



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

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

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Option : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment (2R+10+Sous-Sol) à usage
d'habitation et commercial
Contreventé par un système mixte (voiles + portiques)

Encadré par :

M^{me} ATTIL.S

Présenté par :

M^r BENMOUHOU ADEL

M^r AMROUCHE WALID

Membres de Jury:

M^r RAMDANI. L

M^r OUDNI. N

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail et nos études durant ces longues et dures années.

Nous tenons à remercier nos familles qui ont cru en nous et qui nous ont toujours soutenus durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice **M^{me} ATTIL** sans oublier **M^{me} BOUKHAZAR**.

Nous remercions les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

Dédicace

Toutes lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut et tous les mots ne sauraient exprimer La gratitude, l'amour, le respect, la reconnaissance pour toute personne qui ma soutenue de près ou de loin.

C'est tout simplement que je dédie ce travail à mes chère parents : « **Rachid** » et « **Nassima** » et grand parents : Akli Krim et Oukaci louisa, eux qui mont doté d'une éducation digne leurs amour a fait de moi ce que je suis aujourd'hui, et particulièrement à mon binôme Adel benmouhoub a mes deux adorables sœurs jumelles Yasmine et Nesrine et a tous mes amis Mani, Hichem, Sofiane, Bobeur, Sid Ali , Pako, Ayad, Chnapo et tous les autres qui ont cru en moi.

Walid.

Dédicace

Parce qu'il était mon école, mon enseignant, mon conseillée, mon soutien continuel...

Je dédie ce travail à le plus chère du monde, mon père « **Amoar** » que Allah l'accueille dans son vaste paradis, qu'il a toujours rêvé assisté à ma soutenance et je suis fier d'être son fils.

À ma mère « **khoukha** », qu'elle trouve dans cette œuvre le fruit de ses sacrifices et le témoignage de mon grand amour et de ma gratitude sincère.

À toute ma famille, qui n'a jamais cessé de m'encourager et de procurer l'aide nécessaire pour réaliser ce projet.

À mes amis et collègues, pour leur encouragement et pour tous les bons moments qu'on a vécus ensemble.

À mon binôme Amrouche Walid ainsi mon camarade Kasmi Sofiane.

Adel.

INTRODUCTION GENERALE**CHAPITRE I : Généralité**

I.1. Introduction	1
I.2. Implantation de l'ouvrage	1
I.3. Présentation du bâtiment	1
I.3.1. Dimensions en élévation	1
I.3.2. Dimensions en plan	1
I.4. Données géotechnique du site	2
I.5. Conception de la structure	2
I.5.1. Ossature de l'ouvrage	2
I.5.2. Plancher	2
I.5.3 escaliers	2
I.5.4. Maçonnerie	2
I.5.5. L'acrotère	2
I.5.6. Gaine d'ascenseurs	2
I.6. Réglementation et normes utilisées	2
I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
I.7.1 Béton	3
I.7.1.1 les constituants du béton	3
I.7.2. Résistances mécaniques du béton	3
I.7.2.2. Résistance à la compression	3
I.7.2.3. Résistance à la traction	4
I.7.3. Contrainte limite	4
I.7.3.1. État limite ultime (ELU)	4
I.7.3.1.1. Diagramme contraintes déformations	5
I.7.3.2. État limite de service (ELS)	5
I.7.3.2.1. La contrainte de compression	5
I.7.3.2.2. Modules de déformation longitudinale	5
I.7.3.2.3. Coefficient de poisson	5
I.7.2. Acier	6
I.7.2.1. Contrainte limite	6
I.7.2.1.1. État limite ultime (ELU)	6
I.7.2.1.2. État limite de service (ELS)	6
I.7.2.2. Protections des armateurs (enrobage)	6
I.8. Les hypothèses de calcul	7

CHAPITRE II : Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

II.1. Pré dimensionnement et évaluation des charges	8
II.1.1. Introduction	8
II.1.2. Les planchers	8
II.1.2.1. Plancher à corps creux	8
II.1.2.1.1 Disposition de poutrelle	8
II.1.2.1.2. Les poutrelles	12
II.1.2.2.2. évaluations de charges et surcharges (plancher à corps creux)	13
II.1.2.3. Plancher à dalles pleines	14
II.1.2.3.1. Evaluation de charge du plancher à dalle plein	16
II.1.2.4. L'escalier	17

II.1.2.4.1. pré dimensionnement	17
II.1.2.4.2. Évaluation des charges	18
II.1.2.5. l'acrotère	19
II.1.2.6. Les poutres	20
II.1.2.6.1. poutres principales	20
II.1.2.6.2. Poutres secondaires	21
II.1.2.6.3 Poutre de chaînage	21
II.1.2.7. Les voiles	21
II.1.2.8. Poteaux	22
II.1.2.8.1. Pré dimensionnement	22
II.1.2.8.2. Descente de charge	23
II.1.2.8.3. Les vérifications nécessaires :	26
II.2. Etudes des planchers	29
II.2.1. Plancher à corps creux	29
II.2.1.1. Les schémas statiques des différentes poutrelles	29
II.2.1.2. Calcul des charges revenantes aux poutrelles	30
II.2.1.3. Calcul des sollicitations dans les poutrelles	31
II.2.1.4 Ferrailage des poutrelles	37
II.2.1.5. Les vérifications nécessaires	39
II.2.1.6. Ferrailage de la dalle de compression	48
II.2.2. Plancher à dalle pleine	48
II.2.2.1. Etude de dalle sur trois appuis (D5)	48
II.2.2.1.1. Ferrailage	49
II.2.2.2. Etude de dalle sur deux appuis (D1)	51
II.2.2.2.1.ferrailage	52
II.2.2.2.2. les vérifications nécessaires	52
II.2.2.3. ferrailage de différents types de dalle	54
II.2.3. Etude d'escalier	55
II.2.3.1. Ferrailage	56
II.2.3.2. Les vérifications nécessaires	57
II.2.3.3. Etude de la poutre brisée	61
II.2.3.3.1. Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple	62
II.2.3.3.2. les vérifications nécessaires	62
II.2.3.3.3. Ferrailage de la poutre brisé	63
II.3.3.4. les vérifications nécessaires	64
II.2.2.4. Etude de l'acrotère	65
II.2.4.1. Ferrailage	67
II.2.4.2. les vérifications nécessaires	67
II.2.5. Etude de la poutre de chaînage	70
II.2.5.1. Ferrailage de la poutre de chaînage	71
II.2.5.2. les vérifications nécessaires	71
II.2.6. Etude d'ascenseur	72

CHAPITRE III : Etude dynamique

III.1. Introduction	76
III.2. Méthodes utilisables	76
III.3. Calcul de la force sismique V statique	76
III.4. Disposition des voiles de contreventement	80
III.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique	80

III.5.1. Mode de vibration et taux de participation des masses	80
III.5.2. Vérification de la résultante des forces sismiques	82
III.5.3. Justification de l'interaction (voiles-portiques)	83
III.5.3.1. Sous charges verticales	83
III.5.3.2. Sous charges horizontales	83
III.5.4. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux	84
III.5.5. Justification vis à vis de l'effet P-Delta	86
III.5.6. Vérification de l'effort normal réduit	88
III.6. Conclusion	90

CHAPITRE IV : Etude des éléments structuraux

IV.1. Introduction	91
IV.2. Etude des poutres	91
IV.2.1. Recommandation du RPA99/Version 2003	91
IV.2.2. Sollicitation et ferrailage des poutres	92
IV.2.3. Vérification des armatures selon RPA99 : (Art 7.5.2.1)	93
IV.2.4. Vérifications nécessaires	95
IV.2.5. Schémas de ferrailages	96
IV.3. Etude des poteaux	96
IV.3.1. Recommandation du RPA99/Version2003	96
IV.3.2. Calcul du ferrailage	99
IV.3.2.1 Ferrailage longitudinal	99
IV.3.2.2. Vérification du ferrailage transversal	103
IV.3.2.3. Vérifications nécessaires	103
IV.3.2.4. Vérification de la zone nodale	106
IV.3.2.5. Ferrailages des poteaux	109
IV.4. Etude des voiles	109
IV.4.1. Définition	109
IV.4.2. Disposition parasismique des voiles	110
IV.4.3. Recommandation du RPA 99 Version2003	111
IV.4.4. Exemple de calcul	112
IV.5. Schéma de ferrailage	121
IV.6. Conclusion	122

CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

V.1. Introduction	123
V.2. Choix du type des fondations	123
V.3. Etude des fondations	123
V.3.1. Vérification de la semelle isolée	123
V.3.2. Vérification de la semelle filante	124
V.4. Etude du radier	125
V.4.2. Les vérifications nécessaires :	127
V.4.3. Ferrailage du radier	129
V.4.4. Ferrailage du débord	133
V.5. Etude des nervures	134
V.5.1. Ferrailage des nervures	138
V.6. Etude de voile périphérique	142

Chapitre 01

Figure.I.1. Evolution de f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	4
Figure.I.2. Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton	5
Figure.I.3. Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.	5
Figure.I.4. : Diagramme des contraintes en fonction de déformation d'acier à l'ELU.	6

Chapitre 02

Figure.II.1. Disposition des poutrelles du sous-sol	9
Figure.II.2. Disposition des poutrelles du RDC 1	9
Figure.II.3. Disposition des poutrelles du RDC 2	10
Figure.II.4. Disposition des poutrelles du 1 ^{er} au 9 ^{eme} étage	10
Figure.II.5. Disposition des poutrelles du 10 ^{em} étage	11
Figure.II.6. Disposition des poutrelles de la terrasse inaccessible	11
Figure.II.7. Coupe transversale sur un plancher à corps creux	12
Figure.II.8. Schéma d'une poutrelle	12
Figure.II.9. Dalle D ₁ de niveau RDC1	15
Figure.II.10. Les dalles D ₂ , D ₃ et D ₄ (balcon)	15
Figure.II.11. Les dalles D ₅ et D ₆ (chambre)	15
Figure.II.12. Vue en plan de l'escalier type 1	17
Figure.II.13 schéma statique de l'escalier type 1	17
Figure.II.14. schéma de L'acrotère	19
Figure.II.15. Illustration d'un voile en élévation	21
Figure.II.16. Schéma statique de la poutrelle type 1	33
Figure.II.17. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	48
Figure.II.18. Schémas de dalle D5	48
Figure.II.19. Schéma statique de D5	49
Figure.II.20. Schéma de ferrailage de dalle plein D5	51
Figure.II.21. Schéma de dalle D1	51
Figure.II.22. Ferrailage du panneau (D1)	53
Figure.II.23. coupe A-A du panneau (D1)	54
Figure.II.24. Chargement de la volée à ELU	55
Figure.II.25. Diagramme d'effort tranchant à ELU (KN)	56
Figure.II.26. Diagrammes de moment à ELU (KN.m)	56
Figure.II.27. Chargement de la volée à ELS	57
Figure.II.28. Diagramme d'effort tranchant à ELS (KN)	57
Figure.II.29. Diagrammes de moment à ELS (KN.m)	58
Figure.II.30. Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier	59
Figure.II.31. Schéma de ferrailage de la 2 ^{eme} partie de l'escalier	60
Figure II.32. Schéma statique de la poutre brisée	61
Figure.II.33. Chargement M_T sur la poutre brisé	62
Figure. II.34. Ferrailage de la poutre palière (brisé)	65
Figure.II.35. Schéma de ferrailage de l'acrotère	70

Liste des figures

Figure II.36. Ferrailage de la poutre chaînage	72
Figure II.37. Schéma de ferrailage du local machine	75
Figure II.38. Coupe transversale de la dalle machine	75

Chapitre 03

Figure.III.1. Spectre de repense sens X et Y	79
Figure III.2. Vue en 3d du modèle de la structure	79
Figure.III.3. Plans de disposition des voiles	80
Figure III.4. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y)	81
Figure.III.5. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X)	81
Figure.III.6. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z)	82

Chapitre 04

Figure.IV.1. Zone nodale.	98
Figure.IV.2. Section d'un poteau.	105
Figure.IV.3. Répartition des moments dans la zone nodale.	107
Figure.IV.4. disposition des voiles	110
Figure.IV.5. Schémas des contraintes.	113
Figure.IV.6. Zone tendue et courante dans les voiles.	114
Figure.IV.7. Schéma de ferrailage de voile Vx2 de sous-sol + RDC1 et RDC 2	121
Figure.IV.8. Schéma de ferrailage de voile Vx2 de niveaux 1, 2, 3 et 4	121
Figure.IV.9. Schéma de ferrailage de voile Vx2 de niveaux 5 au 10	121

