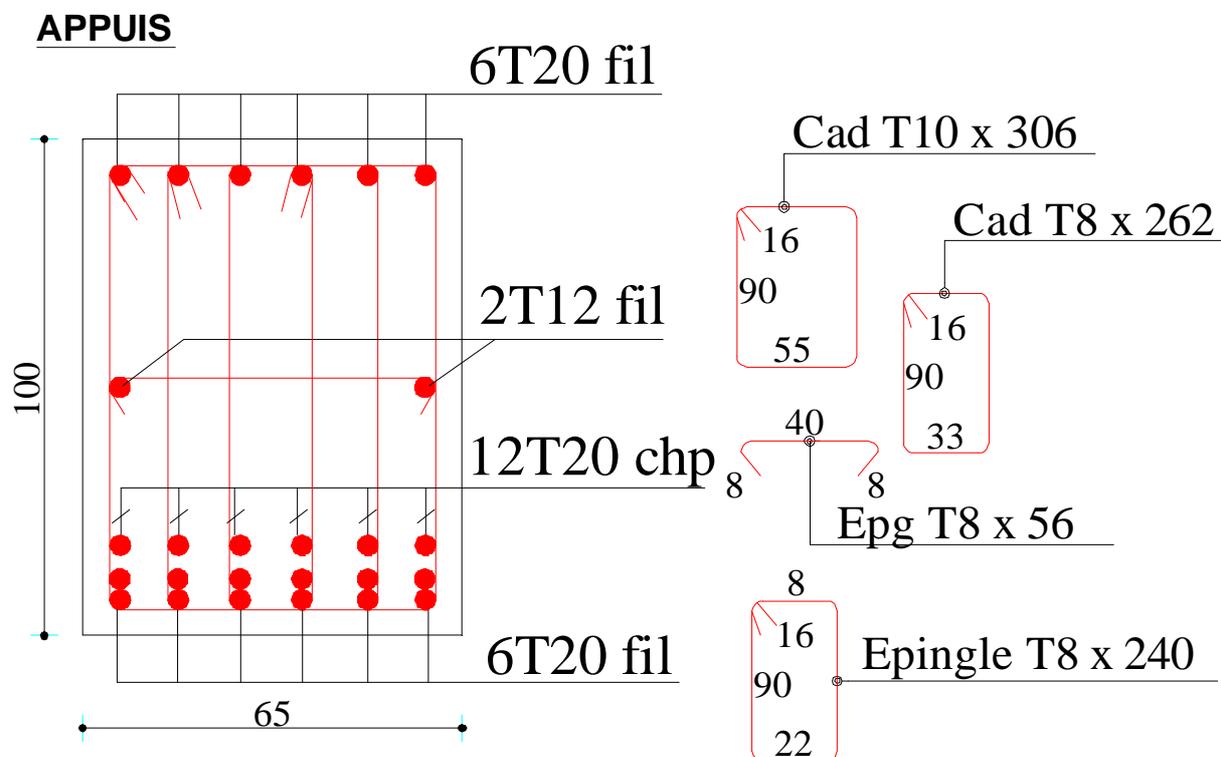
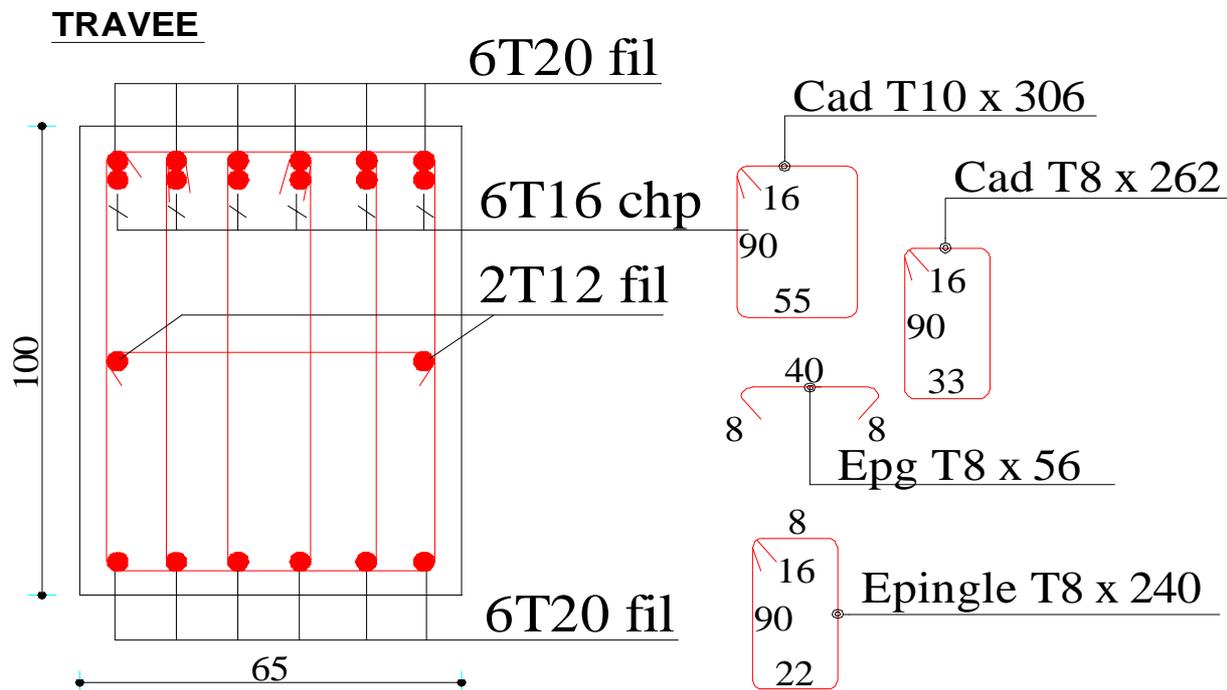
$$1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0.855; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm.}$$

$$2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_o} = \frac{3.59 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.65} = 55.32 \text{ cm.}$$

$$3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_o [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.8 \times 3.59 \times 10^{-4} \times 400}{0.65 [2.04 - 0.3 \times 2.1]} = 9.54 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

- Schémas de ferrailage des nervures dans les deux sens :



VI .4.2 . Fondations de la structure en R+5 :

Le choix de fondation.

On opte à la même fondation pour la structure en R+5. soit une fondation superficielle de type Radier général.

A – Dimensionnement :

On opte pour :

- $h_t = 80$ cm pour les nervures du radier.
- $b = 50$ cm pour les nervures du radier.
- $h_r = 35$ cm pour la dalle du radier.

La surface du radier $S_{rad} = S_{bat} = 257.30m^2$.

B - Les vérifications :**Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

N_d : effort normal de calcul.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

- **Sous poteaux le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (50×50) cm × cm, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.5 + 0.80 = 1.30 \\ B = b + h = 0.5 + 0.80 = 1.30 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.2m.$$

$$\Rightarrow N_d = 1.260MN \leq 0.045 \times 0.80 \times 5.2 \times \frac{25}{1.5} = 3.12MN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{x,y} \cdot e_{Gy,x}}{I_{X,Y}}$$

N : L'effort normal du aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sollicitant max à la base.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI .10. Vérification des contraintes dans le Radier (R+5) :

Sens	Ns (MN)	M (MN.m)	S r (m 2)	XG (m)	YG (m)	Ixx (m 4)	Iyy (m 4)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{moy} (MPa)	σ_{sol} (MPa)	OBS
X-X		17.910						0.125	0.080	0.114		Vérifiée
Y-Y	16.90	20.950	278.7	9.46	7.31	4781.2	8830.6	0.130	0.075	0.116	0.145	Vérifiée

Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$$f_s = 1.15 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

$$S_{rad} = 278.7 \text{ m}^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$H = 5.00 \text{ m (hauteur de la partie enterrée du bâtiment).}$$

$$N = 25982.29 \text{ KN} > 1.15 \times 10 \times 5 \times 278.70 = 16025.25 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

C - Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable soit le panneau A (**figure VI.1**) et on optera le même ferrailage pour tous le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

a - Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$Q_u = \frac{23543.67}{278.7} = 84.47 \text{ KN / ml.}$$

Le calcul se fait pour le panneau le plus défavorable.

$$L_x = 4.95 - 0.50 = 4.50 \text{ m, } L_y = 5.30 - 0.50 = 4.80 \text{ m.}$$

Les résultats de calcul des sollicitations et ferrailage sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI .11. Section des armatures du radier (R+5) :

		M (KN.m)	$A_{cal}(cm^2/m)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{opt}(cm^2/m)$	Choix par (m)	$S_t(cm)$
Sens X-X	travée	62.22	5.55	2.88	7.92	7HA12	15
	appui	36.60	3.23	2.88	5.65	5HA12	15
Sens Y-Y	travée	52.58	4.67	2.80	7.92	7HA12	15
	appui	30.93	2.72	2.80	5.65	5HA12	15

• **Espacement des armatures :**

$$\begin{cases} \text{Armatures // } L_x: S_t = 15\text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}. \\ \text{Armatures // } L_y: S_t = 15\text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}. \end{cases}$$

A l'ELU :

• **Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 126.6\text{KN}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 137.91\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{137.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.30} = 0.46\text{MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16\text{MPa}.$$

La condition est vérifiée, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

A l'ELS :

$$Q_s = \frac{N_{Ser}}{S_{rad}} = \frac{17226.47}{278.7} = 61.81\text{KN} / m^2$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85M_x = 53.19\text{KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 47.55\text{KN.m.}$$

• **Moment en appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 31.29\text{KN.m}$$

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

En travée :

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

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

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15As(d - y)^2 + 15Ac(y - d')^2.$$

✓ **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.12. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier (R+5) :

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	xx	53.19	7.10	118674.02	3.18	153.96
	yy	47.55	7.10	118674.02	2.84	137.63
Appui		31.29	6	124444.8	1.51	90.52

On remarque que la contrainte dans les aciers est vérifiée donc on garde la même section de ferrailage choisit.

• **Schéma de ferrailage**

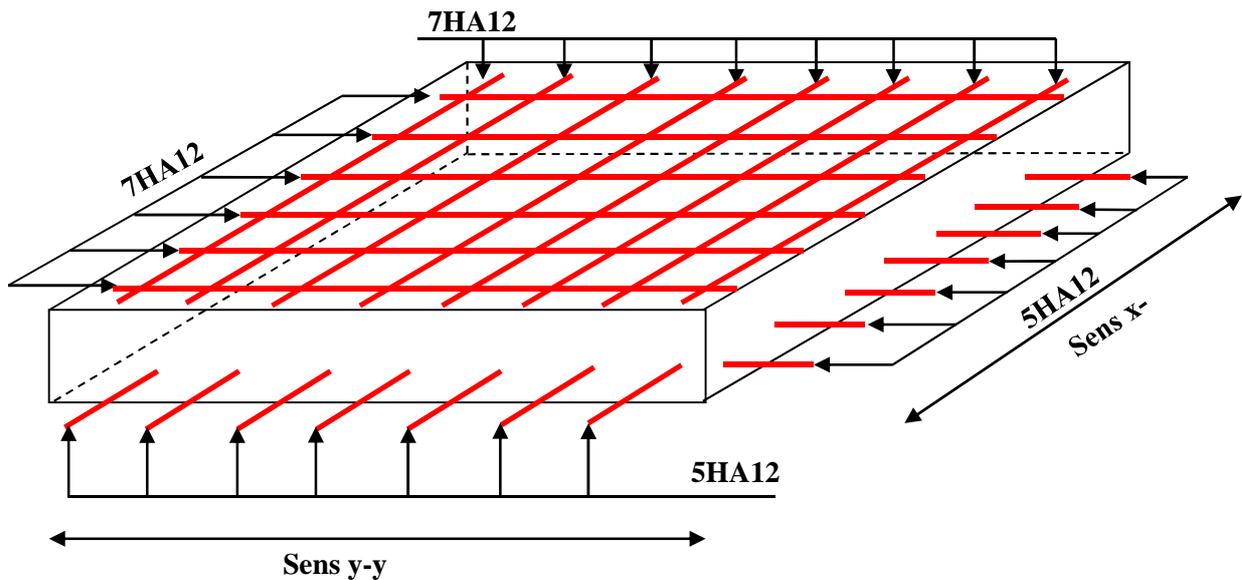


Fig. VI.6 : Schéma de ferrailage de radier (R+5).

E-Ferraillage des nervures :

On détermine les sollicitations max en travée et aux appuis à l'aide de logiciel SAP 14 version 2000.

Sens longitudinal (Y-Y) :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.13. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal (R+5) :

Localisation	travée	Appui
M_U (KN.m)	343.43	-613.46
M_S (KN.m)	251.14	-448.95
V (KN)	561.30	

Sens transversal (X-X) :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.14. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal (R+5) :

Localisation	travée	Appui
M_U (KN.m)	295.00	-521.21
M_S (KN.m)	216.58	-381.5
V (KN)	507.90	

• Ferraillage :

Sens Y-Y :

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0.80\text{ m}$

$h_0=0.35\text{m}$

$b_0=0.50\text{m}$

$d=0.75\text{m}$

$b=1.20\text{ m}$

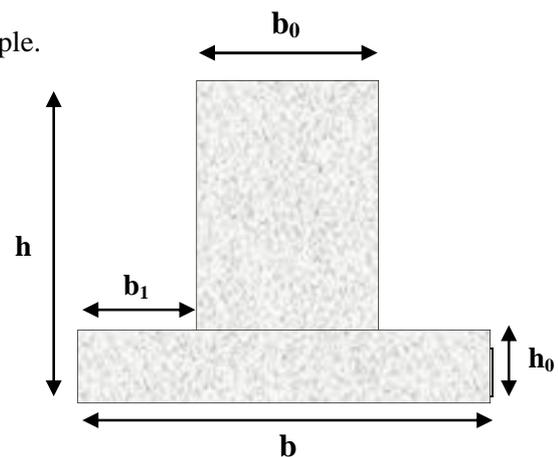


Fig. VI.7 : Section à ferrailer(R+5).