CHAPITRE 05

Figure.V.1. Semelle isolée.	124
Figure.V.2. Semelle filante.	124
Figure.V.3. Le panneau le plus sollicité.	129
Figure.V.4. Ferrailage du radier.	132
Figure.V.5. Coupe A-A de ferrailage du radier	132
Figure.V.6. Ferrailage de débord	133
Figure.V.7. Schéma des lignes de ruptures.	134
Figure.V.8. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.	135
Figure.V.9. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.	135
Figure.V.10. Schéma statique de la nervure selon X-X.	136
Figure.V.11. Schéma statique de la nervure selon Y-Y.	136
Figure.VI.12. Schéma des nervures.	138
Figure.V.13. Ferrailage des nervures sens X-X.	141
Figure.V.14. Ferrailage des nervures sens y-y.	141
Figure.V.15. Poussé des terres sur le voile périphérique.	142
Figure.V.16. Ferrailage du voile périphérique.	145
Figure.V.17. Coupe A-A du Ferrailage du voile périphérique.	146

CHAPITRE 02

Tableau.II.1. évaluation des charges terrasse inaccessible	13
Tableau.II.2. évaluation des charges terrasse accessible	13
Tableau.II.3. évaluation des charges étage courant	13
Tableau.II.4. évaluation des charges mur extérieure	14
Tableau.II.5. évaluation des charges mur extérieure (terrasse accessible)	14
Tableau.II.6. pré-dimensionnement d'épaisseur des dalles plein	16
Tableau.II.7. évaluation des charges dalles pleins (e=16cm)	16
Tableau.II.8. évaluation des charges dalles pleins (e=14cm)	16
Tableau.II.9. évaluation des charges du palier des deux types	18
Tableau.II.10. évaluation des charges de la volée	19
Tableau.II.11. évaluation des charges de l'acrotère	20
Tableau.II.12. pré dimensionnement des voiles	22
Tableau.II.13. Sections des poteaux supposées	22
Tableau.II.14. Récapitulatif des poids des poteaux	23
Tableau.II.15. Résultats de la descente de charge du poteau (E4)	24
Tableau.II.16. Tableau récapitulatif des vérifications à la compression simple	27
Tableau.II.17. Tableau récapitulatif des caractéristiques des poteaux Les vérifications de la condition	28
Tableau.II.18. Tableau récapitulatif des vérifications au flambement	28
Tableau.II.19. les différents types des poutrelles	29
Tableau.II.20. Charge pour les poutrelles des différents niveaux	30
Tableau.II.21. Moments isostatique de la poutrelle Type 1	33
Tableau.II.22. Moments aux appuis de rive	33
Tableau.II.23. Moments aux appuis intermédiaires	33
Tableau.II.24. Sollicitations (Moments et Efforts tranchants) dans les différentes poutrelles	35
Tableau.II.25. des sollicitations maximales pour les différents planchers	36
Tableau.II.26. Calcule des armatures principale	39
Tableau.II.27. vérification de cisaillement et l'effort tranchant à Els	41
Tableau.II.28. vérification des contraintes à ELS	42
Tableau.II.29. vérification de la flèche dans les poutrelles	45
Tableau.II.30. schéma de ferrailages des poutrelles	47
Tableau.II.31. Ferrailage adopté	50
Tableau.II.32. ferrailage de dalle plein D1	52
Tableau.II.33. ferrailage de différents types de dalles	54
Tableau.II.34. Tableau de ferrailage de la partie AD=GJ de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis	56
Tableau.II.35. Vérification de la contrainte dans le béton d'escalier partie 1	58
Tableau.II.36. Vérification de la flèche	58
Tableau.II.37. Résultats de ferrailage de la 2 ^{ème} partie FF'	59
Tableau.II.38. Vérification de la contrainte dans le béton de la 2 ^{ème} partie	60

Liste des tableaux

Tableau.II.39	Tableau récapitulatif des sollicitations	62
Tableau.II.40.	Tableau des ferraillements à la flexion simple	62
Tableau.II.41.	Tableau récapitulatif des sollicitations	63
Tableau.II.42.	Les contraintes de cisaillements	63
Tableau.II.43.	Résultats de ferraillement à la flexion simple de la poutre palière	63
Tableau.II.44.	Tableau du ferraillement à la torsion	64
Tableau.II.45.	Combinaisons d'action sur l'acrotère	66
Tableau.II.46.	Tableau de ferraillement de la poutre de chaînage	71
Tableau.II.47.	Tableau de vérification des contraintes	71
Tableau.II.48.	Tableau de ferraillement de dalle	73
Tableau.II.49.	Tableau de vérification des contraintes.	74

CHAPITRE 03

Tableau.III.1.	Valeurs des pénalités.	78
Tableau.III.2.	Période et taux de participation massique de la structure	80
Tableau.III.3.	Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.	82
Tableau.III.4.	Interactions sous charge vertical.	83
Tableau.III.5.	Interaction sous charge horizontal	84
Tableau.III.6.	Vérification des déplacements relatifs.	85
Tableau.III.7.	Vérification de l'effet P- Δ .	87
Tableau.III.8.	Vérification de l'effort normal réduit.	88
Tableau.III.9.	Vérification de l'effort normal réduit après augmentation de la section des poteaux.	89
Tableau.III.10.	Les modes de participation	89
Tableau.III.11.	Vérification de la résultante des forces sismiques	89

CHAPITRE 04

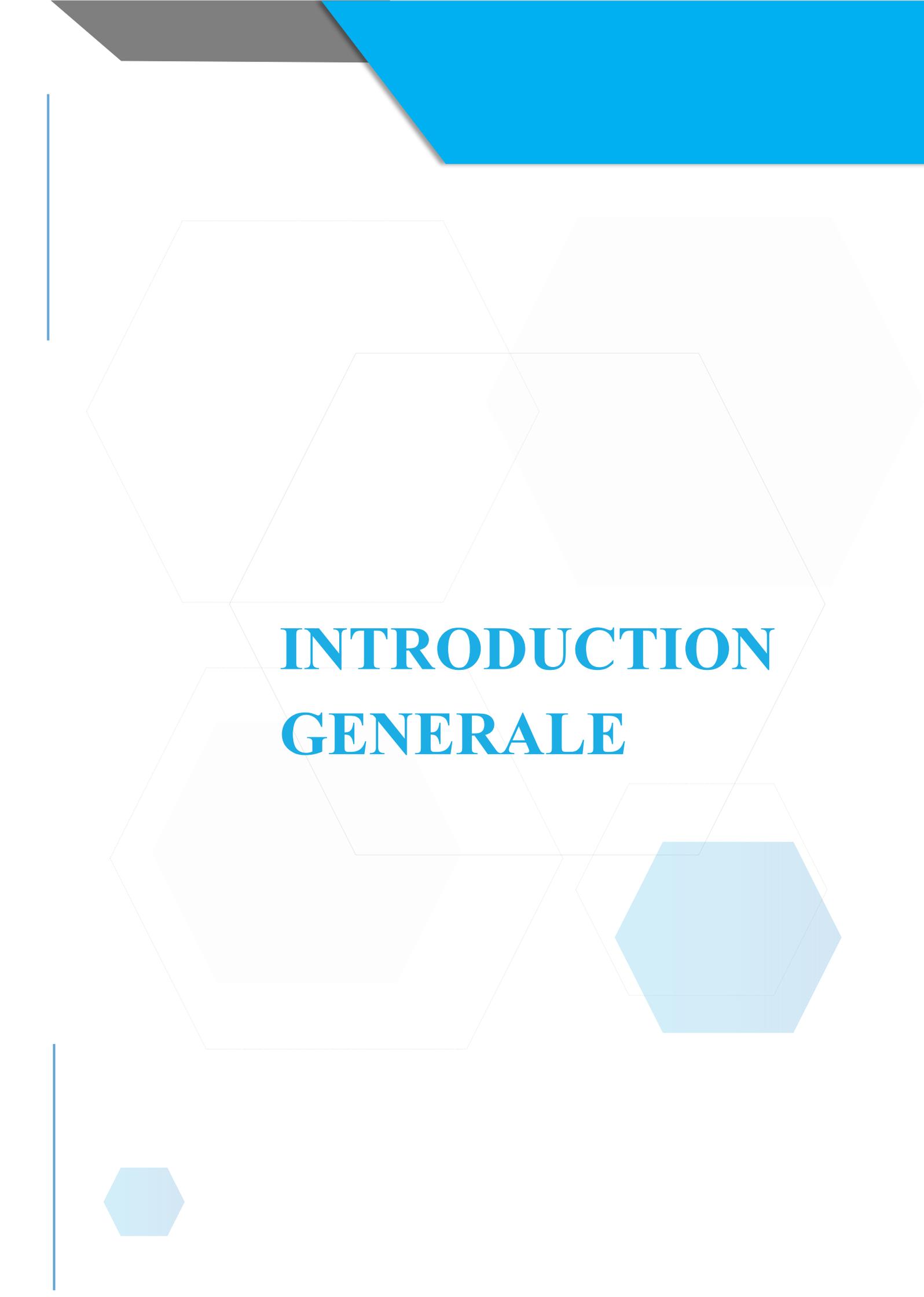
Tableau.IV.1.	Sollicitation et ferraillement des poutres.	92
Tableau.IV.2.	Vérification des contraintes tangentielles.	95
Tableau.IV.3.	Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.	95
Tableau.IV.4.	Vérification de l'état limite de compression.	95
Tableau.IV.5.	Vérification de l'état limite de déformation	96
Tableau.IV.6.	Ferraillement des poutres associées au voile	96
Tableau.IV.7.	Ferraillement de la poutre porteuse de la dalle d'ascenseur	96
Tableau.IV.8.	Sollicitations et ferraillements dans les poteaux.	99
Tableau.IV.9.	Vérification du ferraillement transversal.	103
Tableau.IV.10.	Vérification au flambement des poteaux.	104

Liste des tableaux

Tableau.IV.11. Vérification des contraintes dans les poteaux.	105
Tableau.IV.12. Vérification des contraintes de cisaillements.	106
Tableau.IV.13. Moment résistant des poteaux.	107
Tableau.IV.14. Moment résistant dans les poutres.	108
Tableau.IV.15. Vérification des zones nodales poutres principales.	108
Tableau.IV.16. Vérifications des zones nodales poutres secondaires.	109
Tableau.IV.17. Sollicitations dans le voile Vx1 au sous-sol.	112
Tableau.IV.18. Ferrailage du voile Vx1.	115
Tableau.IV.19. Ferrailage de voile Vx2.	116
Tableau.IV.20. Ferrailage de voile Vx3.	117
Tableau.IV.21. Ferrailage de voile Vy1	118
Tableau.IV.22. Ferrailage de voile Vy2	119
Tableau.IV.23. Ferrailage de voile Vy3	120

CHAPITRE 05

Tableau.V.1. Vérification nécessaire pour les débords	128
Tableau.V.2. Tableau du ferrailage de radier.	130
Tableau.V.3. Vérification des contraintes à l'ELS.	131
Tableau.V.4. Calcul des armatures à l'ELS.	131
Tableau.V.5. Section d'armateur du débord	133
Tableau.V.6. Vérifications des contraintes à l'ELS	133
Tableau.V.7. Section d'armateur du débord à l'ELS	133
Tableau.V.8. Les chargements sur les travées sens X-X.	136
Tableau.V.9. Les chargements sur les travées sens Y-Y.	136
Tableau.V.10. Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X.	137
Tableau.V.11. Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.	137
Tableau.V.12. Tableau des sollicitations l'ELU sens Y-Y.	138
Tableau.V.13. Tableau des sollicitations à l'ELS sens Y-Y.	138
Tableau.V.14. Calcul des ferrailages.	139
Tableau.V.15. Vérification des contraintes à l'ELS.	140
Tableau.V.16. Calcul des armatures à l'ELS.	140
Tableau.V.17. Ferrailage des voiles périphériques.	143
Tableau.V.18. Vérification des contraintes à l'ELS.	145
Tableau.V.19. Calcule des armatures à l'ELS.	145



INTRODUCTION GENERALE



Introduction Générale

L'Algérie se situe dans une zone soumise à une activité sismique intense et celle-là est due à la convergence des plaques tectoniques.

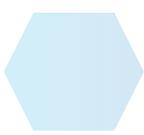
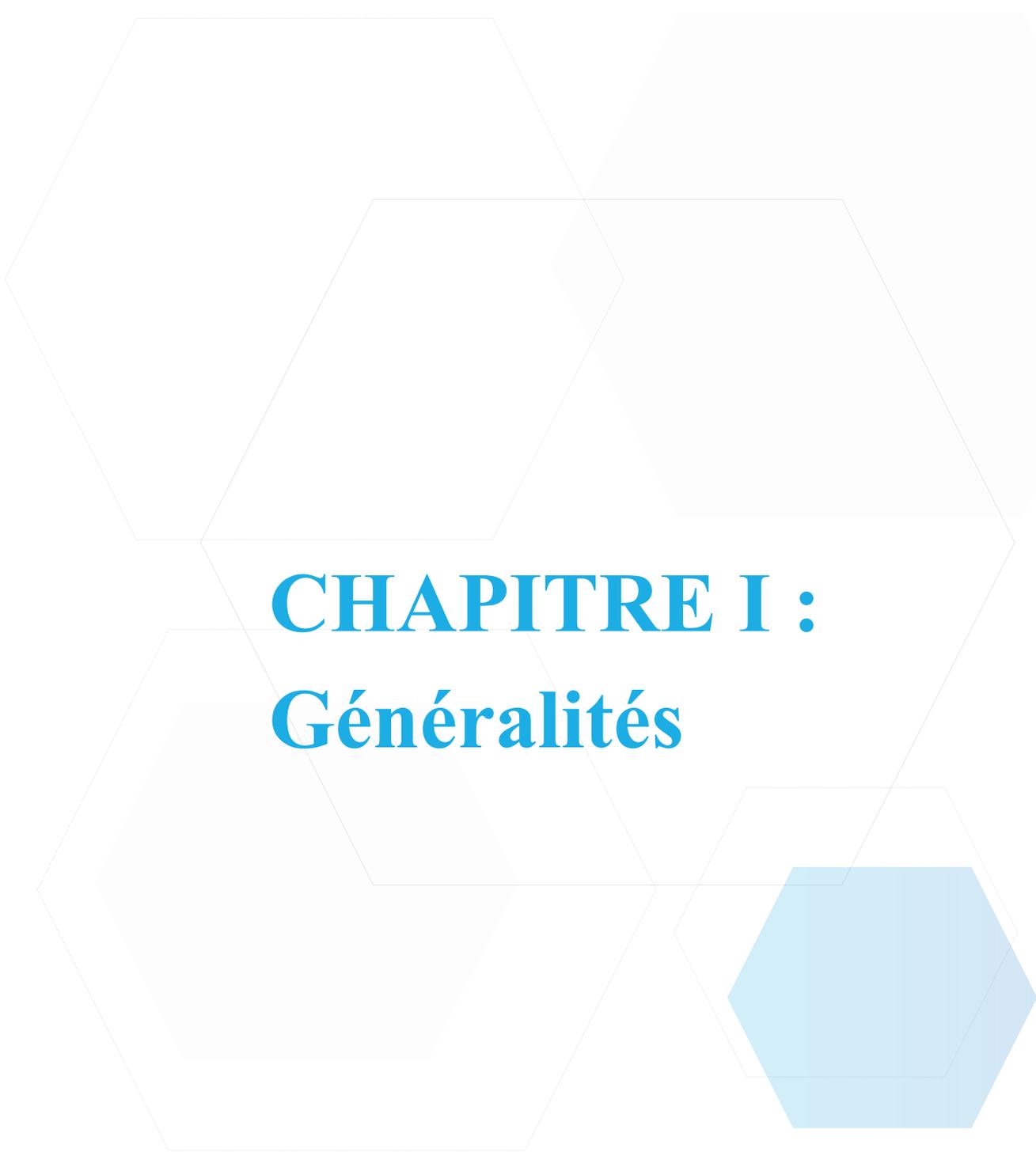
L'action sismique subite par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexe.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène et celle-là en respectant les normes et réglementations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Notre travail consiste à étudier un bâtiment (2 RDC + 10 étages + sous-sol), contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux.

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

- Le premier chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles) et calcul des éléments secondaires.
- Le troisième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisée par le logiciel ETABS 2016 et une disposition optimale des voiles a été adoptée, puis la vérification des exigences de l'RPA.
- Le but de quatrième chapitre est le calcul des ferrailages des éléments de contreventements et dispositions constructives fondé sur les résultats du logiciel ETABS 2016.
- Le cinquième et dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure, ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportées par les éléments de la structures (poteaux, murs, voile).



CHAPITRE I : **Généralités**

I.1. Introduction

Pour qu'une étude en génie civil soit bien faite, cela nécessite des connaissances de bases sur lesquelles l'ingénieur en génie civil prend appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

I.2. Implantation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de notre projet fin d'étude est une construction (2RDC+ 10étages+ sous-sol) à usage multifonction « Commercial et Habitations ».

L'ouvrage sera implanté à la commune, Daïra et wilaya de « Bejaia » à « l'ex zone industrielle », à 250 mètre environ à l'ouest du boulevard Krim Belkacem.

I.3. Présentation du bâtiment

Nous sommes chargés d'étudier une construction (2RDC+ 10étages+ sous-sol) composée :

- Sous-sol destiné à être parking sous-terrain.
- Deux rez-de-chaussée commercial.
- Dix étages à usage d'habitation.

D'après la classification du RPA99 version 2003:

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Zone **IIa**.
- Le site est considéré sol Ferme (S2).

I.3.1. Dimensions en élévation

Hauteur totale de bâtiment	H = 42.33m.
Hauteur de RDC niveaux 1	h = 4.42m.
Hauteur de RDC niveaux 2.....	h = 4.25m.
Hauteur d'étage courants	h = 3.06m.
Hauteur du sous-sol.....	h = 3.74m.

I.3.2. Dimensions en plan

Dimension projetée selon l'axe x-x' : $L_x = 25.30\text{m}$.

Dimension projetée selon l'axe y-y' : $L_y = 19.10\text{m}$.

I.4. Données géotechnique du site

L'étude de l'état du sol a été réalisée par le laboratoire de l'habitat et de la construction (LHC-Est Bejaia).les caractéristiques du sol sont les suivantes :

-la contrainte admissible du sol $\sigma_{adm} = 1.5 \text{ bars}$.

-l'ancrage minimale de la fondation : D= 4.5 m.

I.5. Conception de la structure

I.5.1. Ossature de l'ouvrage

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction voiles-portiques, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.5.2. Plancher

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

I.5.3 escaliers

Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulé sur place, permettent le passage d'un niveau à un autre.

I.5.4. Maçonnerie

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

I.5.5. L'acrotère

L'acrotère contournant le plancher terrasse inaccessible est en béton armé.

I.5.6. Gaine d'ascenseurs

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.6. Réglementation et normes utilisées

- **BAEL 91**: Béton Armé Aux Etats Limites.
- **CBA 93** : Code Béton Armé.
- **DTR-BC 2.2** : Document Technique Règlements (charge et sous charge).
- **DTR-BC 2.331** : Règles de Calculs de Fondations Superficielles.
- **RPA 99 V 2003** : Réglementations Parasismique Algériens.

I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les matériaux utilisés dans la construction doivent être conformes aux règles techniques de conception et de calcul de structure en Béton armé **BAEL91/99**.

I.7.1 Béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) dosé à 350Kg/m³, de l'eau et éventuellement des adjuvants.

I.7.1.1 les constituants du béton

- **Le ciment** : C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.
- **Les granulats** : ce sont des matériaux provenant de l'érosion des roches ou leur concassage, on distingue :
 - Les granulats naturels : utiliser directement sans aucun traitement mécanique préalable tel que : le sable.
 - Les granulats provenant du concassage des roches.

I.7.2. Résistances mécaniques du béton

I.7.2.2. Résistance à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} est déterminée à partir d'essais de compression axiale sur des éprouvettes cylindrique de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

D'après le **CBA93** on a pour f_{cj} les relations suivantes

Pour $j < 28$ jours (**art : A.2.1.1.1**)

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

$$f_{cj} = (j \times f_{c28}) / (4.76 + 0.83 \times j) \quad \text{si } j \leq 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours.}$$

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

$$f_{cj} = (j \times f_{c28}) / (1.4 + 0.95 \times j) \quad \text{si } j \leq 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours.}$$

La figure I.1 donne l'allure de la variation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton pour les deux types de béton. Sur cette figure, on observe que la montée en résistance des bétons à performances élevées est plus rapide que pour les bétons classiques. Cette propriété rend les bétons à performances élevées ce qui est très intéressants en phase de construction.

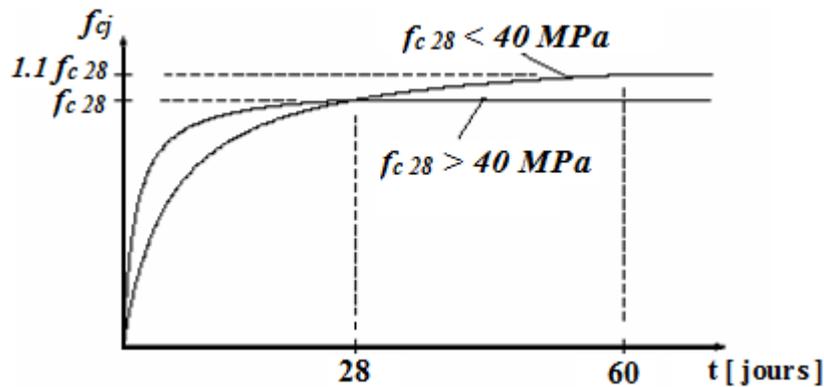


Figure.I.1. Evolution de f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

I.7.2.3. Résistance à la traction

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \quad [\text{CBA93}] (\text{Art : A.2.1.1.2})$$

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

Pour notre projet $j = 28$ jours

- $F_{c28} = 25 \text{ MPa.}$
- $F_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$

I.7.3. Contrainte limite

I.7.3.1. État limite ultime (ELU)

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la relation :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{CBA}] (\text{Art : A.4.3.4.1})$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, tel que :

- 1.5 Situation durable.
- 1.15 Situation accidentelles.

θ : coefficient réducteur. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.
- 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

I.7.3.1.1. Diagramme contraintes déformations

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle sur un diagramme contrainte déformations donné sur **la figur.I.3.**

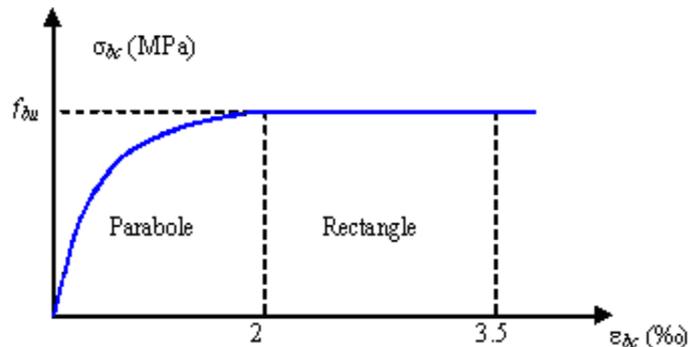


Figure.I.2. Diagramme parabolé-rectangle des Contraintes-Déformations du béton

I.7.3.2. Etat limite de service (ELS)

I.7.3.2.1. La contrainte de compression

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

$$\bar{\sigma} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

A l'ELS, le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant :

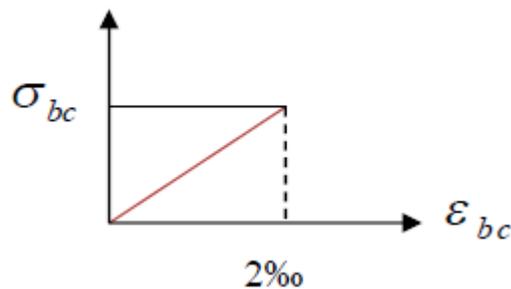


Figure.I.3. Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

I.7.3.2.2. Modules de déformation longitudinale

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

- **Module d'élasticité instantanée:**

$$E_{ij} = 11000 (\sqrt[3]{f_{cj}}) \quad \text{pour } f_c = 25 \text{ Mpa} \quad E_{ij} = 32164.195 \text{ Mpa.}$$

- **Module d'élasticité différé :**

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj}^{1/3}) \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa} \quad \text{Pour } f_c = 25 \text{ Mpa} \quad E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa.}$$

I.7.3.2.3. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson sera pris égal à:

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

I.7.2.Acier

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

I.7.2.1.Contrainte limite

I.7.2.1.1.Etat limite ultime (ELU)

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte-déformation de la figure (1-5).

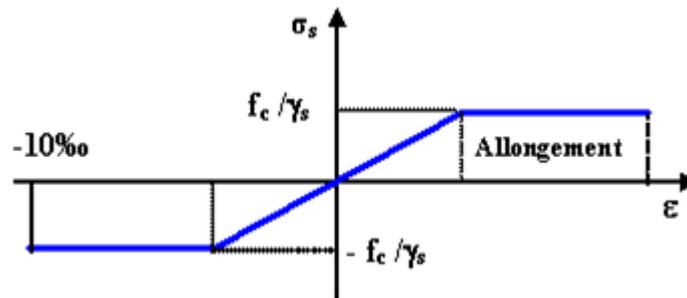


Figure.I.4. : Diagramme des contraintes en fonction de déformation d'acier à l'ELU.

γ_{RsR} : Coefficient de sécurité.

$\gamma_{RsR} = 1$ Cas de situations accidentelles.

$\gamma_{RsR} = 1.15$ Cas de situations durable ou transitoire.

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_{Rs}$$

- **Module d'élasticité longitudinale de l'acier** : $E = 200000$ MPa

I.7.2.1.2.Etat limite de service (ELS)

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq [\sigma_{st}] = \min (2/3f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq [\sigma_{st}] = \min (1/2 f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration.

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

$\eta = (1.6)$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec : $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

I.7.2.2. Protections des armateurs (enrobage)

Dans le but d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autre effets, un enrobage de ces dernières est prévu.

Selon le **BAEL91** cette enrobage et donné par :

- $e \geq 1$: élément non exposé aux intempéries (fissuration peu nuisible).
- $e \geq 3$: élément exposé aux intempéries (fissuration nuisible).
- $e \geq 5$: élément exposé aux milieux agressives (fissuration très nuisible).