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.15. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y) (R+5) :

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
Y-Y	Travée	343.43	13.40	8.50	14.07	7HA16
	Appui	-613.46	20.98	8.50	24.13	12HA20

Sens X-X :

D'une manière semblable au premier calcul, on trouve : $b=110cm$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.16. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X) (R+5) :

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
X-X	Travée	295.00	11.40	12.83	14.07	7HA16
	Appui	-521.21	17.98	12.83	20.11	10HA16

- Vérifications :

A l'ELU :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.17. Vérification de l'effort tranchant(R+5) :

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens Y-Y	561.30	1.496	2.5	Vérifiée
Sens X-X	507.90	1.35	2.5	Vérifiée

A l'ELS :

- État limite de compression du béton :

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

- Les contraintes dans l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

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

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.18. Résumé des résultats (vérification des contraintes) (R+5) :

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
Y-Y	travée	251.14	13.88	831494.33	4.19	15	276.91	201.63
	appui	-448.95	17.711	1277102.26	6.22	15	301.82	201.63
X-X	travée	216.58	14.38	823518.42	3.78	15	239.14	201.63
	appui	-381.5	16.91	1095698.66	5.89	15	303.39	201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente

Soit : -la section de ferrailage

- Inertie de la nervure.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Y-Y	travée	5HA20Fil + 2HA20 Chap	21.99	16.59	1210283.32	3.44	181.81
	appui	5HA20Fil +7HA20 Chap	37.7	21.09	1813953.01	5.22	199.96
X-X	travée	6HA20Fil + 2HA20 Chap	21.99	17.167	1197143.58	3.11	156.94
	appui	5HA20Fil +7HA20 Chap	37.7	21.09	1813953.01	5.22	199.96

• Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(28.2; 60; 20) \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 20 \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

• Espacement des aciers transversaux :

Soit $5HA10=3.93 \text{ cm}^2$ (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle)

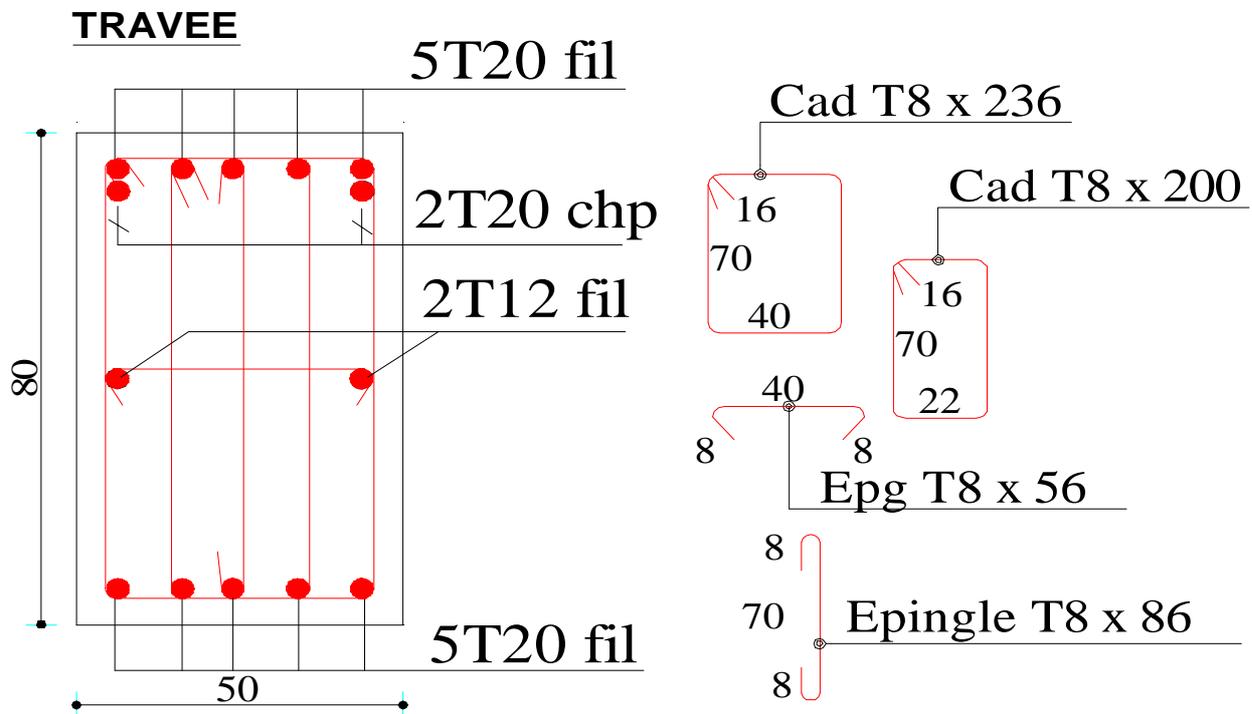
$$1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0.655; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}.$$

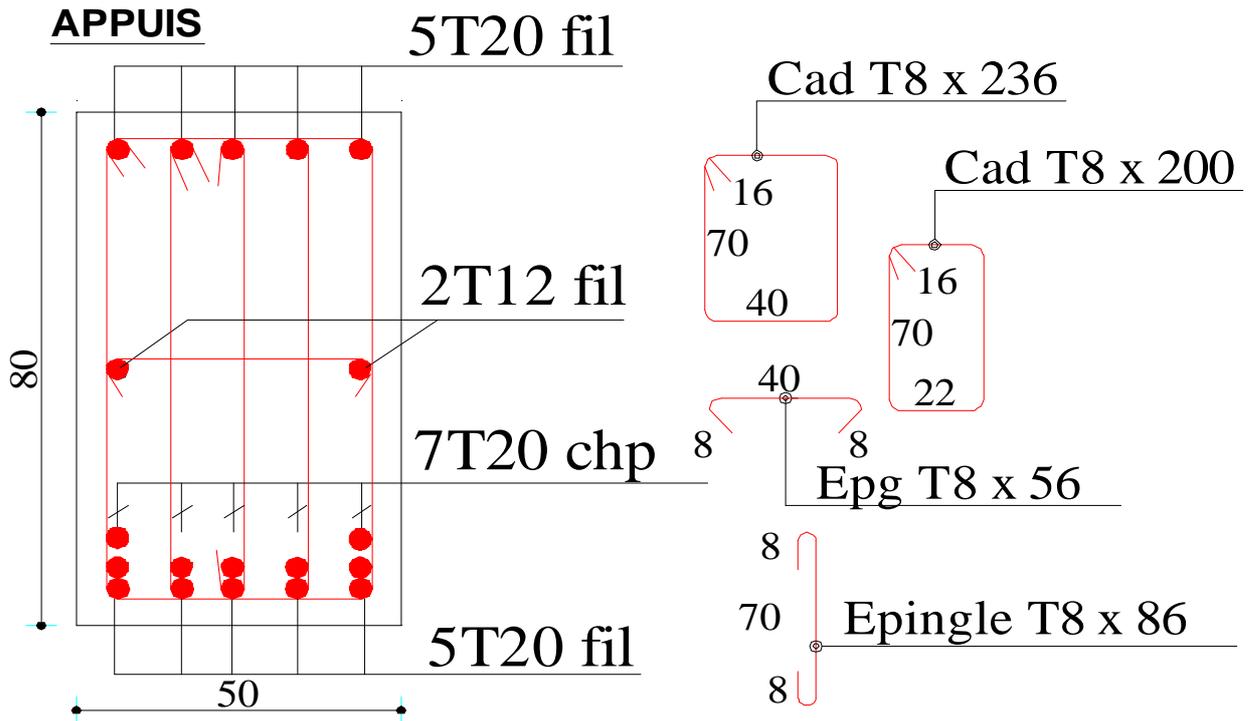
$$2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_o} = \frac{2.51 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.50} = 50.2 \text{ cm}.$$

$$3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_o [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.8 \times 2.51 \times 10^{-4} \times 400}{0.5 [1.496 - 0.3 \times 2.1]} = 18.5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

• Schémas de ferrailage des nervures dans les deux sens :





VI.5. Voile périphérique :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.5.2. Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h=2.4$ m
- La longueur $L=4.9$ m
- L'épaisseur $e=15$ cm

VI.5.3. Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique $\gamma_h = 19.46 \text{ KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 27,5^\circ$
- La cohésion $c=0 \text{ KN} / \text{m}^2$

VI.5.4. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 2.4 \times (19.46 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{27,5}{2}) - 2 \times 0 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{27,5}{2})) = 15.43 \text{ KN} / \text{ml}$$

- **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 3,68 \text{ KN} / \text{ml}$$

VI.5.5. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU :

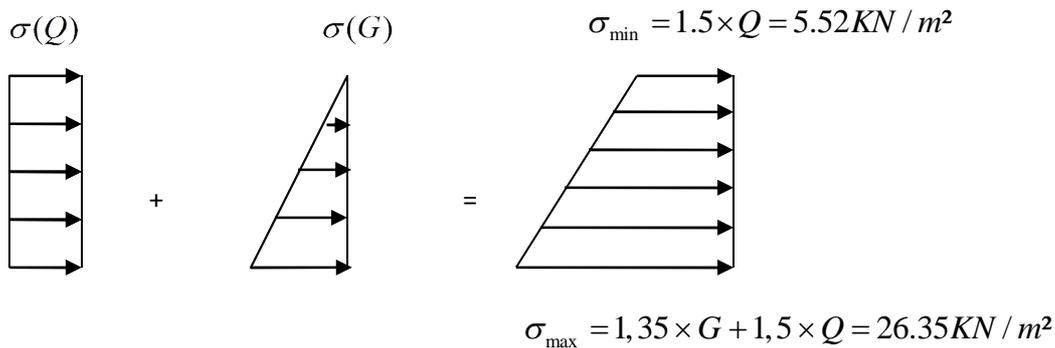


Fig. VI.8. Répartition des contraintes sur le voile(R+5).

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 21.14 \text{ KN} / m^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 21.14 \text{ KN} / ml$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.4 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 4.9 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.48 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0.48 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0994 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \dots\dots\dots [ANNEXE II]$$

$$M_{0x} = 12.1 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = 3.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 2.57 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 10.28 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ap} = 0.5 \times M_{0x} = 6.05 \text{ KN.m.}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$A_{min} = 0.1\% \ b \times h \dots\dots\dots \text{condition exigée par le RPA .}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.19. Section des armatures du voile périphérique(R+5) :

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Nbar
Travée	x-x	10.63	0.026	0.023	0.18	1.72	2	3.16	4HA10
	y-y	2.63	0.0065	0.008	0.18	0.42	2	3.16	4HA10
Appui		6.25	0.015	0.006	0.18	1.01	2	3.16	4HA10

• Espacements :

$$\begin{cases} sens\ x-x : S_t \leq \min(2 \times e; 25cm) = 25cm \Rightarrow S_t = 25cm \\ sens\ y-y : S_t \leq \min(2 \times e; 25cm) = 25cm \Rightarrow S_t = 25cm \end{cases}$$

VI.5.6.Vérifications :

A L'ELU:

• Condition de non fragilité :

$$\rho = 0.48 > 0.4$$

$$e \geq 20cm$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.48) \times 100 \times 20 = 2.016 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2.$$

$$A_t > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$A_a > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

• Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5 \text{ MPa}, (\text{fissuration nuisible}).$$

On a :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{21.14 \times 2.4}{2} \times \frac{4.9^4}{4.9^4 + 2.4^4} = 23.97 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{21.14 \times 4.9}{2} \times \frac{2.4^4}{4.9^4 + 2.4^4} = 2.81 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{23.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.141 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0.141 \text{MPa} < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.

A L'ELS :

$\mu_x = 0.1026$

$\mu_y = 0.3491$

$\sigma_{\max} = 1 \times G + 1 \times Q = 1 \times 15.43 + 1 \times 3.68 = 19.11 \text{KN} / \text{m}^2$.

$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 1 \times 3.68 = 3.68 \text{KN} / \text{m}^2$

$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$

$\sigma_m = \frac{3 \times 19.11 + 3.68}{4} = 15.25 \text{KN} / \text{m}^2$.

$q_s = \sigma_m \times 1 \text{ml} = 15.25 \text{KN} / \text{m}$.

$M_x = \mu_x \times q_u \times L^2$

$M_x = 0.1026 \times 15.25 \times (2.4)^2 = 9.012 \text{KN.m}$

$M_y = \mu_y M_x$

$M_y = 0.3491 \times 9.012 = 3.14 \text{KN.m}$

• **Moment en travée :**

$M_{tx} = 0.85 M_x = 7.66 \text{KN.m}$

$M_{ty} = 0.85 M_y = 2.66 \text{KN.m}$

• **Moment en appui :**

$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 4.506 \text{KN.m}$

• **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$.

$\bar{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}}\right) = 201.63 \text{MPa}$.

$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \times (d - y)$.