I.8. Les hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

Pour le béton :

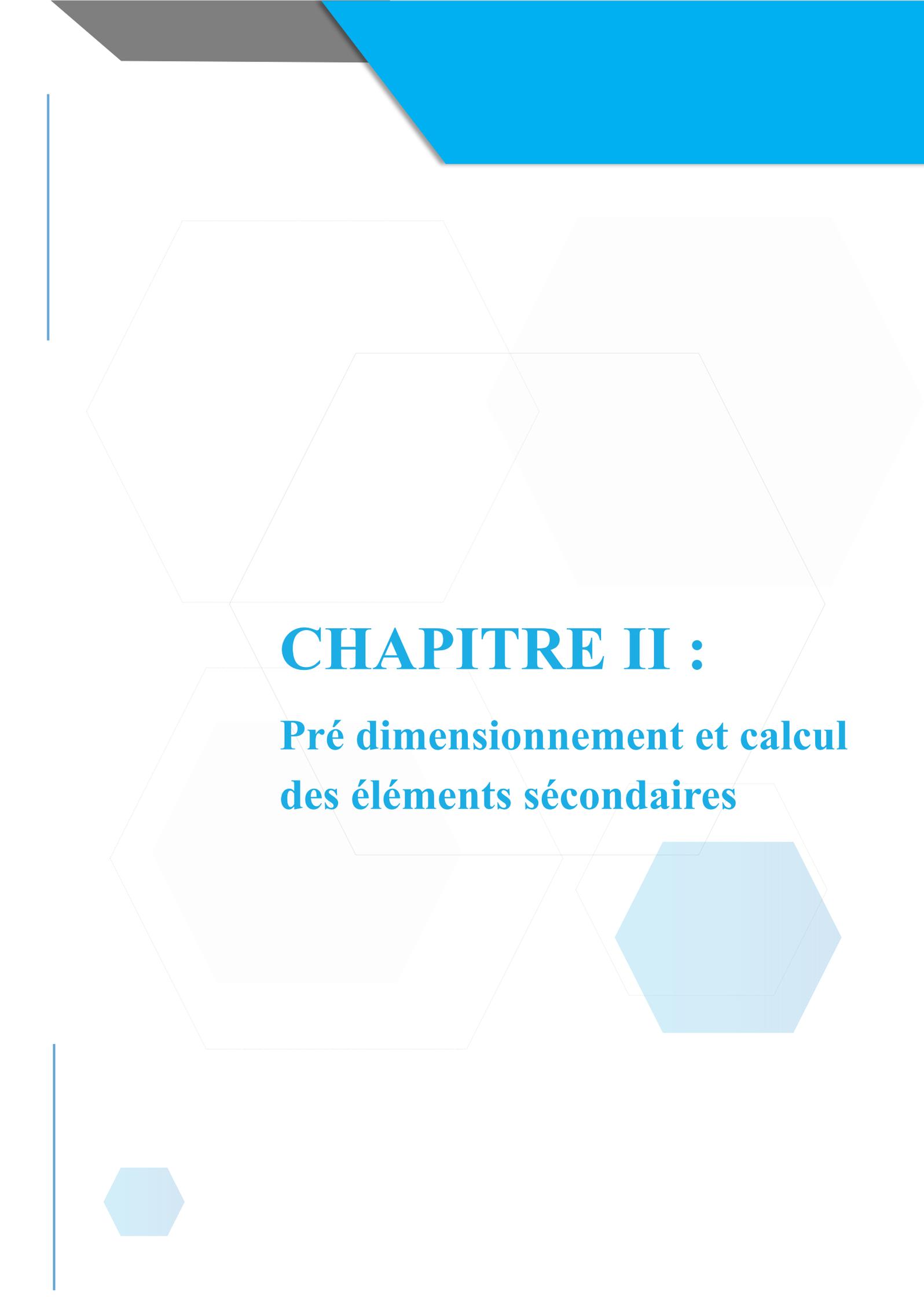
- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32164.195$ Mpa.

Pour les armatures de l'acier :

On a choisi le : (HA) FeE400, $f_e = 400$ MPa, $f_e / \gamma_{R_s} = 348$ MPa.

$\bar{\sigma}_s = 201,63$ MPA (FN)

$\bar{\sigma}_s = 164,97$ MPA (FTN)



CHAPITRE II :

Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires



II.1. Pré dimensionnement et évaluation des charges

II.1.1. Introduction

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant nos précédant a un pré dimensionnement de ses éléments. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (**RPA99 V 2003**, **BAEL 91**, **CBA 93** et **DTR BC 2.2**,...).

II.1.2. Les planchers

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction. Il joue un rôle porteur car il supporte les charges et les surcharges. Il assure aussi un rôle d'isolation thermique et acoustique.

Pour notre projet on a opté pour un plancher en corps creux car c'est une structure à surcharge modérées.

Et nous avons opté pour des dalles pleines dans les cas suivants :

- Les balcons
- Panneau de dalle étages courants
- Panneau de dalle de l'escalier

II.1.2.1. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place, d'hourdis et d'une dalle de compression.

II.1.2.1.1 Disposition de poutrelle

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 desposition des poutrelles est efectuée selon le deuxième critères.

Sur les figures (II.1), (II.2), (II.3), (II.4), (II.5), (II.6) : nous montrons la disposition des poutrelles ainsi que l'emplacement de nos différentes dalles pleines.

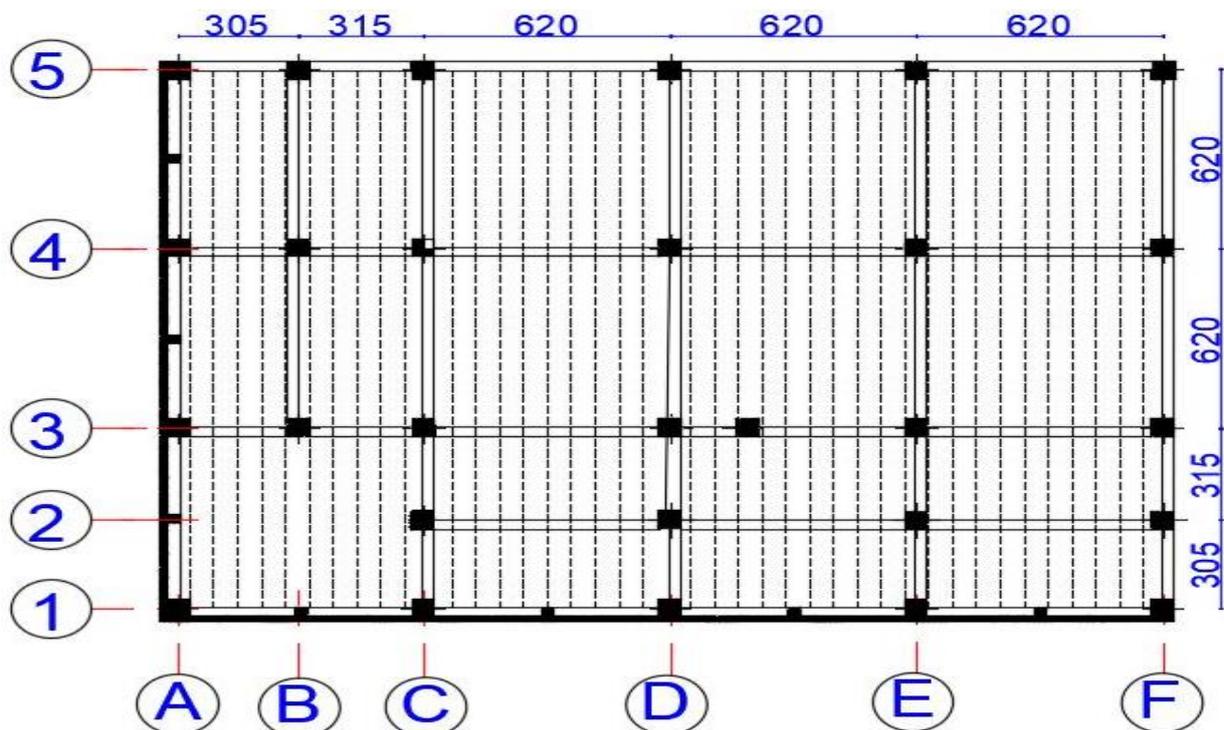


Figure.II.1. Disposition des poutrelles du sous-sol

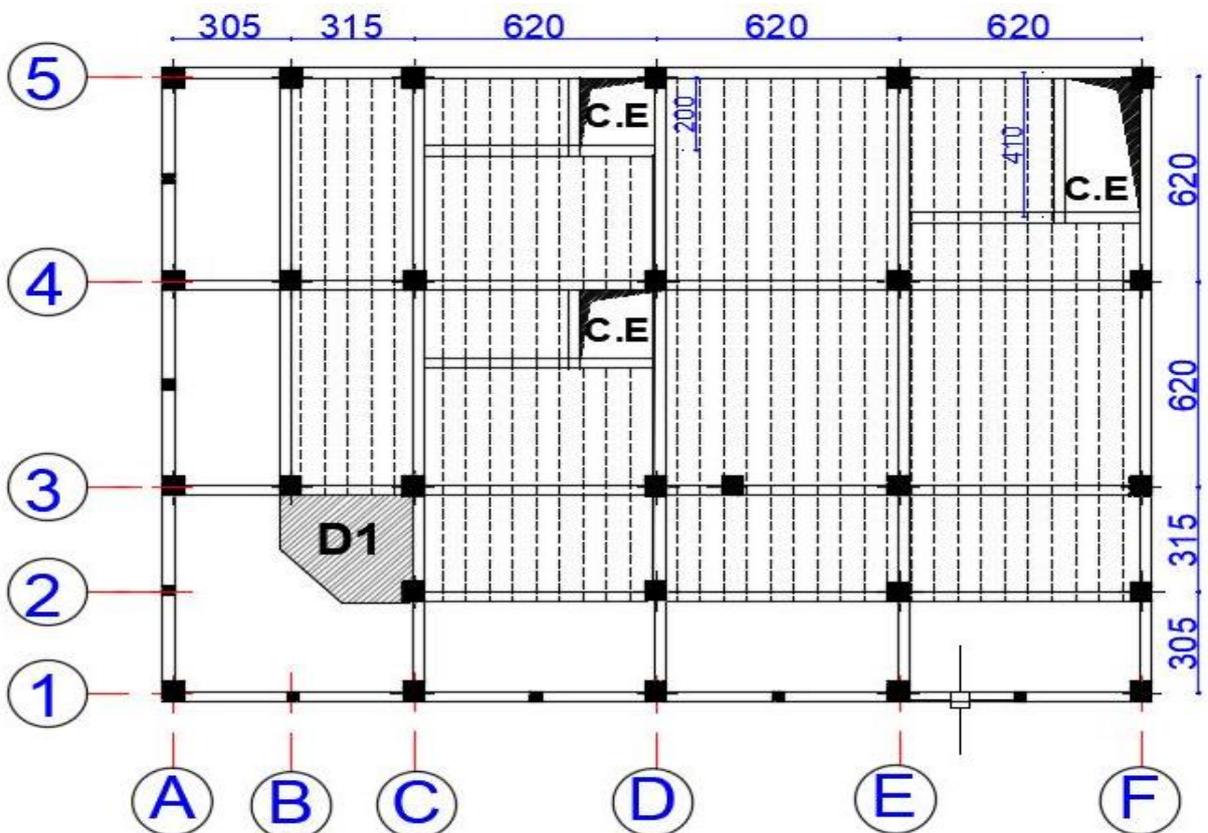


Figure.II.2. Disposition des poutrelles du RDC 1

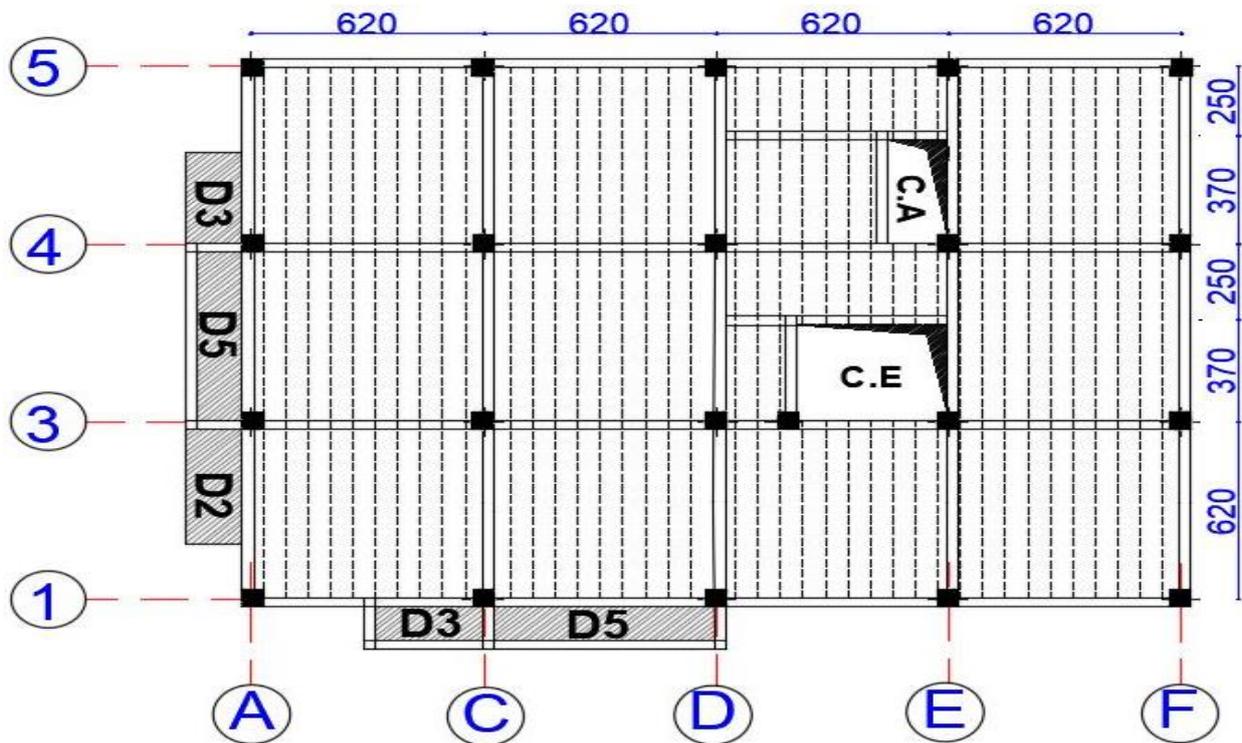


Figure.II.3. Disposition des poutrelles du RDC 2

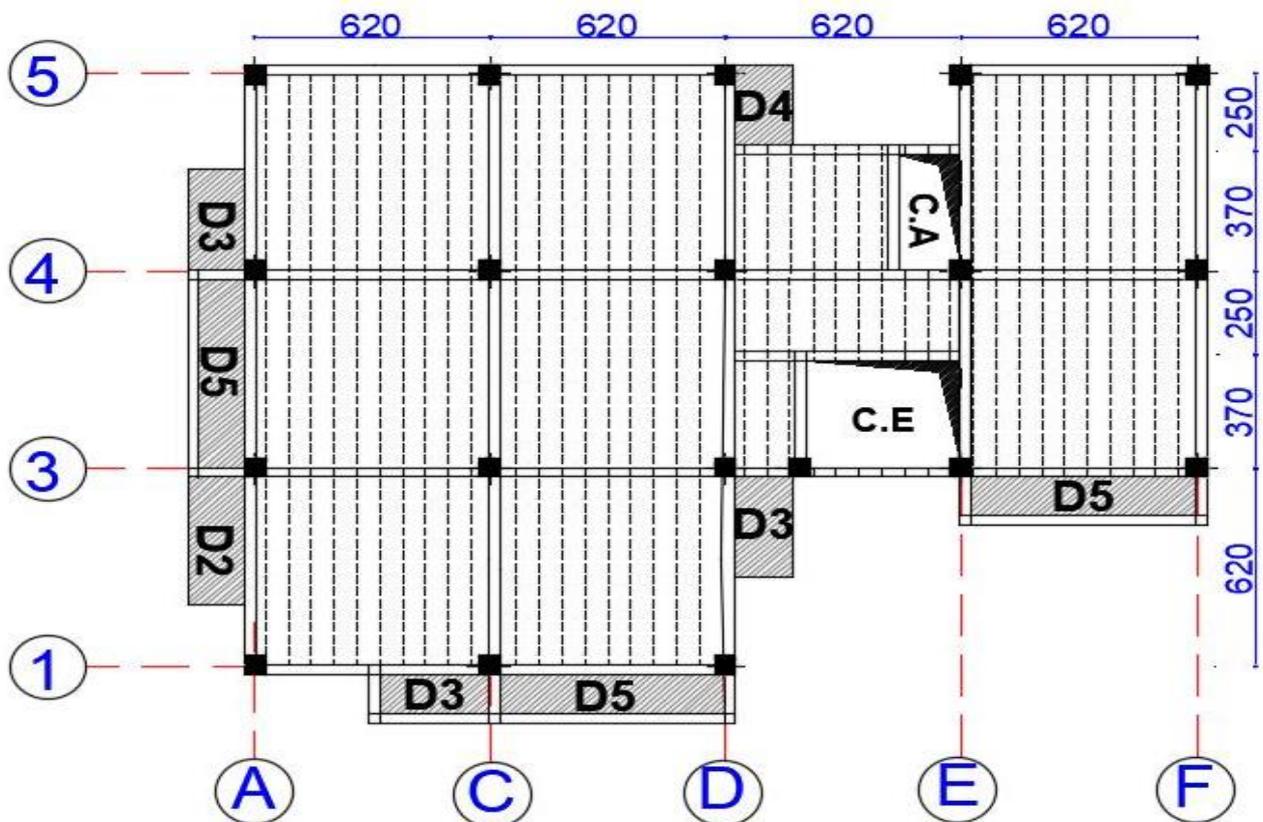


Figure.II.4. Disposition des poutrelles du 1^{er} au 9^{ème} étage

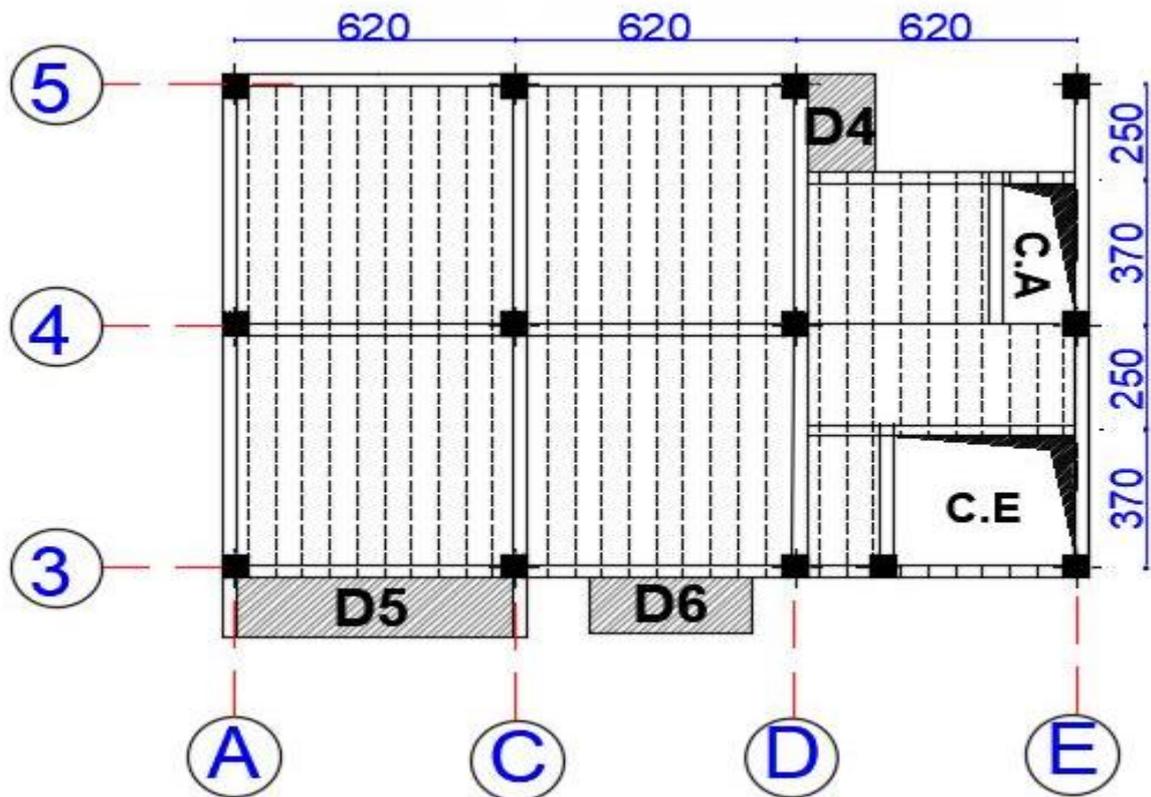


Figure.II.5. Disposition des poutrelles du 10^{em} étage

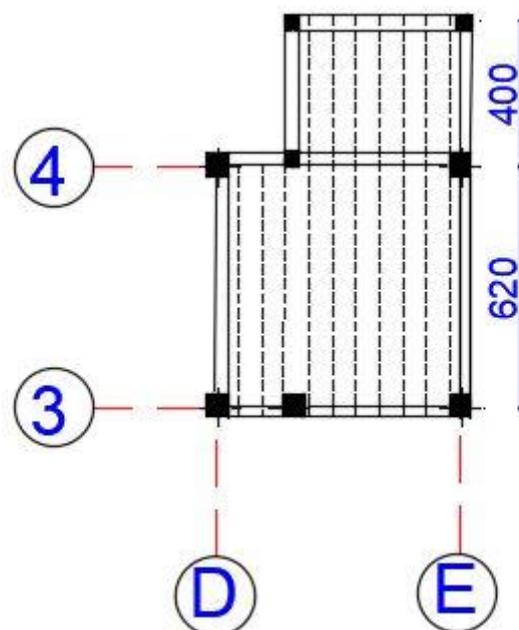


Figure.II.6. Disposition des poutrelles de la terrasse inaccessible

Le pré dimensionnement des plancher a corps creux se fait par satisfaction de la condition de la flèche données par le [CBA93] (Art : B.6.8.4.2.4).

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

L_{\max} : longueur maximale entre nue d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées

h_t : Hauteur total du plancher

$$L_{\max} = 620 - 30 = 590 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{590}{22.5} = 26.22 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des plancher à corps creux avec une hauteur de $(20+6)=26 \text{ cm}$

Avec :

- $h_{cc} = 20 \text{ cm}$: hauteur du corps creux.
- $h_{dc} = 6 \text{ cm}$: hauteur de la dalle de compression.

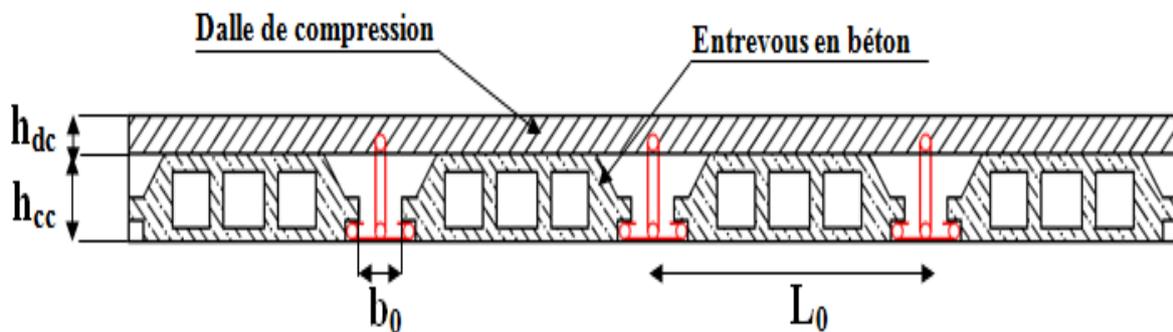


Figure.II.7. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

II.1.2.1.2. Les poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges répartie ou concentrées vers les poutres principales.

avec :

b : Largeur de la table de compression.

b_0 : Largeur de la nervure.

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles successive.

L_y : Longueur minimale d'une travée dans le sens de la poutrelles.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_t : Hauteur total de la poutrelle.

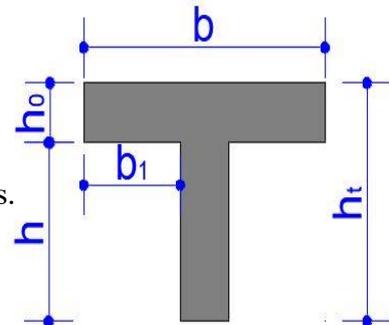


Figure.II.8. Schéma d'une poutrelle

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) h_t$$

$$b_0 = (10.4 \text{ à } 20.4)$$

On prend $b_0 = 16 \text{ cm}$.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$$

$$L_x = 65 - 16 = 49 \text{ cm. } L_y = 290 - 30 = 260 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{49}{2}; \frac{260}{10}\right)$$

$b_1 = 25 \text{ cm}$.

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 25 + 16 = 65 \text{ cm}$$

On prend : $b = 65 \text{ cm}$.