• **Contraintes dans le béton :**

$y = 4.74 \text{ cm}$

$$I = 18451 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 2.032 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La contrainte dans le béton est vérifiée.}$$

• **Contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 149.24 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée nuisible

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec : $\eta = 1.6$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Schéma de ferrailage du voile périphérique :**

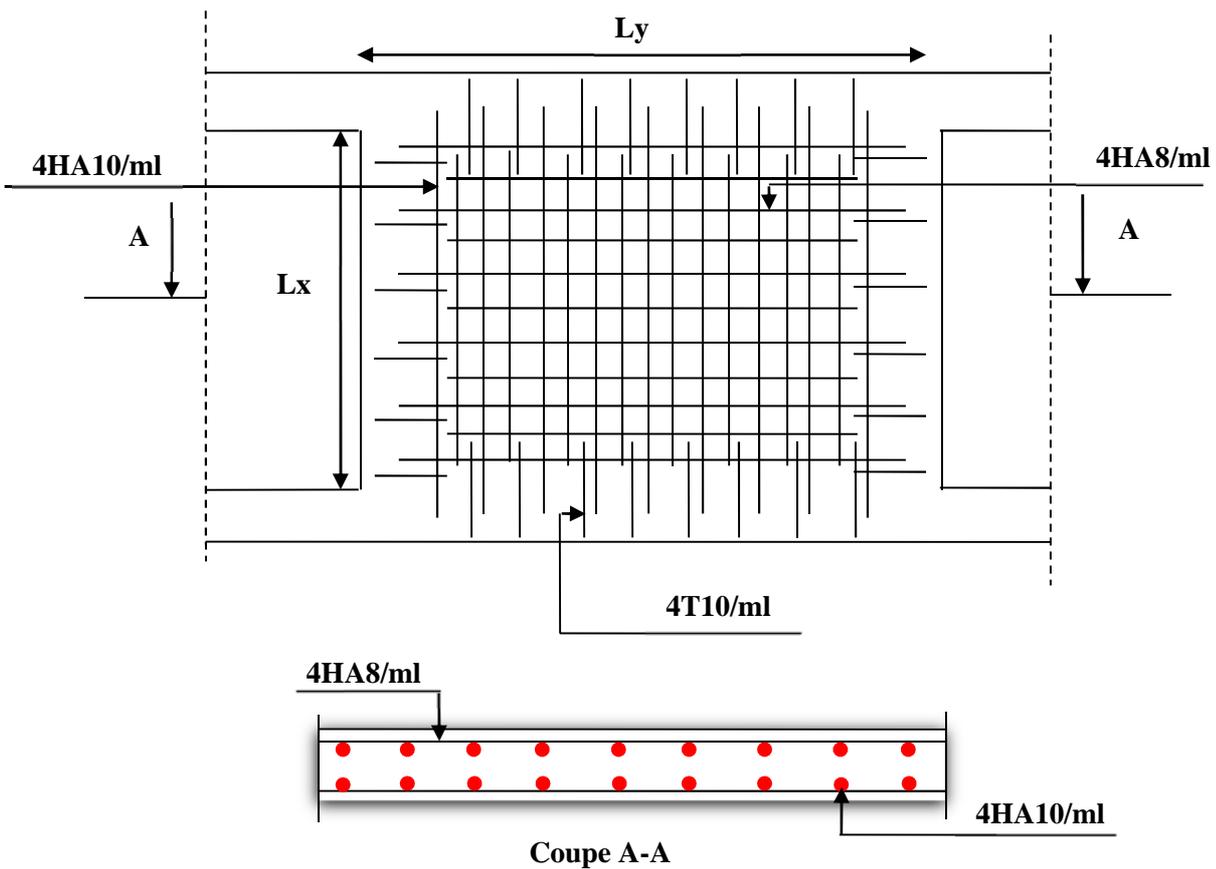


Fig. VI.9. Schéma de ferrailage de voile périphérique (R+5).

Conclusion générale :

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tout les éléments de la structure, secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel ;
- 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. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux ;
- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux ;
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que le ferrailage préconisé par le RPA99 est majoritaire en vu de la sécurité ;
- Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. On a remarqué que les fondations superficielles ne peuvent être utilisées vue l'importance du poids de la structure et la faible surface du projet, et cela nous a conduit à opter pour un radier général qui peut assurer la stabilité de notre structure ;
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, un comportement idéal souhaité, Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :
 - Respect de réglementation parasismique.
 - Conception architecturale parasismique.
 - Mise en œuvre soignée de la construction.

ANNEXE II

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

ANNEXE III

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

ANNEXE IV

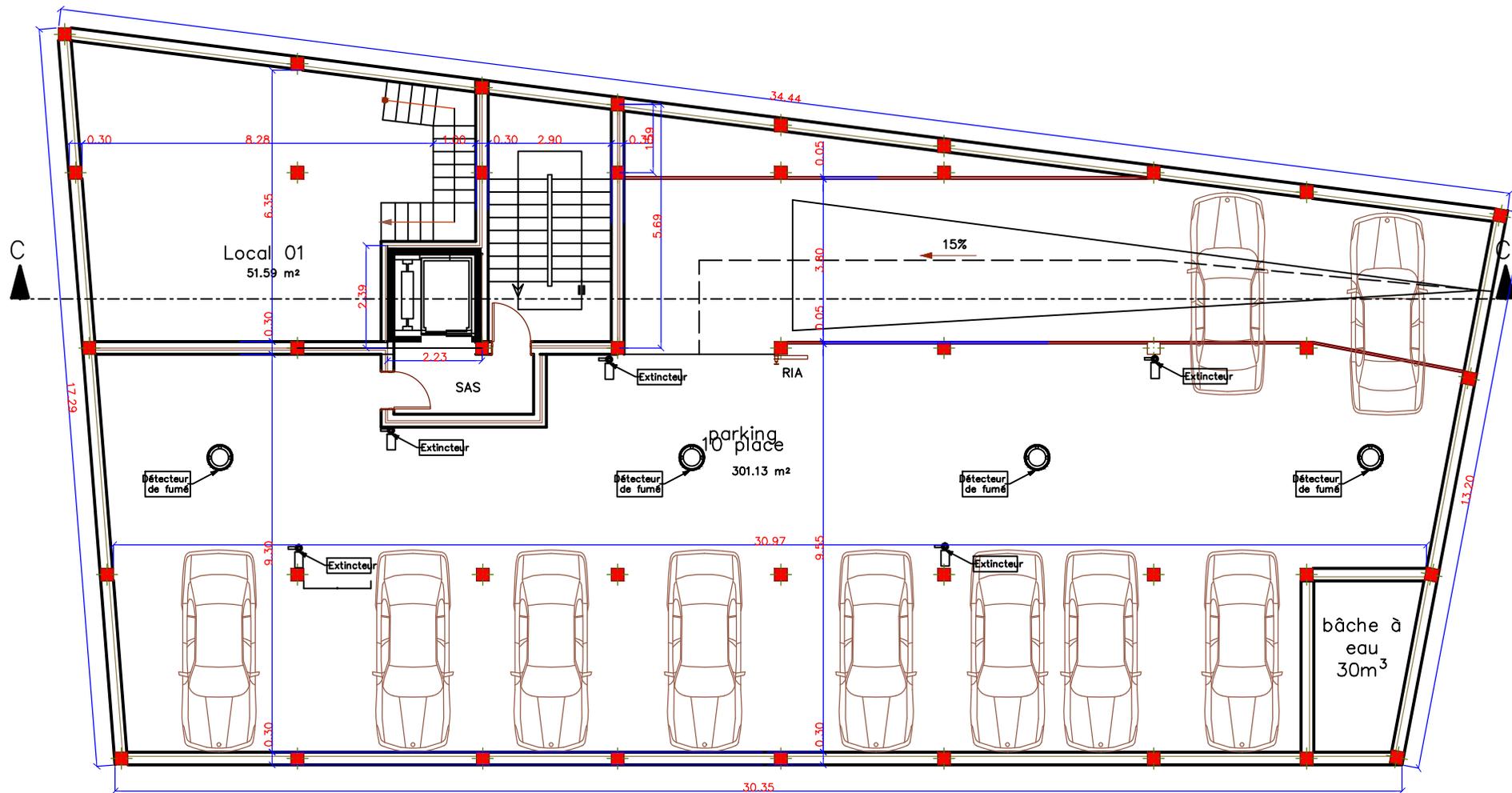
SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

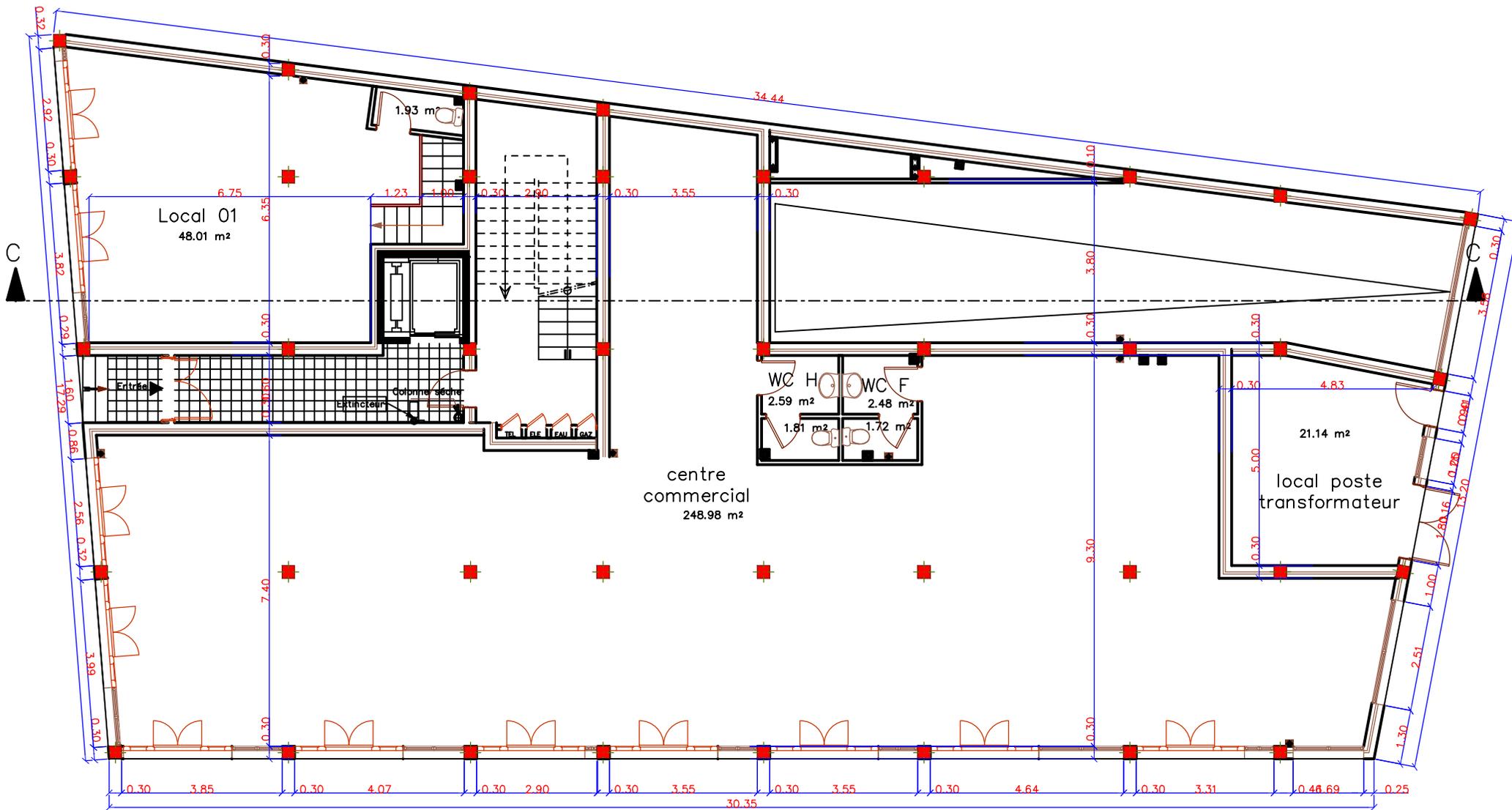
ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Bibliographie

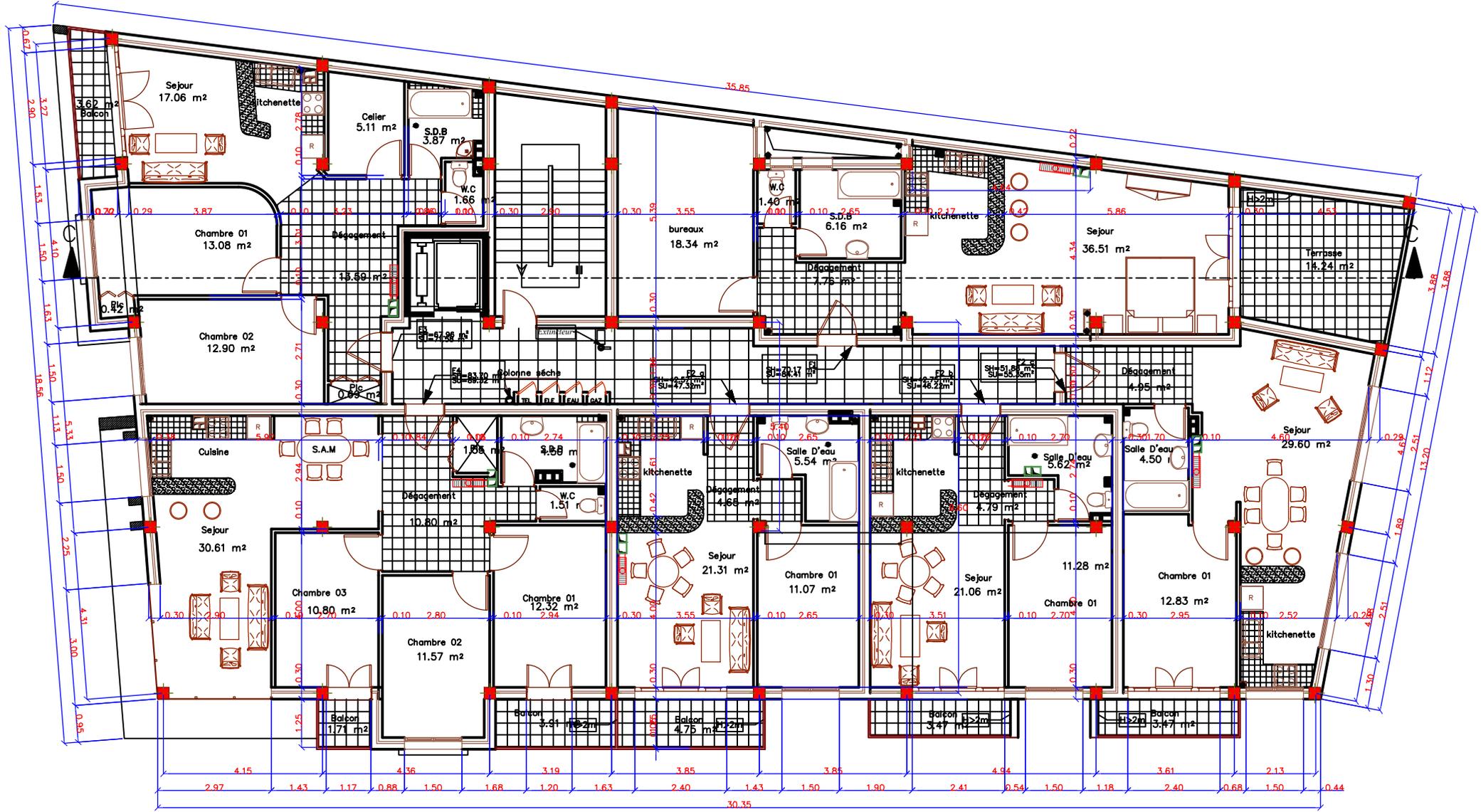
- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3^{ème} et 4^{ème} année Génie Civil.
- Enciens mémoires de fin d'étude.



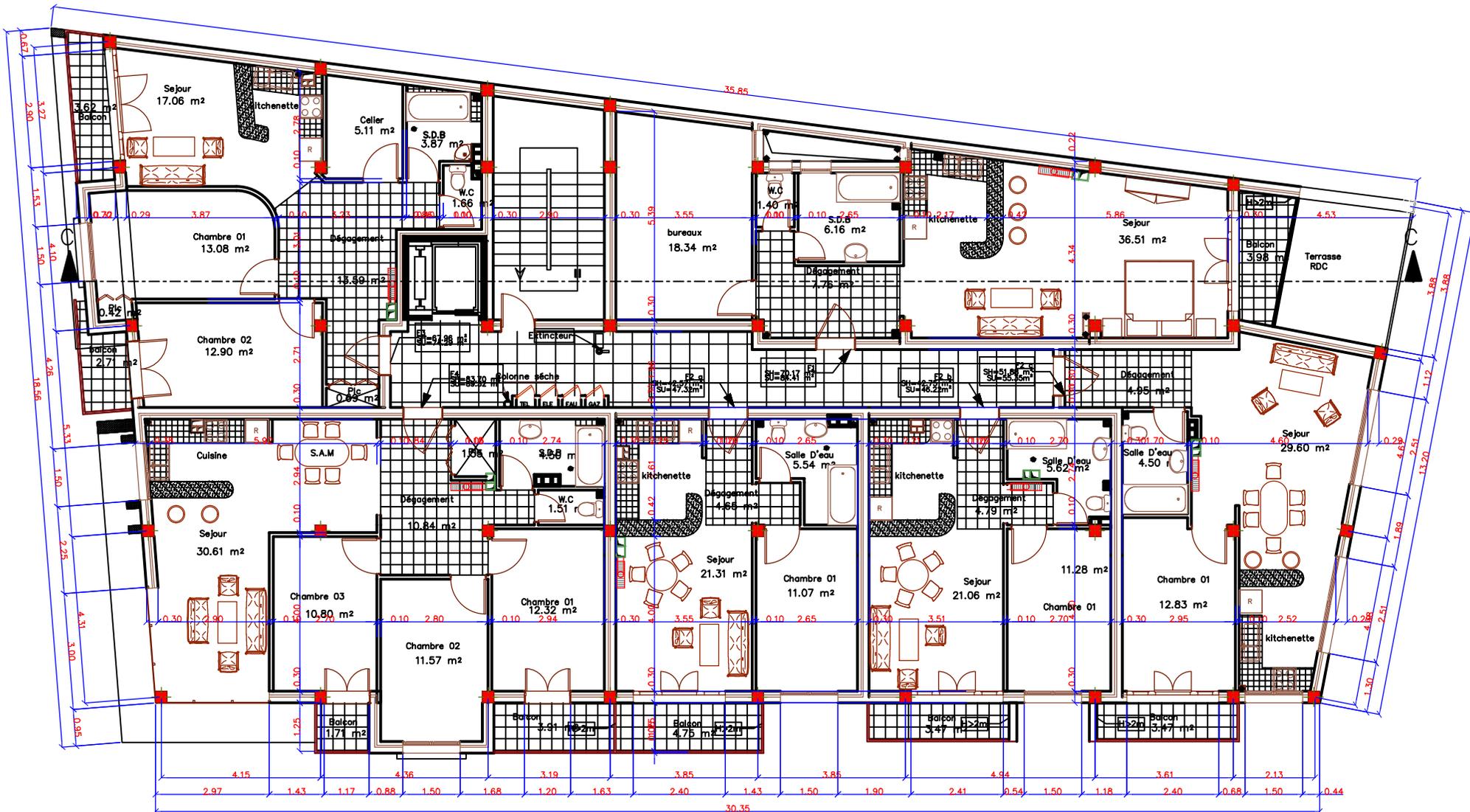
SOUS SOL



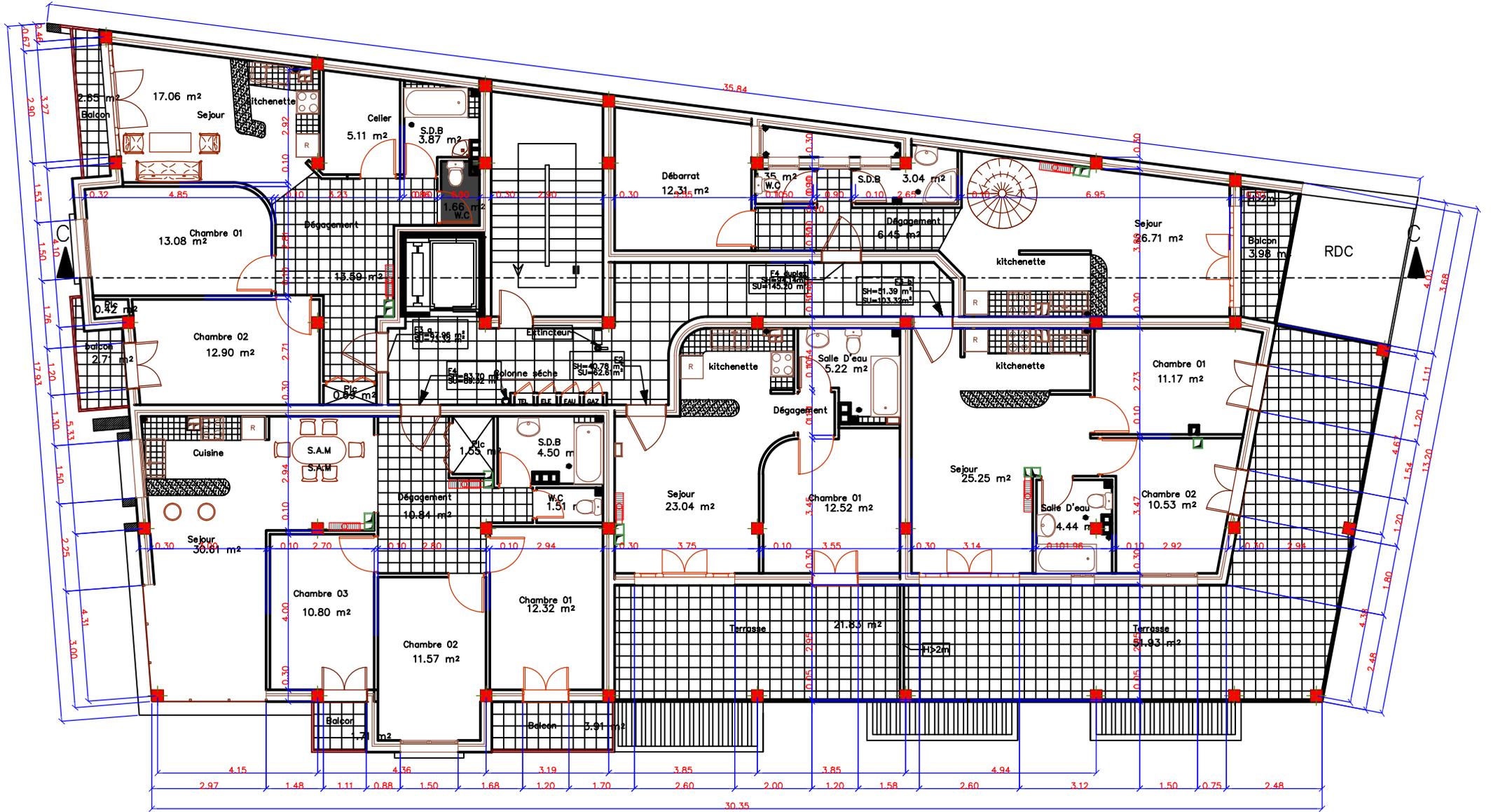
RDC



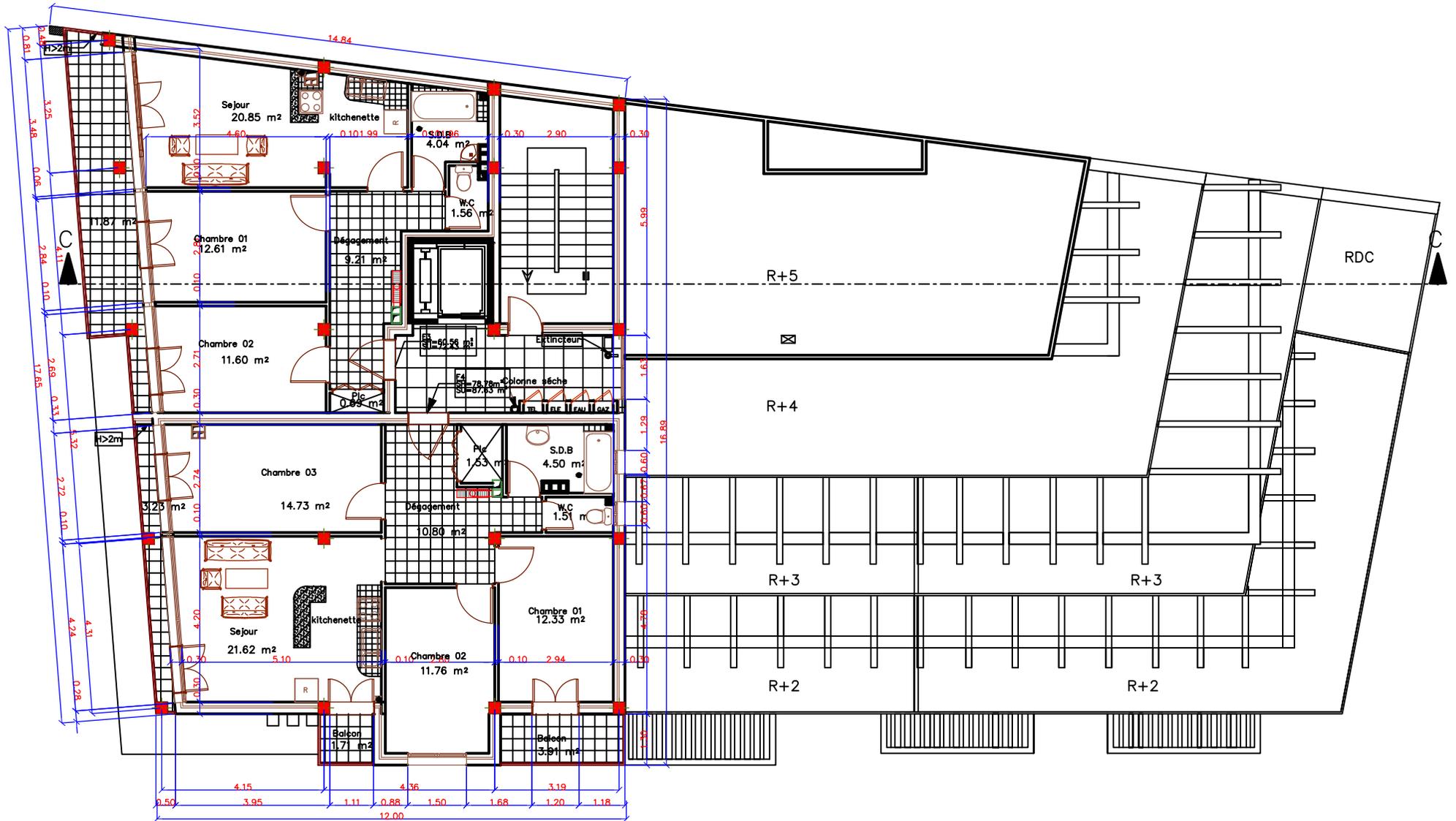
ETAGE 01



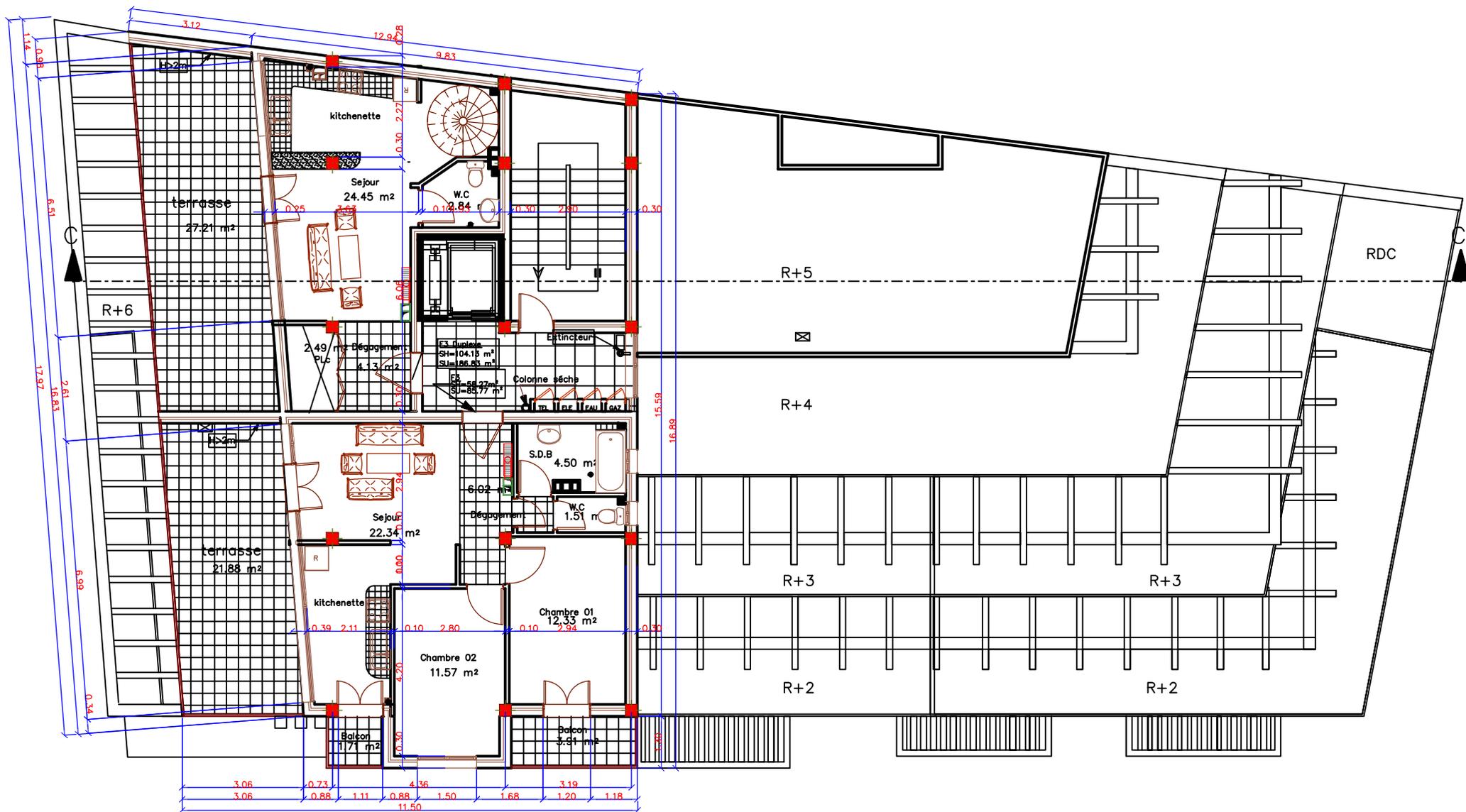
ETAGE 02