II.1.2.2.2. évaluations de charges et surcharges (plancher à corps creux)

➤ Plancher terrasse inaccessible

Tableau.II.1. évaluation des charges terrasse inaccessible

N°	description	Epaisseur « e » (m)	Densité « γ » (KN /m ³)	Poids « G » (KN /m ²)
1	Protection gravillon	0.04	20	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.085	22	1.87
4	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Corps creux (20+6)	0.26	/	3.7
G_{total} terrasse inaccessible				G=6.85
Q_{total} terrasse inaccessible				Q=1

➤ Plancher terrasse accessible

Tableau.II.2. évaluation des charges terrasse accessible

N°	description	Epaisseur « e » (m)	Poids « G » (KN /m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	0.4
2	Mortier de pose	0.02	0.4
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Corps creux (20+6)	0.26	3.7
5	Enduit de plâtre	0.02	0.2
G_{total} terrasse accessible			G=5.24
Q_{total} terrasse accessible			Q=1.5

➤ Plancher étage courant

Tableau.II.3. évaluation des charges étage courant

N°	description	Epaisseur « e »(m)	Poids « G » (KN /m ²)
1	Cloison de séparation	0.1	1.00
2	Revêtement en Carrelage	0.02	0.4
3	Mortier de pose	0.02	0.4
4	Lit de sable	0.03	0.54
5	Corps creux (20+6)	0.26	3.7
6	Enduit de plâtre	0.02	0.2
G_{total} étage courant			G=6.24
Q_{total} étage courant (habitation)			Q=1.5
Q_{total} étage courant (commercial)			Q= 5

➤ **Mur extérieure (double parois en brique creuse)**

Tableau.II.4. évaluation des charges mur extérieure

N°	description	Epaisseur « e »(m)	Poids « G » (KN /m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	0.20
2	Brique creuse	0.15	1.30
3	L'âme d'air	0.05	0.00
4	Brique creuse	0.10	0.90
5	Enduit de ciment	0.02	0.40
G_{mur extérieur}			2.80

➤ **Mur extérieure (une seule paroi en brique creuse, du mur de cloison de la terrasse accessible)**

Tableau.II.5. évaluation des charges mur extérieure (terrasse accessible)

N°	description	Epaisseur « e »(m)	Poids « G » (KN /m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	0.40
2	Brique creuse	0.15	1.30
5	Enduit de ciment	0.02	0.40
G_{mur extérieur}			G=2.1

II.1.2.3. Plancher à dalles pleines

Une dalle pleine est un élément horizontal généralement de forme rectangulaire, dont les appuis peuvent être continues (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux). Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

Résistance au feu :

- $e \geq 7\text{cm}$ → pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11\text{cm}$ → pour deux heures de coupe-feu

Isolation phonique : $e \geq 14\text{cm}$

Critère de résistance à la flexion :

- $e \geq \frac{l_x}{20}$ → pour une dalle sur un seul appui ou deux appuis.
- $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ → Pour une dalle sur quatre appuis avec $\rho < 0.4$
- $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ → pour une dalle sur trois ou quatre appuis avec $\rho \geq 0.4$

Tell que :

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

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

- Les différents types des panneaux de dalles dans notre structure sont les suivants :
- Niveau RDC1 (commercial)

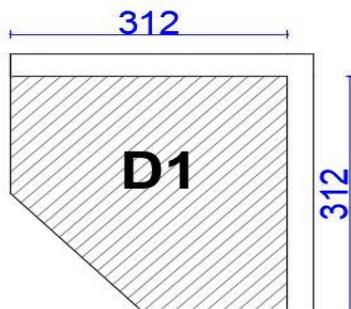


Figure.II.9. Dalle D₁ de niveau RDC1

- Niveau étages courants (balcon)
D₂, D₃ et D₄ des dalles sur deux appuis ($L_x=150\text{cm}$)

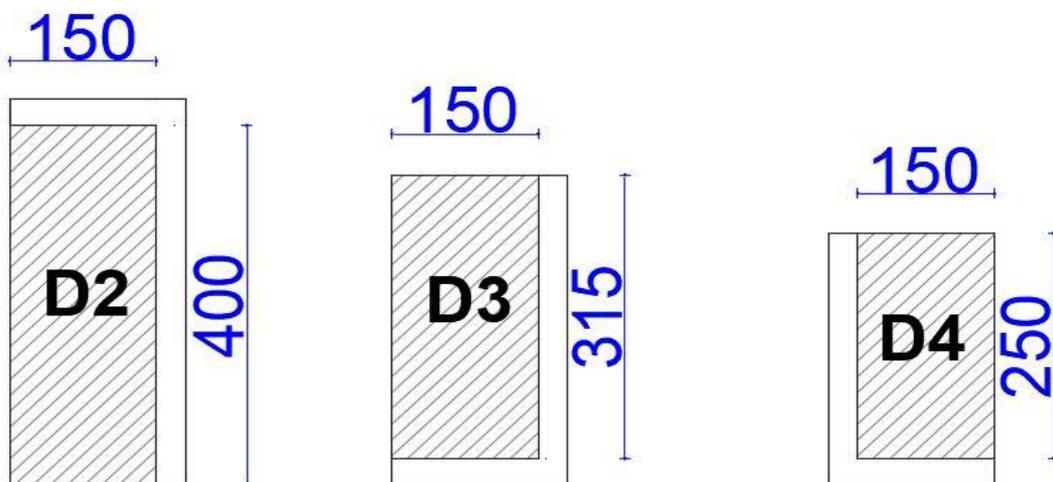


Figure.II.10. Les dalles D₂, D₃ et D₄ (balcon)

- Niveau étages courants (Chambre)

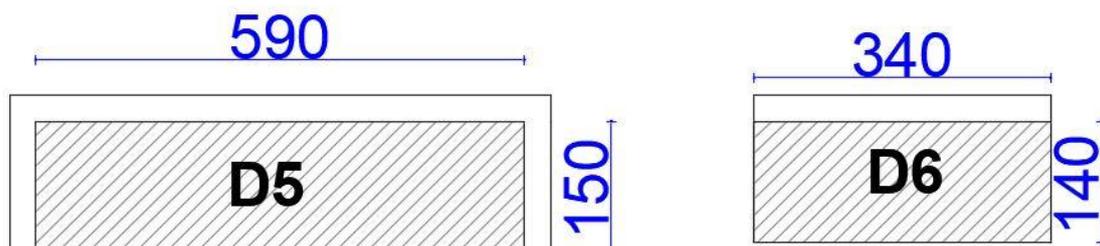


Figure.II.11. Les dalles D₅ et D₆ (chambre)

Le pré-dimensionnement d'épaisseur des dalles son résumé dans tableaux suivant

Tableau.II.6. pré-dimensionnement d'épaisseur des dalles plein

Type de dalle	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	Nombre d'appuis	Calcul de l'épaisseur	Epaisseur opté (cm)	Justification d'épaisseur
D1	1	2	$\frac{312}{45} < e < \frac{312}{40}$	16	Isolation phonique
D2	0.375	2	$\frac{150}{35} < e < \frac{150}{30}$	14	deux heures de coupe-feu
D3	0.47	2	$\frac{150}{45} < e < \frac{150}{40}$	14	deux heures de coupe-feu
D4	0.6	2	$\frac{150}{45} < e < \frac{150}{40}$	14	deux heures de coupe-feu
D5	0.25	3	$\frac{150}{45} < e < \frac{150}{40}$	14	deux heures de coupe-feu
D6	0.41	1	$\frac{140}{45} < e < \frac{140}{40}$	14	deux heures de coupe-feu

II.1.2.3.1. Evaluation de charge du plancher à dalle plein

➤ Evaluation de charge du plancher à dalle plein (D1)

Tableau.II.7. évaluation des charges dalles pleins (e=16cm)

N°	description	Epaisseur « e »(m)	Poids « G » (KN /m ²)
1	Revêtement en Carrelage	0.02	0.4
2	Mortier de pose	0.02	0.4
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Enduit de ciment	0.02	0.4
5	Dalle plein D1	0.16	4
G_{total} D1			G=5.74
Q_{total} commercial			Q=5

➤ Evaluation de charge du plancher à dalle plein (D2, 3, 4, 5, 6)

Tableau.II.8. évaluation des charges dalles pleins (e=14cm)

N°	description	Epaisseur « e »(m)	Poids « G » (KN /m ²)
1	Revêtement en Carrelage	0.02	0.4
2	Mortier de pose	0.02	0.4
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Enduit de ciment	0.02	0.4
5	Dalle plein D2, D3, D4, D5, D6	0.14	3.5
G_{total} D2,D3, D4, D5, D6			G=5.24
Q_{total} D2, D3, D4			Q=3.5
Q_{total} D5 et D6			Q=1.5

II.1.2.4. L'escalier

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place, Dans notre structure on a trois type d'escalier.

II.1.2.4.1. pré dimensionnement

Pour escalier type 1 (1^{er} étage à la terrasse)

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

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

Avec :

H : hauteur d'étage

L_0 : longueur projeté de volée

n : nombre de contre marches

$n-1$: nombre de marches

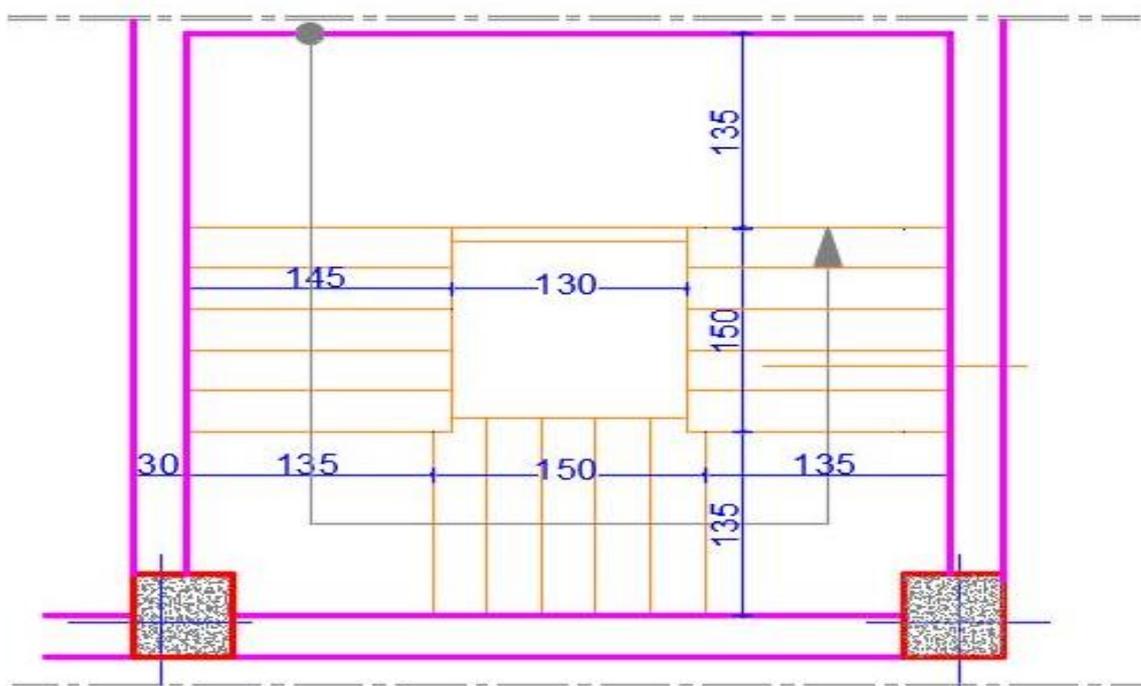


Figure.II.12. Vue en plan de l'escalier type 1

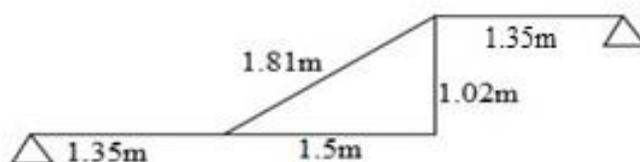


Figure.II.13 schéma statique de l'escalier type 1

$$h = \frac{H}{n} = \frac{3.06}{18} = 17\text{cm}$$

D'où $n=18$

D'après notre projet à trois volées

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{150}{5} = 30\text{cm}$$

Vérification avec la formule de Blondel

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

$$59 \leq (2 \times 17) + 30 \leq 64$$

$$59 \leq 64 \leq 64 \quad \rightarrow$$

donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

• **Épaisseur de la paillasse (e) :**

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

Avec : $L=L_{p1}+L_v+L_{p2}$

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_{V1}^2}$$

$$L_v = \sqrt{1.50^2 + 1.02^2}$$

$$L_v = 1.81\text{m}$$

$$L = 1.35 + 1.81 + 1.35$$

$$L = 4.51\text{m}$$

$$\frac{451}{30} \leq e \leq \frac{451}{20} \text{ (cm)}$$

$$15.03 \leq e \leq 22.25 \text{ (cm)} \quad \rightarrow \text{soit } e=17\text{cm}$$

$$tg\alpha = \frac{1.02}{1.50} = 0.68 \rightarrow \alpha = 34.21^\circ$$

II.1.2.4.2. Évaluation des charges

➤ Évaluation des charges pour le palier

Tableau.II.9. évaluation des charges du palier des deux types

N°	Description	Épaisseur « e »(m)	Poids « G » (KN /m ²)
1	Revêtement en Carrelage	0.02	0.4
2	Mortier de pose	0.02	0.4
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Dalle pleine	17	4.25
5	Enduit en plâtre	0.02	0.2
G palier (type 1 et 2)			G=5.79
Q escalier type 1 (habitation)			Q=2.5
Q escalier type 2 (commercial)			Q=5

➤ Evaluation des charges la volée

Tableau.II.10. évaluation des charges de la volée

N°	description	Epaisseur « e » (m)	Poids « G » (KN /m ²)
1	Revêtement en Carrelage horizontale	0.02	0.40
2	Revêtement en Carrelage vertical	0.02×h/g	0.22
3	Mortier de pose horizontale	0.02	0.40
4	Mortier de pose vertical	0.02×h/g	0.22
5	Marches	h/2	1.87
6	paillasse	17/cosα	5.13
7	Enduit en plâtre	2/cosα	0.24
G volée (type 1 et 2)			G=8.48
Q escalier type 1 (habitation)			Q=2.5
Q escalier type 2 (commercial)			Q=5

Remarque

- L'escalier reliant RDC 1 et RDC 2 est un escalier hélicoïdal sa mise en place sera en bois.