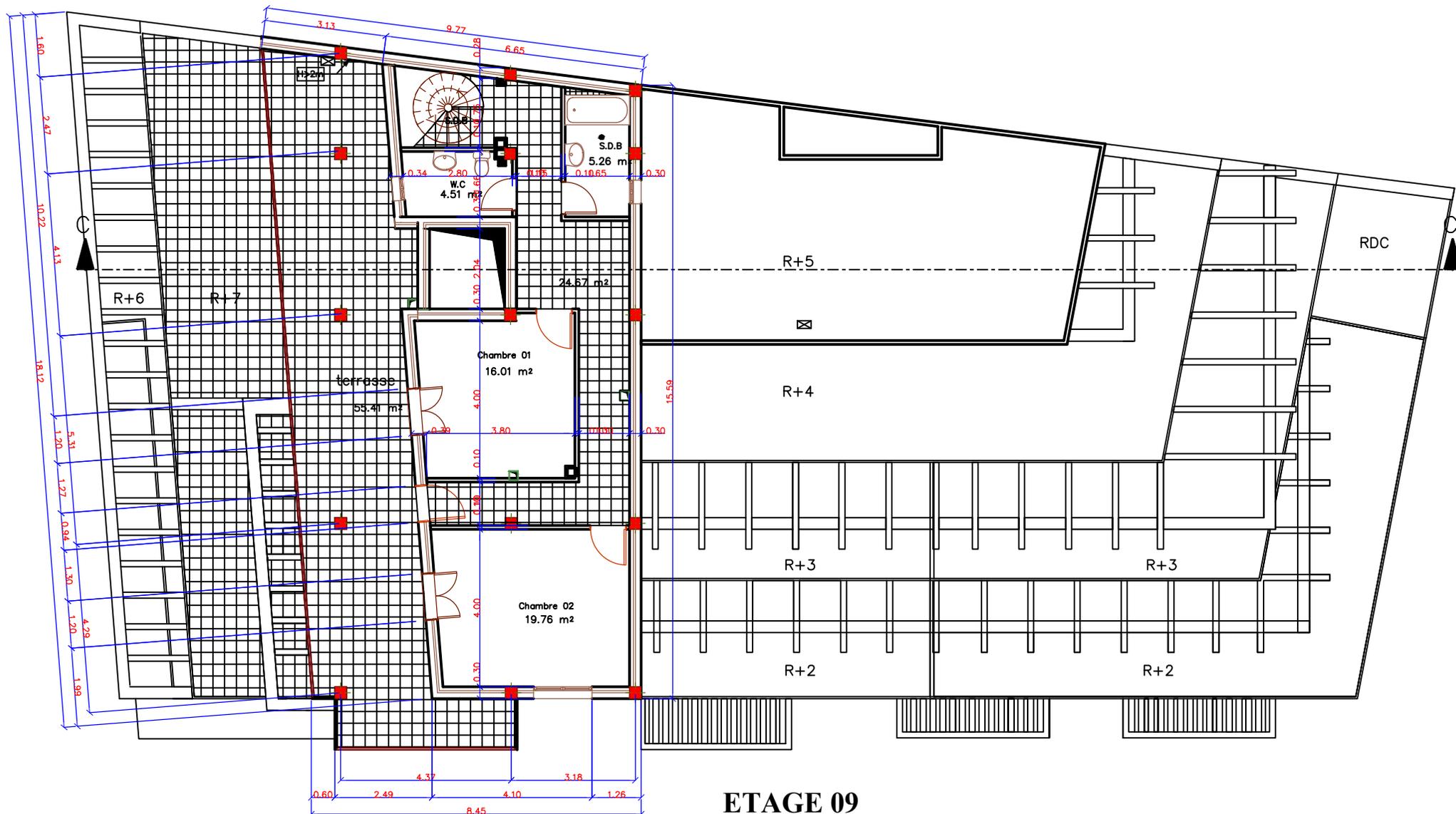
ETAGE 03



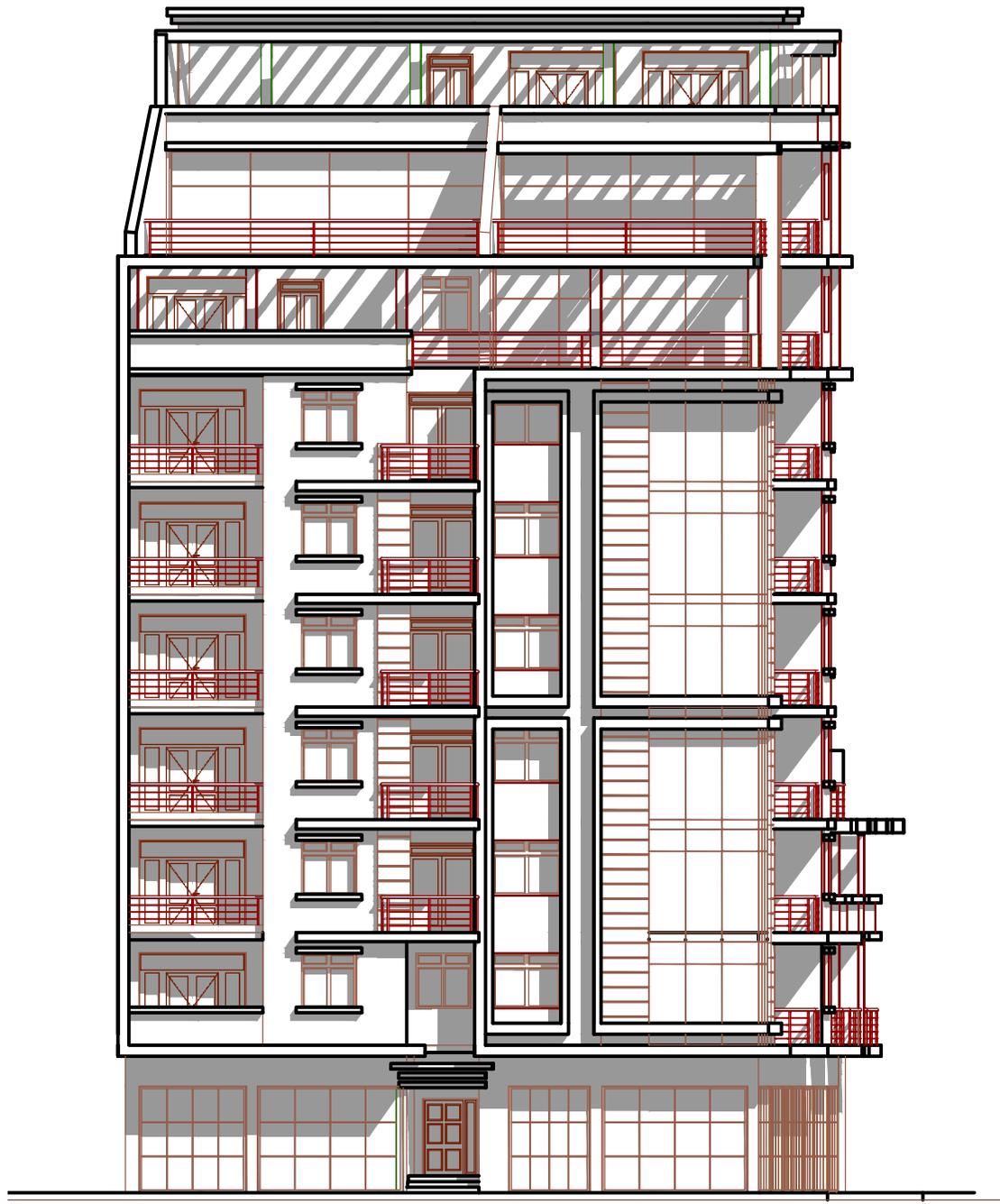
ETAGE 07



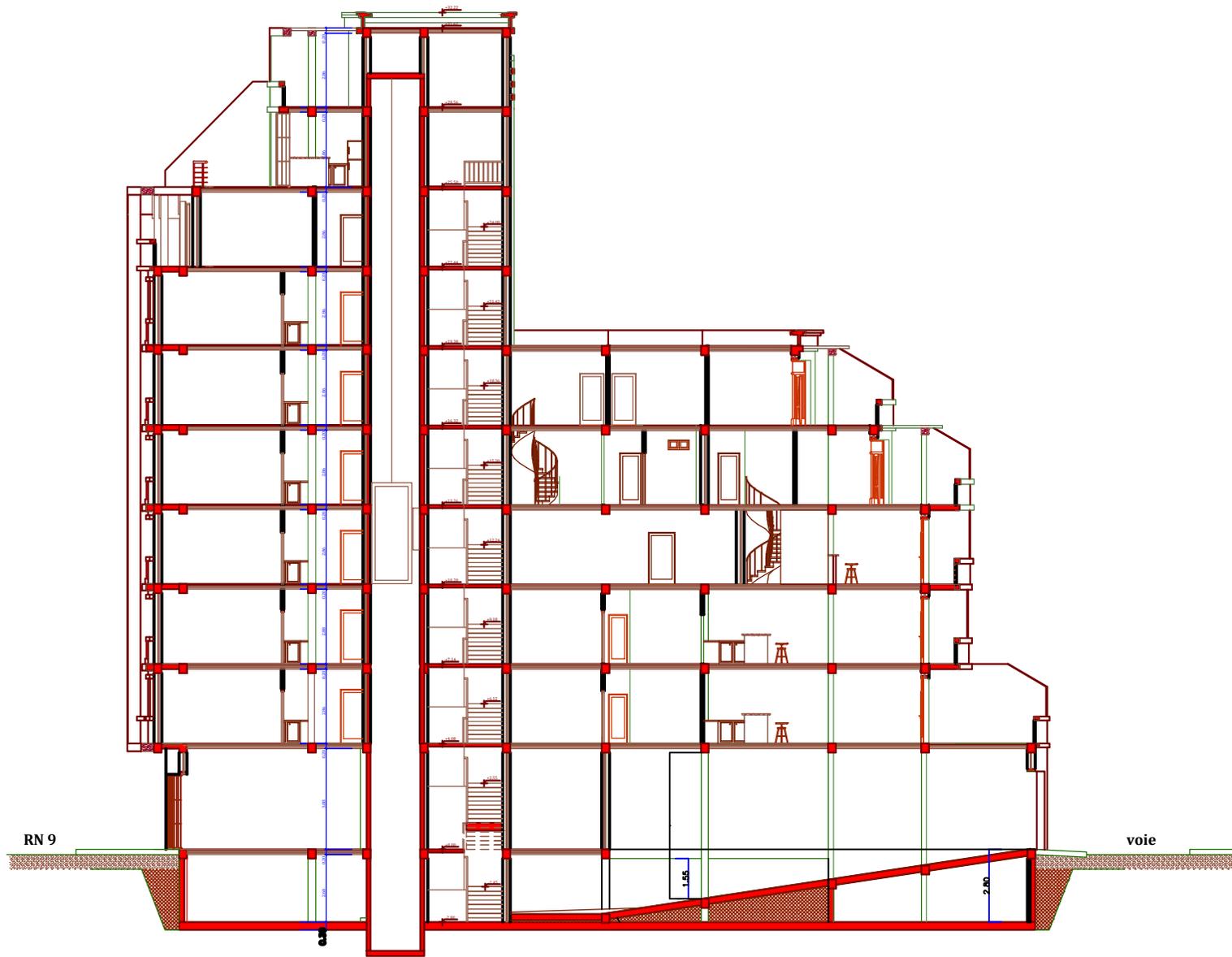
ETAGE 08



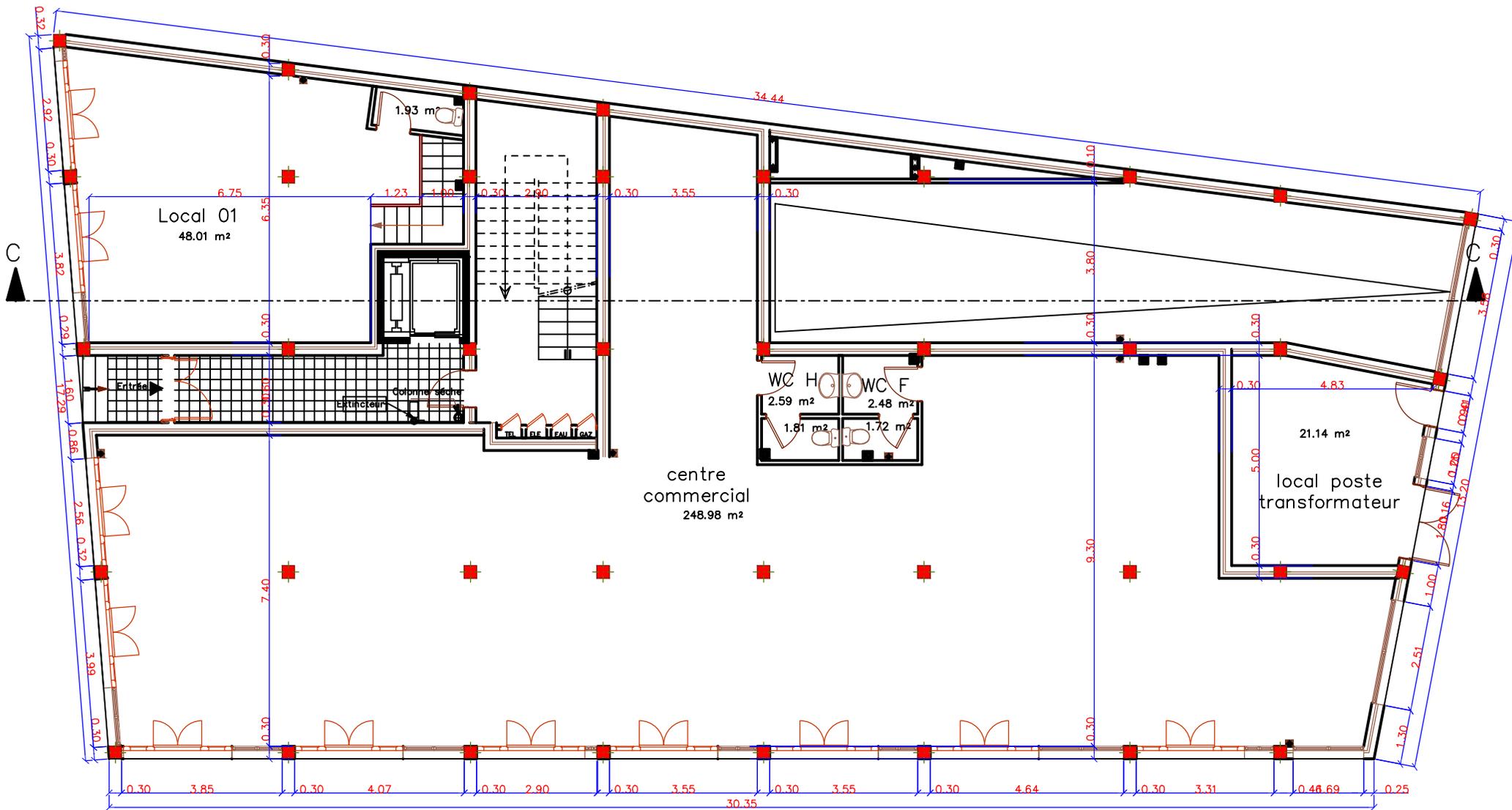
ETAGE 09



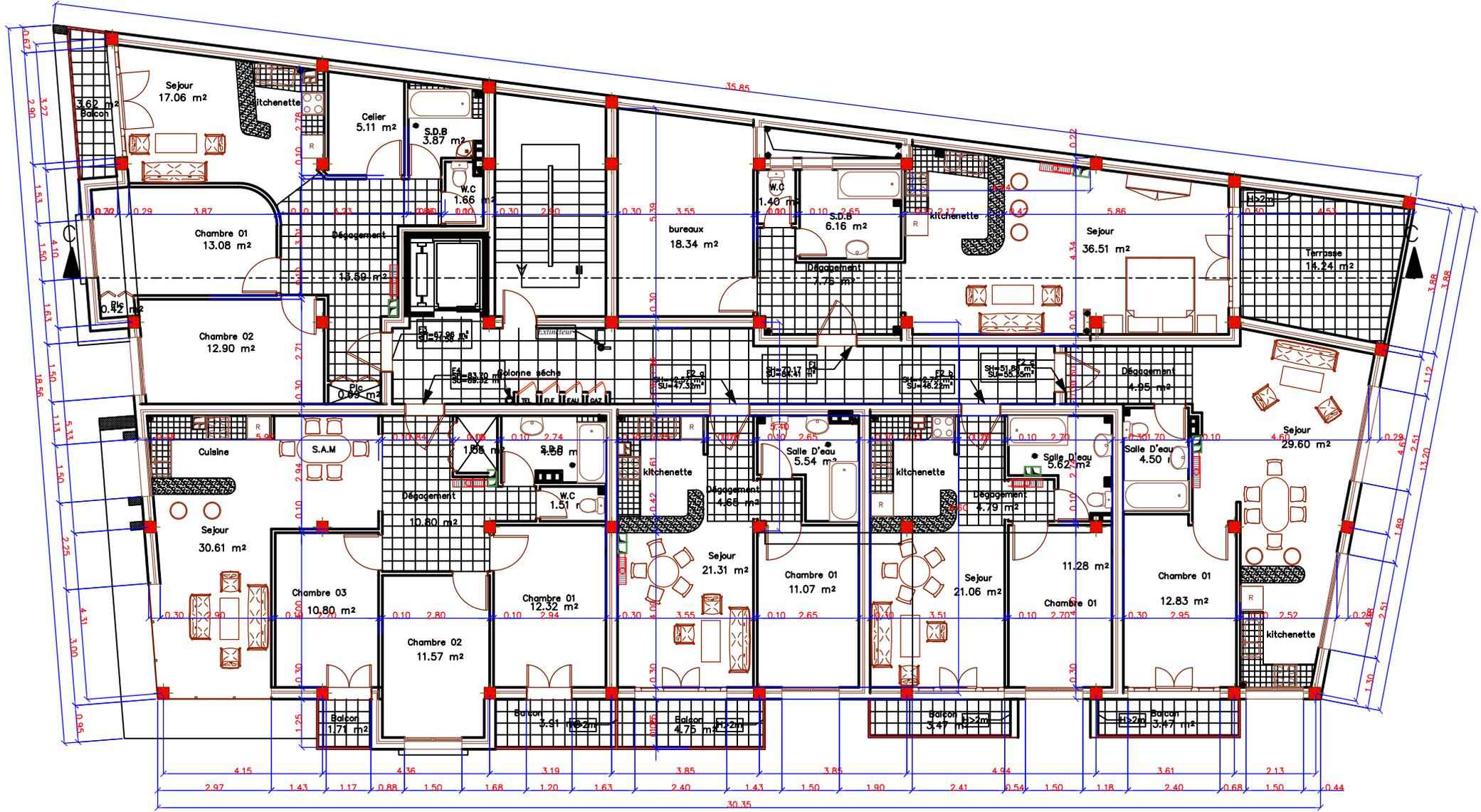
FACADE PRINCIPALE



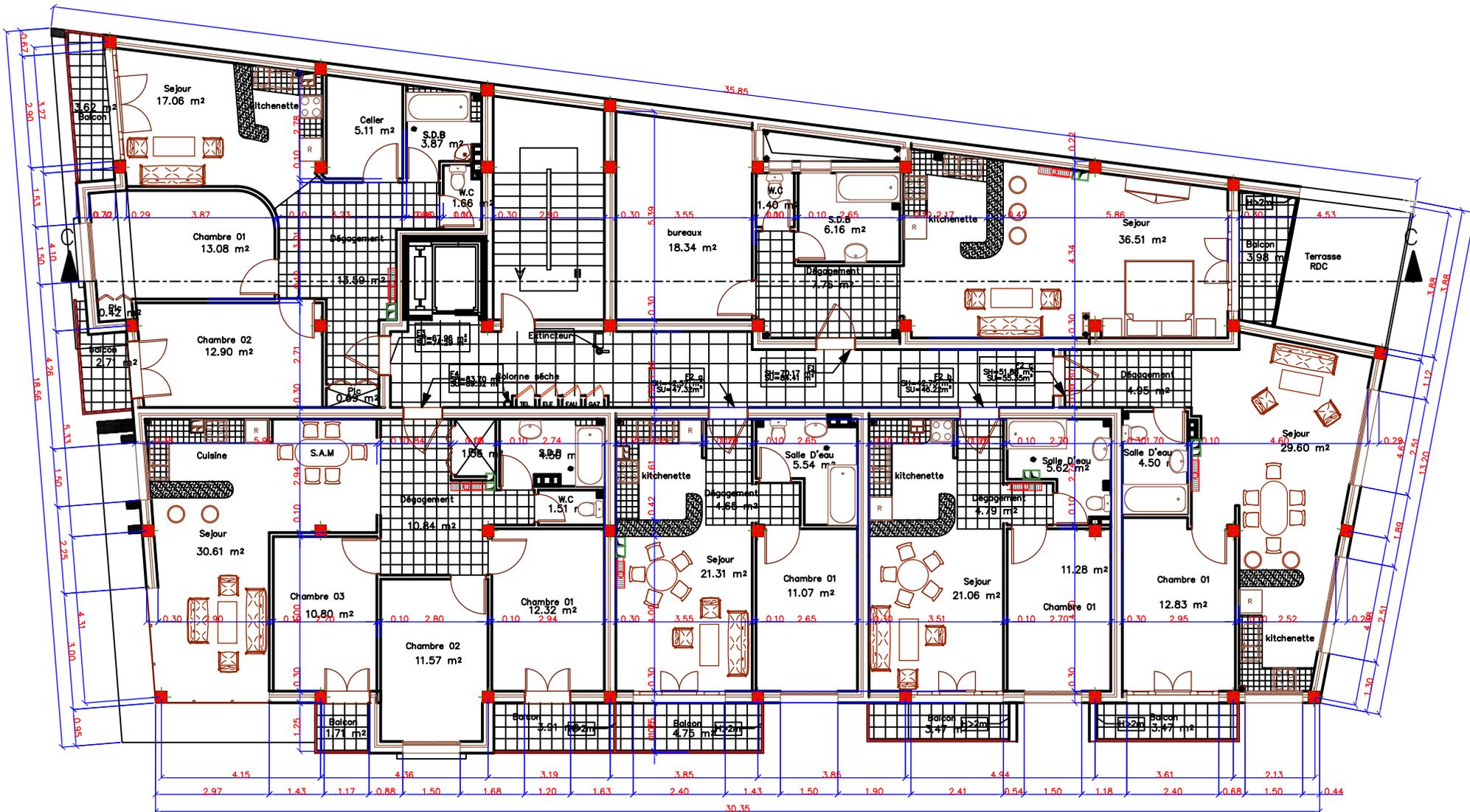
COUPE C-C



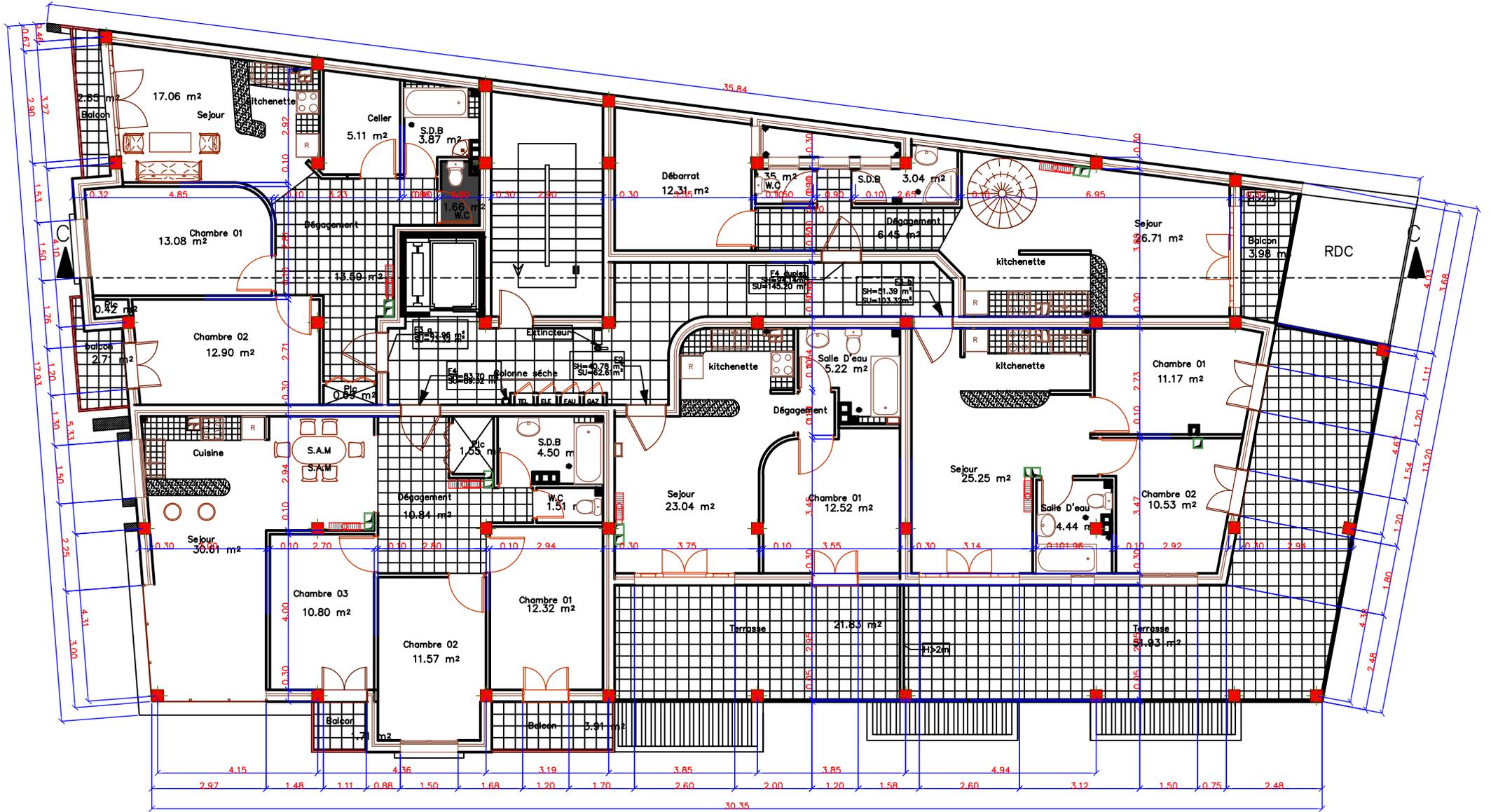
RDC



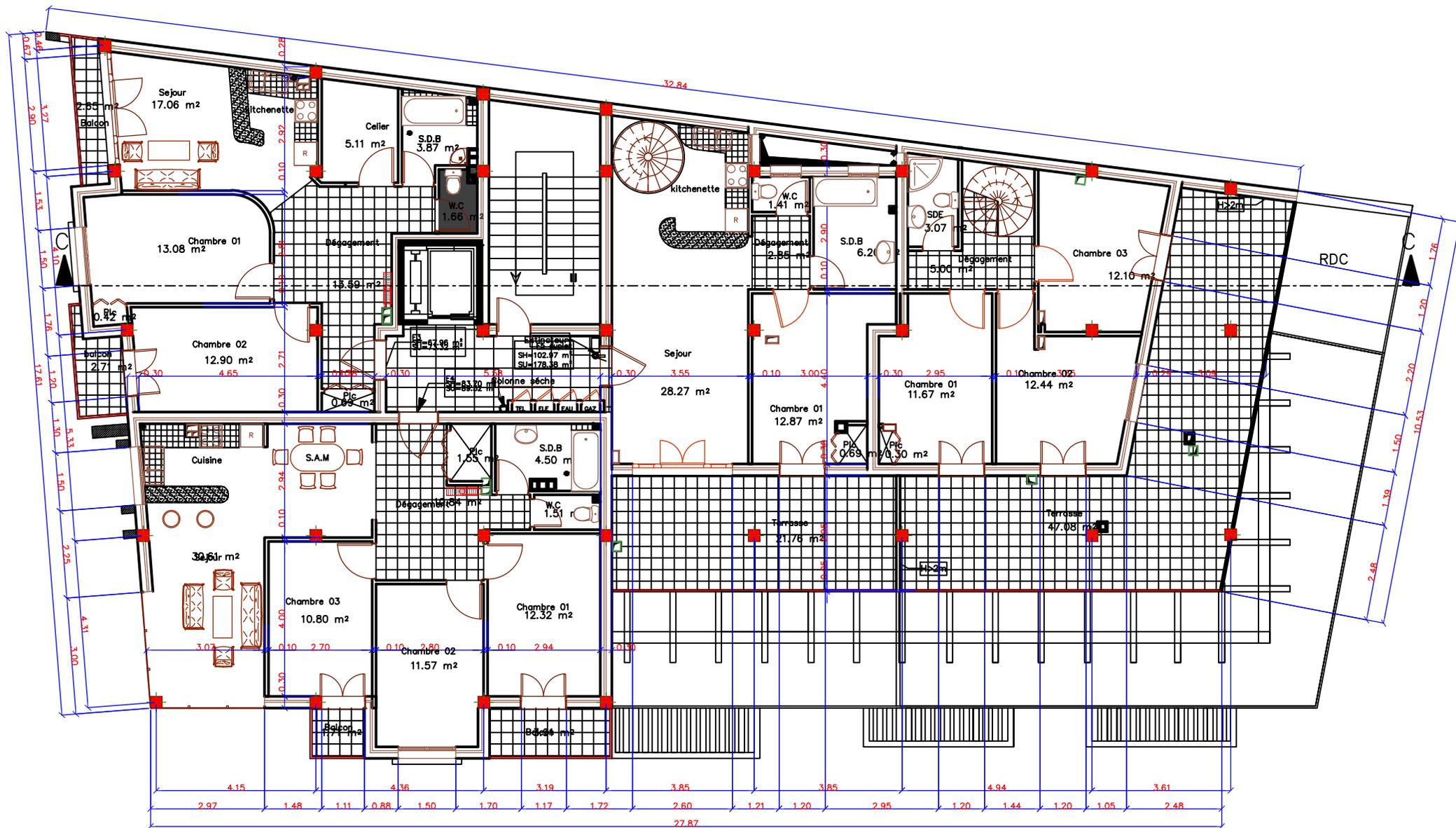