II.1.2.5. L'acrotère

L'acrotère est un élément encastré à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, Il sert aussi pour l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments. Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau qui suit :

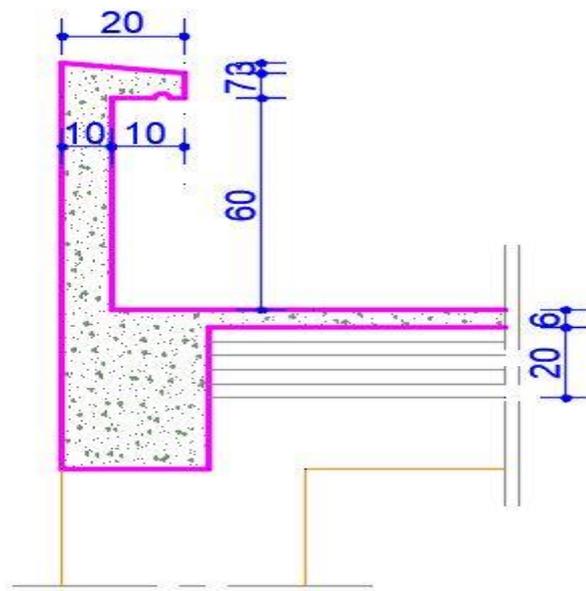


Figure.II.14. L'acrotère

Tableau.II.11. évaluation des charges de l'acrotère

Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Surface (m ²)	Poids propre (kn /m)	Enduit de ciment (e=2cm) (kn/m)	G _{total} (kn/m)	Q (kn/m)
0.7	0.1	0.0785	1.96	0.4	2.36	1

II.1.2.6. Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé généralement de forme rectangulaire, on distingue trois types de poutre :

- Poutre principale
- Poutre secondaire
- Poutre de chaînage

II.1.2.6.1. poutres principales

Ce sont les poutres susceptible de reprendre les charges provenant des poutrelles et les transmettent aux poteaux sur les quelle ces poutres reposent.

Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement de la hauteur des poutres se fait selon la condition du BAEL 91 suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

L_{max} : Portée maximale entre nœud d'appuis.

$$L_{max} = 620 - 50 = 570 \text{ cm}$$

D'où

$$38.00\text{cm} \leq h_{pp} \leq 57\text{cm}$$

On adopte une section rectangulaire (b×h)= (30×50) cm²

Vérifications des dimensions vis-à-vis des exigences du **RPA 99 :V2003 ART (7.5.1).**

- $b=30 \geq 20\text{cm} \rightarrow \text{vérifié}$
- $h=50\text{cm} \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{vérifié}$ [RPA.99 V.2003] (ART.7.5.1)
- $\frac{1}{4} < \frac{h}{b} = 1.67 < 4 \rightarrow \text{vérifié}$

Donc on opte pour des poutres principale de section rectangulaire (b×h)= (30×50) cm²

II.1.2.6.2. Poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par le critère de flèche qui est

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$L_{max} = 620 - 50 = 570 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } 38.00 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 57 \text{ cm}$$

On opte pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (30×45)

Vérifications des dimensions vis-à-vis des exigences du **RPA 99 :V2003 ART (7.5.1)**.

- $b=30 \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifié}$
- $h=45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifié}$ [RPA.99 V.2003] (ART.7.5.1)
- $\frac{1}{4} < \frac{h}{b} = 1.67 < 4 \rightarrow \text{vérifié}$

Donc on opte pour des poutres secondaire de section rectangulaire ($b \times h$) = (30×45) cm²

II.1.2.6.3 Poutre de chaînage

On opte pour une poutre de chaînage les dimensions suivant ($b \times h$) = (30×35)

Vérifications des dimensions vis-à-vis des exigences du **RPA 99 :V2003 ART (7.5.1)**.

- $b=30 \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifié}$
- $h=35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifié}$ [RPA.99 V.2003] (ART.7.5.1)
- $\frac{1}{4} < \frac{h}{b} = 1.16 < 4 \rightarrow \text{vérifié}$

Donc on opte pour des poutres de chaînage de section rectangulaire ($b \times h$) = (30×35) cm²

II.1.2.7. Les voiles

C'est un élément de contreventement vertical mince et continu en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du **RPA99V2003** suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm}$
- $e \geq \frac{h_e}{22}$
- $L \geq 4e$

h_e : Hauteur libre de voile.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

[RPA99 V 2003] (Art 7.7.1)

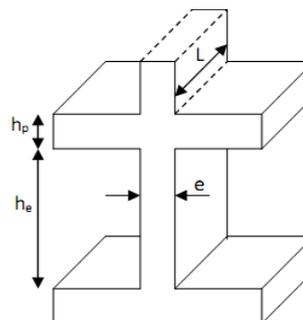


Figure.II.15. Illustration d'un voile en élévation

Pour le sous-sol :

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{22} ; 15 \text{ cm} \right]$$

$$e \geq \max \left[\frac{324}{22} ; 15\text{cm} \right] = \max[14.72 ; 15]$$

$$\text{Soit } e = 15\text{cm} \quad L \geq 4 \times e = 4 \times 15 = 60 \text{ cm}$$

Les autres cas sont rédigés dans tableaux suivant

Tableau.II.12. pré dimensionnement des voiles

	H (m)	h _e (m)	h _e /22 (cm)	e adopté (cm)	L (cm)
Sous-sol	3.74	3.24	14.72	20	80
RDC (N1)	4.42	3.92	17.81	20	80
RDC (N2)	4.25	3.75	17.04	20	80
1 ^{er} au 10 ^{eme} étage	3.06	2.56	11.63	15	60

II.1.2.8. Poteaux

Ce sont des éléments porteur, en béton armée, leur pré dimensionnement se fait à la compression suivant les règles **BAEL 91 art(B.8.4.1)**.une fois la résistance à la compression vérifié ; ces poteaux doivent répondre au critère et recommandations du **RPA99V2003**.

II.1.2.8.1. Pré dimensionnement

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **IIa** doivent satisfaire les conditions selon le **RPA99 (art 7.4.1)** :

$$\text{Zon IIa} \begin{cases} \min(b \times h) > 25\text{cm} \\ \min(b \times h) > \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4 \end{cases}$$

Tel que :

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

h_e = 2.56 m Pour les étages courants

h_e = 3.92 m Pour le RDC1.

h_e = 3.75 m Pour le RDC2.

h_e = 3.24 m Pour le sous-sol.

Les sections supposées des poteaux sont :

Tableau.II.13. Sections des poteaux supposées

Niveaux	Sous-sol	RDC 1 RDC 2	1 ^{er} +2 ^{em} e étage	3+4 étage	5+6 étage	7+8 étage	9+10 étage	Toiture
Poteaux	70× 70	70× 65	65× 65	65× 60	60× 60	60× 55	55× 55	50× 50

II.1.2.8.2. Descente de charge

La descente de charge est effectuée pour le poteau E4 (FIGURE.II.1.) qui nous semble être le plus chargés, comme le bâtiment est à usage d’habitations le DTR B.C (6.2) Exige d’appliquer la loi de la dégression sur la surcharge Q.

La loi de dégression des charges :

On adoptera pour le calcul des points d’appuis les charges d’exploitation suivantes (à partir du sommet du bâtiment) :

- Sous la terrasse : Q_0
- Sous le dernier étage : $Q_0 + Q_1$
- Sous l’avant dernier étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous l’étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous l’étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n > 5$

Poids des poteaux supposés

Tableau.II.14. Récapitulatif des poids des poteaux

Poteaux	Sections (cm* cm)	Hauteur (m)	Poids (KN)
Sous-sol	70× 70	3.74	45.81
RDC 1	70× 65	4.42	50.27
RDC 2	70× 65	4.25	48.34
1 ^{er} + 2 ^{eme} étage	65× 65	3.06	32.32
3 + 4 étage	65× 60	3.06	29.84
5 + 6 étage	60× 60	3.06	27.54
7 + 8 étage	60× 55	3.06	25.24
9 + 10 étage	55× 55	3.06	23.14
Toiture	50× 50	3.06	19.13

Descente de charge pour le poteau E4 (FIGURE.II.1.)

a- Plancher toiture (terrasse)

La surface afférente

$S1+S2= 9.89 \text{ m}^2$

Poids du plancher

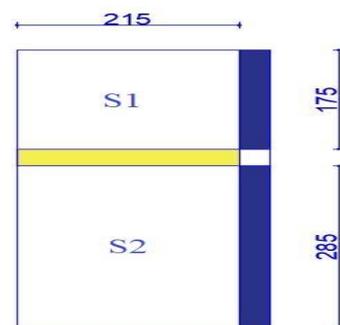
$S \times G = 9.89 \times 6.85 = 67.74 \text{ kn}$

Poids des poutres

$P_p = 4.6 \times (0.3 \times 0.5 \times 25) = 8.06 \text{ kn}$

$P_s = 2.15 \times (0.3 \times 0.45 \times 25) = 15.52 \text{ kn}$

Poids du mur = $4.6 \times 2.36 = 10.86 \text{ kn}$



b- 10^{ème} étage

La surface afférente

$S1+S2=6.98\text{m}^2$

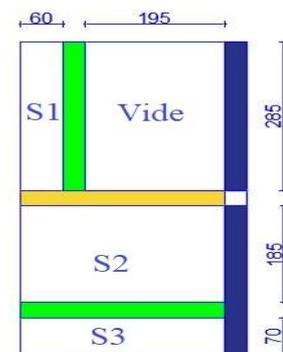
$S3=0.7 \times 2.85 = 1.995 \text{ m}^2$

Poids du plancher

$(S1+S2) \times G_t = 6.98 \times 5.24 = 36.57 \text{ kn}$

$S3 \times G_p = 1.995 \times 5.79 = 11.55 \text{ kn}$

On aura le poids du plancher = $36.57 + 11.55 = 48.12 \text{ kn}$



Poids des poutres

$$P_p = 2.85 \times (0.3 \times 0.50 \times 25) = 10.69 \text{ kn}$$

$$P_s = 2.15 \times (0.3 \times 0.45 \times 25) = 19.24 \text{ kn}$$

$$P_c = 5.7 \times (0.35 \times 0.3) \times 25 = 14.96 \text{ kn}$$

$$\text{Poids du mur} = 5.7 \times 2.8 \times 2.61 = 41.65 \text{ kn}$$

c- 9^{ème} au RDC2**La surface afférente**

$$S1+S2=6.98\text{m}^2$$

$$S3=0.7 \times 2.85 = 1.995 \text{ m}^2$$

$$S4+S5=16.245\text{m}^2$$

Poids du plancher

$$(S1+S2) \times G_t = 6.98 \times 6.24 = 43.55 \text{ kn}$$

$$S3 \times G_p = 1.995 \times 5.79 = 11.55 \text{ kn}$$

$$S4+S5=16.245 \times 5.24 = 85.12 \text{ kn}$$

$$\text{On aura le poids du plancher} = 43.55 + 11.55 + 85.12 = 140.22 \text{ kn}$$

Poids des poutres

$$P_p = (2.85 + 2.85) \times (0.3 \times 0.50 \times 25) = 21.38 \text{ kn}$$

$$P_s = 5.7 \times (0.3 \times 0.45 \times 25) = 19.24 \text{ kn}$$

$$P_c = 5.7 \times (0.35 \times 0.3) \times 25 = 14.96 \text{ kn}$$

$$\text{Poids du mur} = 5.7 \times 2.8 \times 2.61 = 41.65 \text{ kn}$$

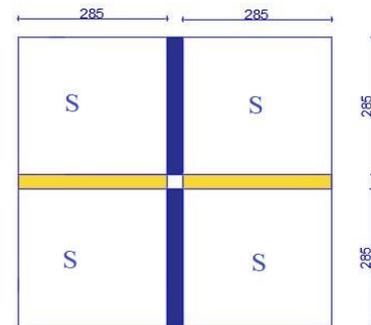
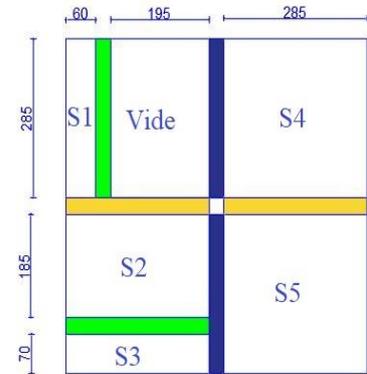
d- RDC1 et Sous-sol**Poids du plancher**

$$4S \times G_{ec} = 4 \times (2.85 \times 2.85) \times 5.24 = 170.25 \text{ kn}$$