ETAGE 01



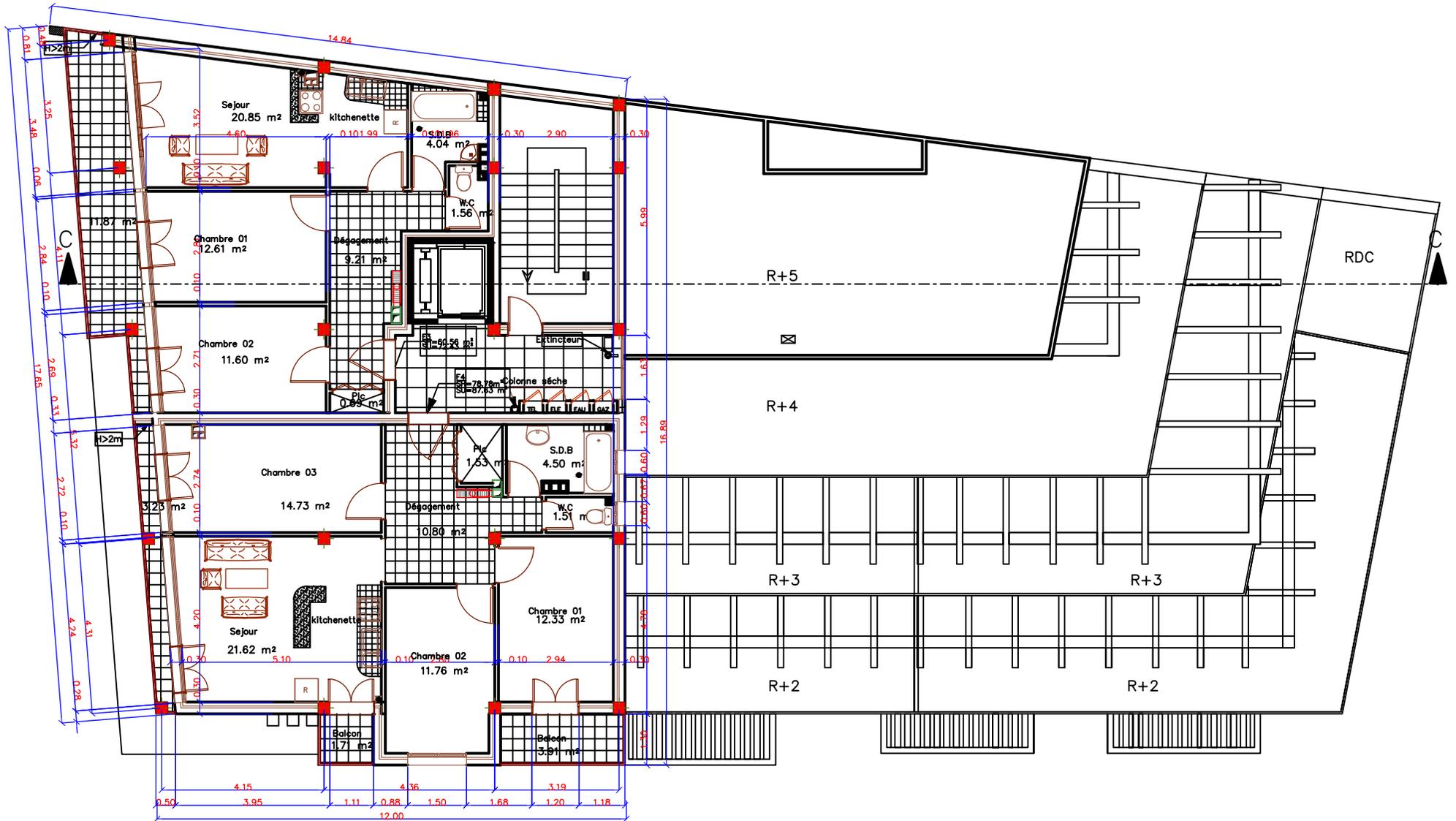
ETAGE 02



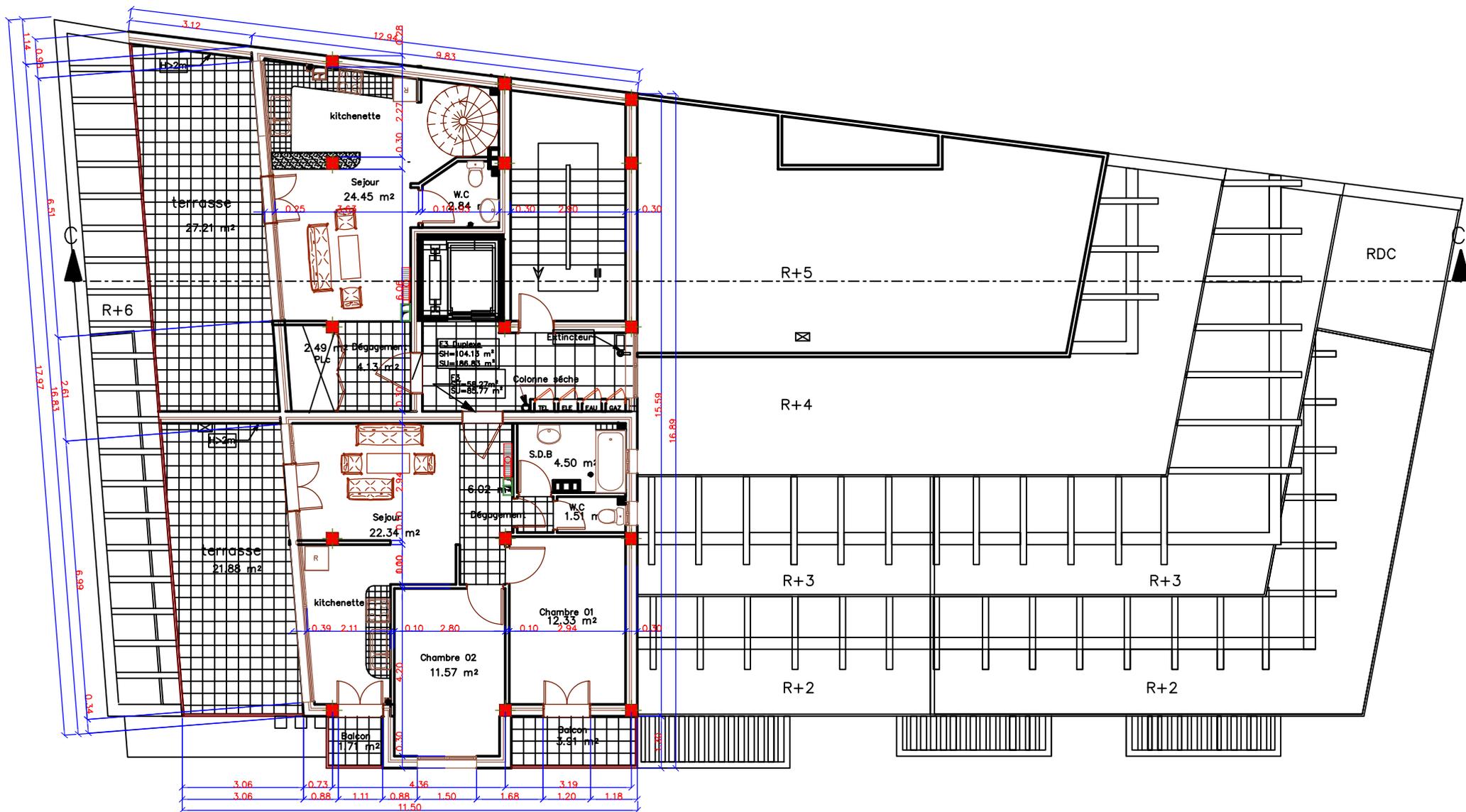
ETAGE 03



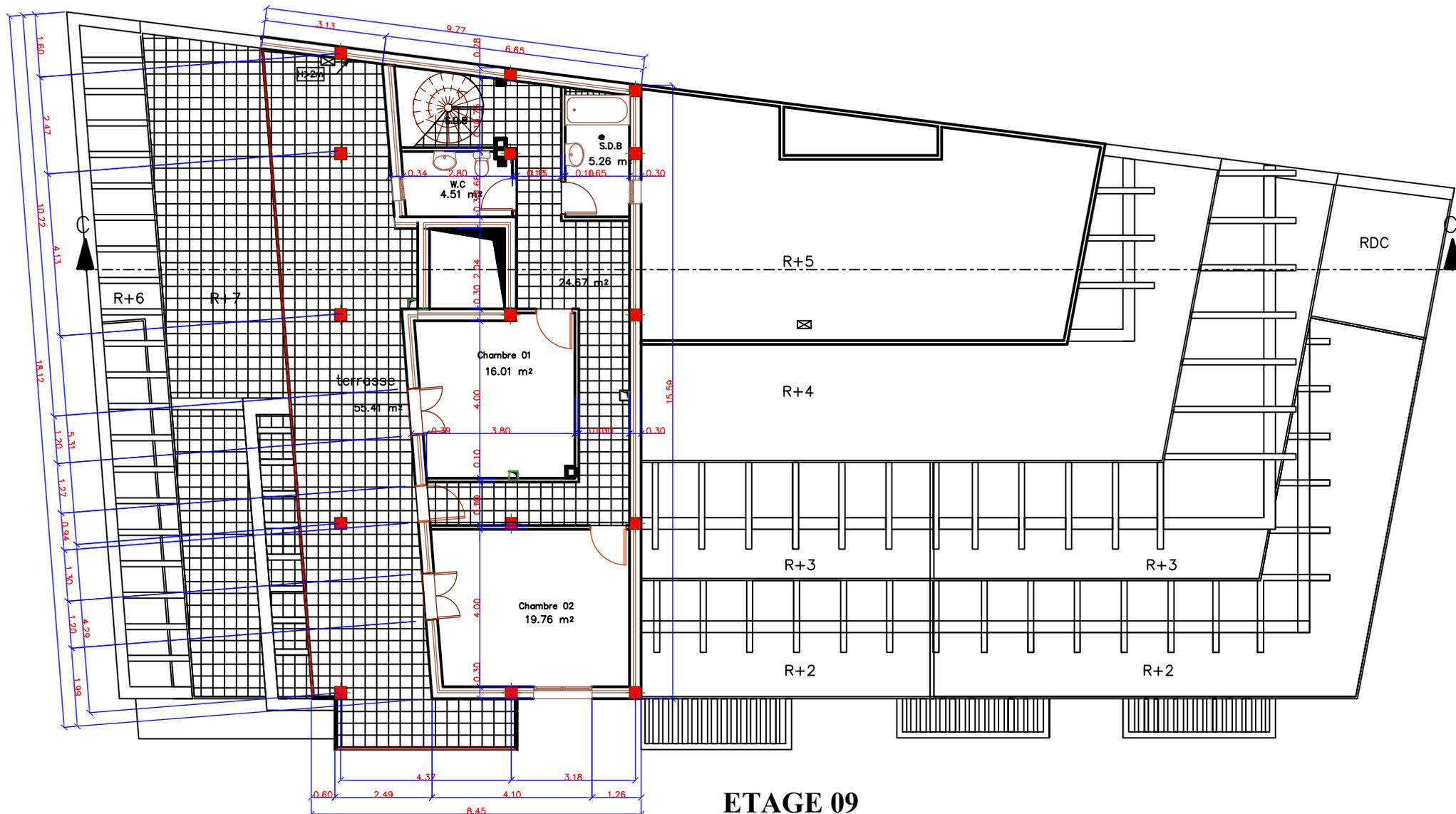
ETAGE 04



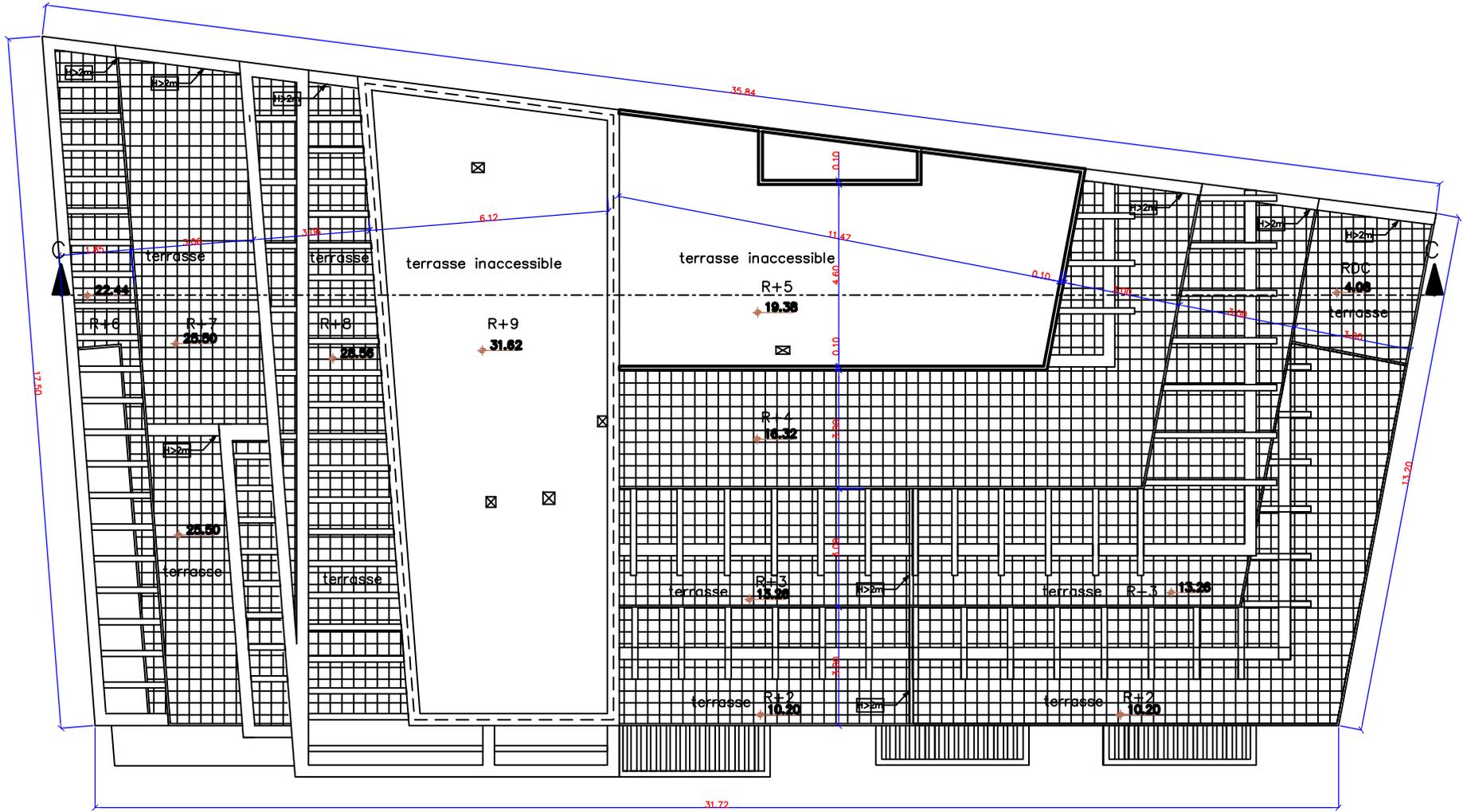
ETAGE 07



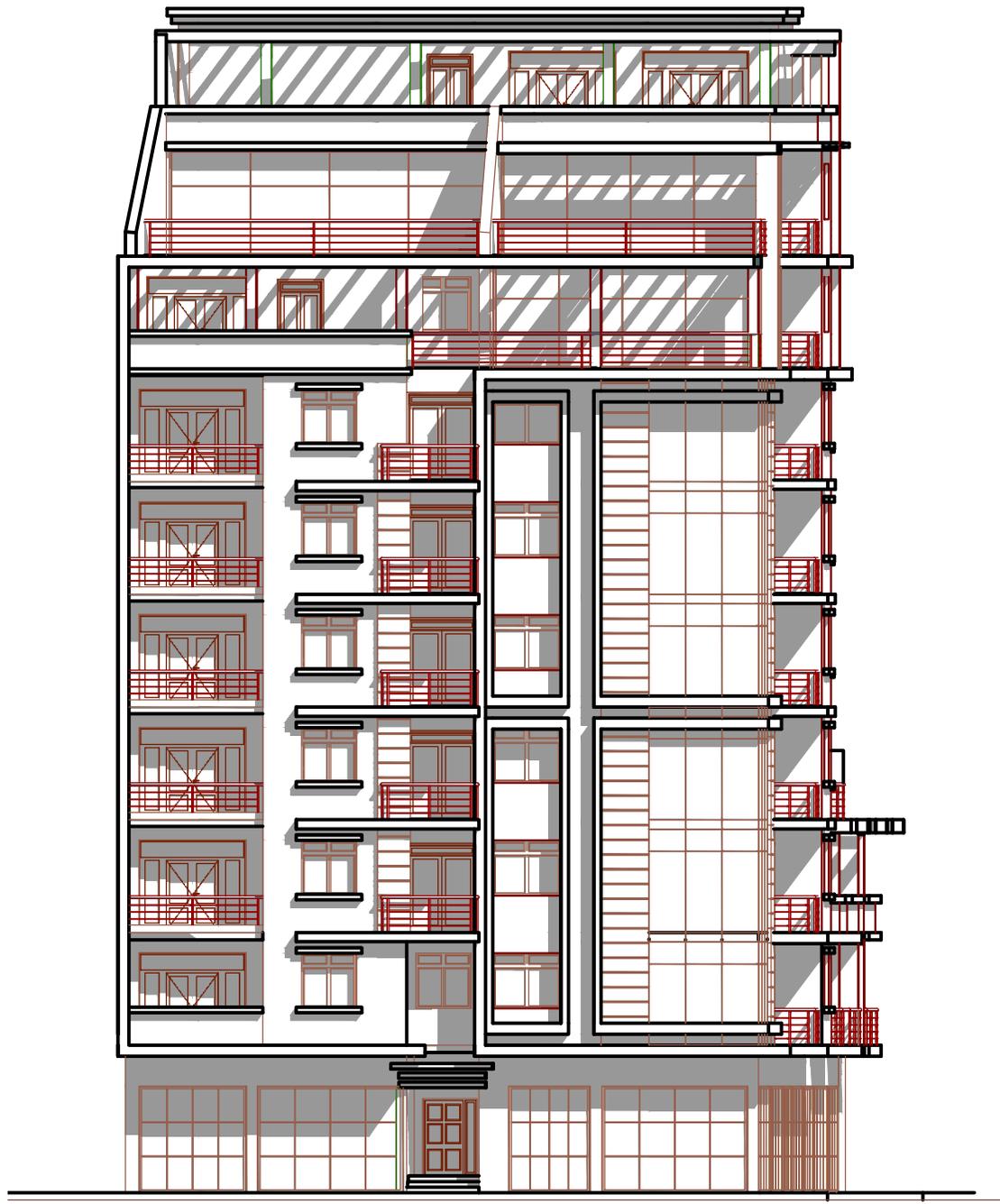
ETAGE 08



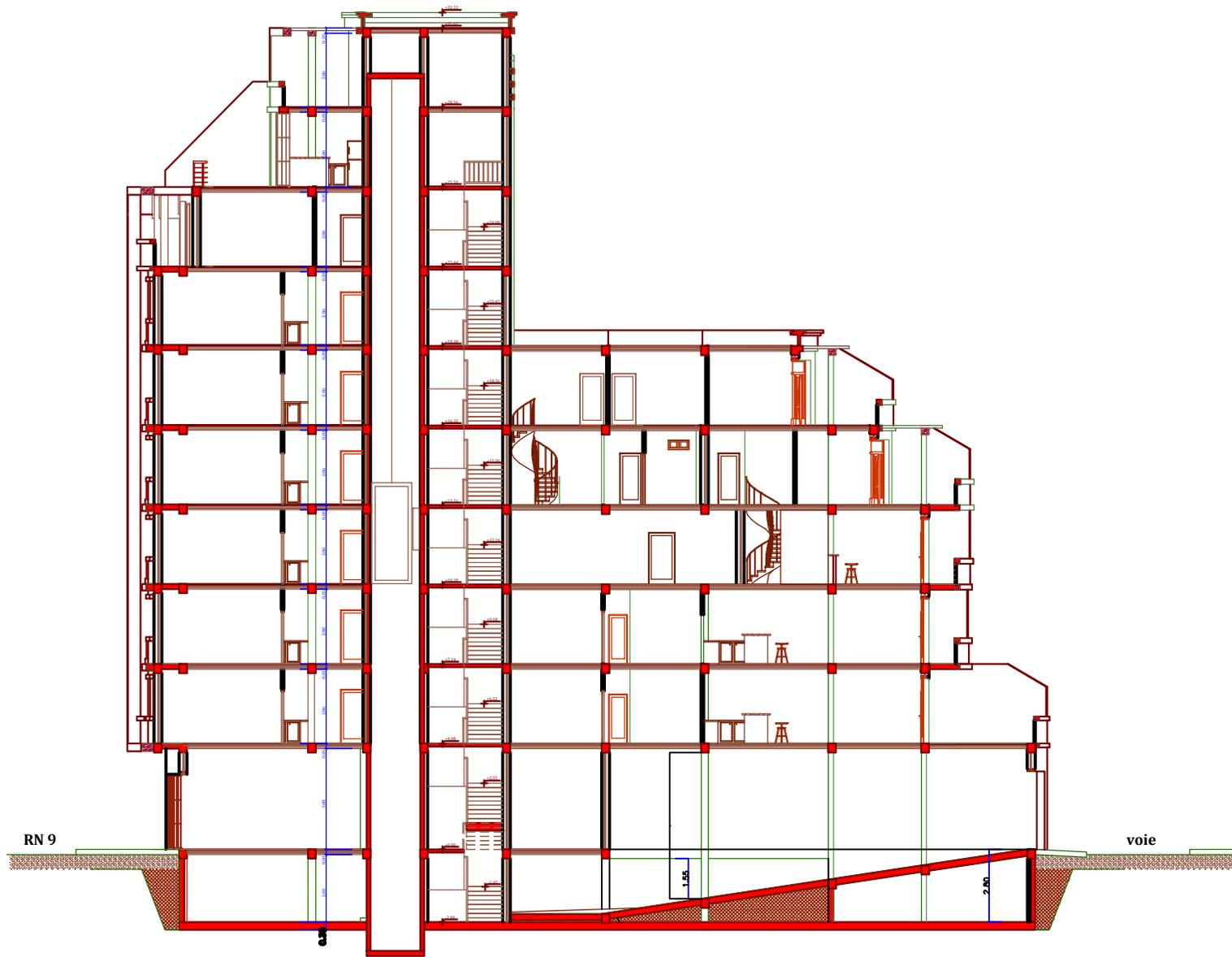
ETAGE 09



TERRASSE INACCESSIBLE



FACADE PRINCIPALE



COUPE C-C