Poids des poutres :

$$P_p = (2.85 + 2.85) \times (0.3 \times 0.50 \times 25) = 21.38 \text{ kn}$$

$$P_s = (2.85 + 2.85) \times (0.3 \times 0.45 \times 25) = 19.24 \text{ kn}$$



Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (E4) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau.II.15. Résultats de la descente de charge du poteau (E4) (**FIGURE.II.1.**)

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N1	Plancher toiture	67.74	9.89
	Poutres (PP+PS)	23.58	
	Poteau (50*50)	19.13	
	Acrotère	10.86	
	Total	121.31	9.89
N2	Venant de N1	121.31	9.89+13.46
	Plancher	48.12	
	Poutres (PP+PS+Pc)	44.89	
	Poteau (55*55)	23.14	
	Murs	41.65	
	Total	279.11	23.35
N3	Venant de N2	279.11	9.89+0.95× (13.46 + 37.83)
	Plancher	140.22	
	Poutres (PP+PS+Pc)	55.58	
	Poteau (55*55)	23.14	
	Murs	41.65	
	Total	539.7	58.61
N4	Venant de N3	539.7	9.89+0.9× (13.46 +
	Plancher + Poutres + Murs	237.45	(2 × 37.83))
	Poteau (60*55)	25.25	
	Total	802.4	90.09
N5	Venant de N4	802.4	9.89+0.85× (13.46 +
	Plancher + Poutres + Murs	237.45	(3 × 37.83))
	Poteau (60*55)	25.25	
	Total	1065.1	117.8
N6	Venant de N5	1065.1	9.89+0.8× (13.46 +
	Plancher + Poutres + Murs	237.45	(4 × 37.83))
	Poteau (60*60)	27.54	
	Total	1330.09	141.71
N7	Venant de N6	1330.09	9.89+0.75× (13.46 +
	Plancher + Poutres + Murs	237.45	(5 × 37.83))
	Poteau (60*60)	27.54	
	Total	1595.08	161.85
N8	Venant de N7	1595.08	9.89+0.71× (13.46 +
	Plancher + Poutres + Murs	237.45	(6 × 37.83))
	Poteau (65*60)	29.84	
	Total	1862.37	180.6

N9	Venant de N8 Plancher + Poutres + Murs Poteau (65*60)	1862.37 237.45 29.84	$9.89+0.68 \times (13.46 + (7 \times 37.83))$
	Total	2129.66	199.11
N10	Venant de N9 Plancher + Poutres + Murs Poteau (65*65)	2129.66 237.45 32.32	$9.89+0.66 \times (13.46 + (8 \times 37.83))$
	Total	2399.43	218.51
N11	Venant de N10 Plancher + Poutres + Murs Poteau (65*65)	2399.43 237.45 32.32	$9.89+0.65 \times (13.46 + (9 \times 37.83))$
	Total	2669.2	239.94
N12	Venant de N11 Plancher + Poutres + Murs Poteau (70*65)	2669.2 237.45 48.34	$9.89+0.63 \times (13.46 + (10 \times 37.83))$
	Total	2954.99	256.7
N13	Venant de N12 Plancher + Poutres Poteau (70*65)	2954.99 210.87 50.27	$256.7+162.45$
	Total	3216.13	419.15
N14	Venant de N13 Plancher + Poutres Poteau (70*70)	3216.13 210.87 45.81	$419.15+162.45$
	Total	3472.81	581.6

II.1.2.8.3. Les vérifications nécessaires :

Vérification du poteau à la base :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = (1.35 \times 3472.81) + (1.5 \times 581.6)$$

$$N_u = 5560.69 \text{ Kn}$$

D'après le **CBA.B.8.1.1**

- 10% pour les poteaux à plusieurs travées.
- 15% pour les poteaux à 2 travées.

Dans notre cas on majore N_u de 15% (on a 2 travées dans sens yy)

$$N_u^* = 1.15 \times N_u = 1.15 \times 5560.69$$

$$N_u^* = 6394.79 \text{ kn}$$

Vérification à la compression simple

$$\frac{N_u^*}{B} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = f_{bu}$$

$$B : \text{section du poteau} \rightarrow B \geq \frac{6394.79 \times 10^{-3}}{14.2}$$

$$\text{On aura } B = 0.7 \times 0.7 = 0.49 \text{ m}^2$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression simple pour tous les niveaux

Tableau.II.16. Tableau récapitulatif des vérifications à la compression simple

poteaux	Sections (cm ²)	Nu*(Mn)	B (m ²)	B _{cal} (m ²)	Observation B > B _{cal}
Sous-sol	70× 70	6.394	0.49	0.450	Vérifié
RDC1+RDC2	70× 65	5.716	0.455	0.402	Vérifié
1 ^{er} + 2 ^{eme} étages	65× 65	4.557	0.422	0.320	Vérifié
3+4 étages	65× 60	3.649	0.39	0.257	Vérifié
5+6 étages	60× 60	2.755	0.36	0.194	Vérifié
7+8 étages	60× 55	1.856	0.33	0.130	Vérifié
9+10 étages	55× 55	0.938	0.302	0.066	Vérifié
Toiture	50× 50	0.205	0.25	0.014	Vérifié

Vérification au flambement

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

$$N_u^* \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (art B.8.4.1)}$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

α : Coefficient en fonction de l'élanement.

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

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

l_f : Longueur de flambement l_f = 0.7 × l₀

l₀ : Longueur libre du poteau.

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

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

Tous les calculs sont résumés dans tableaux suivant :

Tableau.II.17. Tableau récapitulatif des caractéristiques des poteaux
Les vérifications de la condition

Niveaux	B (m ²)	I (m ⁴)	i	L ₀ (m)	L _f (m)	λ	α
Sous-sol	0.49	0.02	0.2	3.24	2.268	11.34	0.832
RDC 1	0.455	0.018	0.198	3.92	2.744	13.858	0.824
RDC 2	0.455	0.018	0.198	3.75	2.625	13.257	0.826
1 ^{er} + 2 ^{eme} étages	0.422	0.015	0.188	2.56	1.792	9.531	0.837
3+4 étages	0.39	0.014	0.189	2.56	1.792	9.481	0.837
5+6 étages	0.36	0.011	0.174	2.56	1.792	10.298	0.835
7+8 étages	0.33	0.0099	0.173	2.56	1.792	10.358	0.835
9+10 étages	0.302	0.0076	0.158	2.56	1.792	11.341	0.832
Toiture	0.25	0.0052	0.144	2.56	1.792	12.444	0.829

$$B_r > B_{r\text{ cal}}$$

Avec :

$$B_{r\text{ cal}} > \frac{N_u^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

Sous-sol :

$$B_r \geq \frac{6.394}{0.832 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.394$$

Les vérifications sont résumées dans tableaux suivant :

Tableau.II.18. Tableau récapitulatif des vérifications au flambement

Niveaux	L ₀ (m)	Nu*(Mn)	B _r (m ²)	B _{r cal} (m ²)	Observation B _r > B _{r cal}
Sous-sol	3.24	6.394	0.462	0.394	Vérifié
RDC 1	3.92	5.643	0.428	0.315	Vérifié
RDC 2	3.75	4.957	0.428	0.276	Vérifié
1 ^{er} + 2 ^{eme} étages	2.56	4.49	0.396	0.247	Vérifié
3+4 étages	2.56	3.597	0.365	0.198	Vérifié
5+6 étages	2.56	2.715	0.336	0.15	Vérifié
7+8 étages	2.56	1.83	0.307	0.101	Vérifié
9+10 étages	2.56	0.295	0.280	0.051	Vérifié
Toiture	2.56	0.205	0.230	0.011	Vérifié

Vérification de la condition de RPA99/2003 :

$$Zon\ IIa \begin{cases} \min(b \times h) > 25cm \\ \min(b \times h) > \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4 \end{cases}$$

On vérifier le poteau de la toiture (50×50)

$$Zon\ IIa \begin{cases} \min(50 \times 50) > 25cm \\ \min(50 \times 50) > \frac{256}{20} = 12.5\ cm \\ 0.25 < \frac{50}{50} = 1 < 4 \end{cases} \rightarrow \text{vérifiée}$$

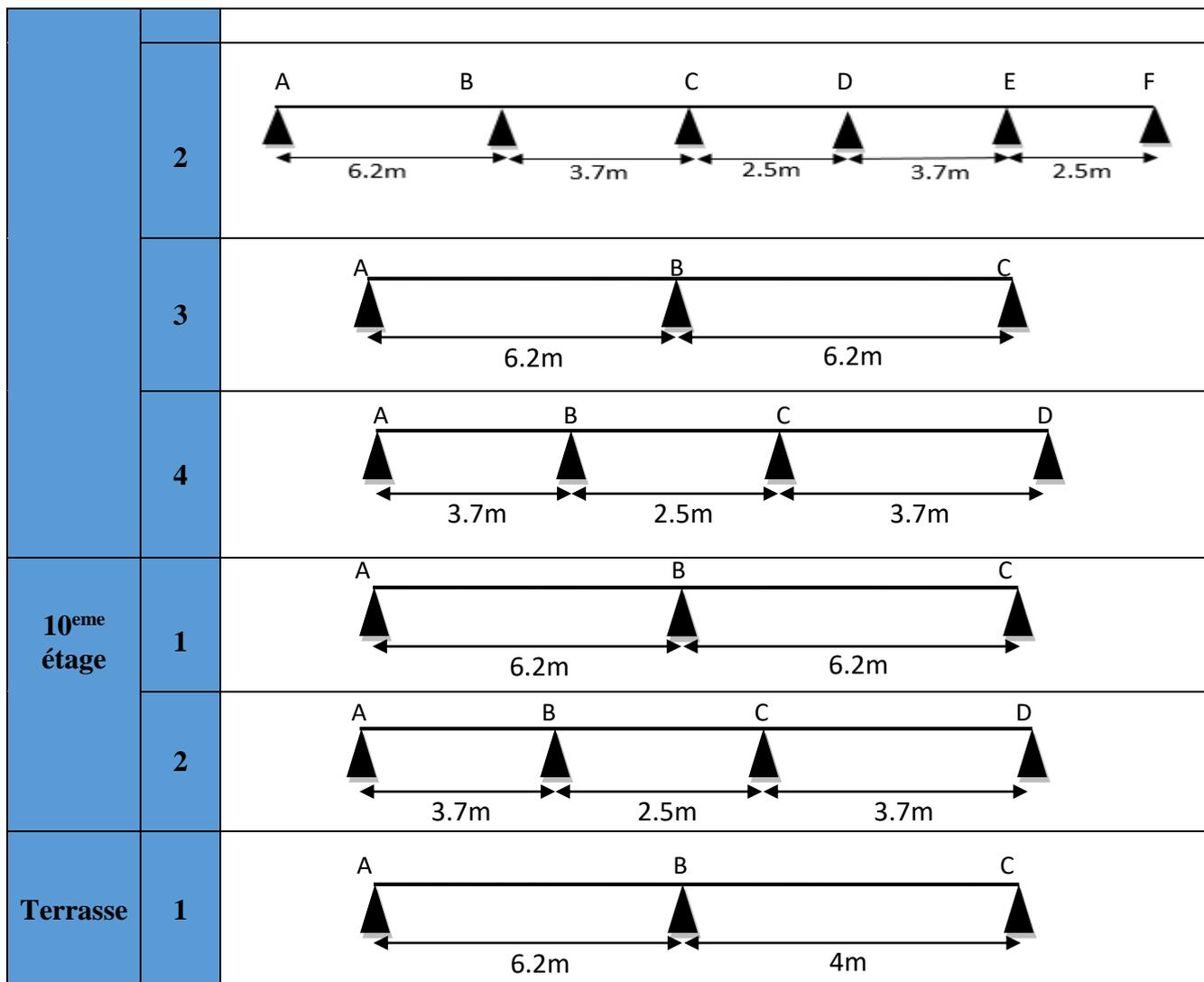
II.2. Etudes des planchers

II.2.1. Plancher à corps creux

II.2.1.1 Les schémas statiques des différentes poutrelles

Tableau.II.19. les différents types des poutrelles

Niveaux	type	Les schémas
Sous-sol et RDC1	1	
	2	
	3	
	4	
	5	
	6	
(RDC2 au 9 ^{eme}) étage	1	



II.2.1.2 Calcul des charges revenantes aux poutrelles

À l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$ et $p_u = 0.65 q_u$

À l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 q_s$

Avec : **q** charge sur le plancher.
P charge sur la poutrelle.

Le tableau résume les résultats de calcul des charges pour les poutrelles des différents niveaux

Tableau.II.20. Charge pour les poutrelles des différents niveaux

Désignation	G (Kn/m ²)	Q (Kn/m ²)	ELU		ELS	
			q _u	p _s	q _s	p _s
Commerce	6.24	5	15.924	10.35	11.24	7.306
Habitation	6.24	1.5	10.67	6.938	7.74	5.031
T. accessible	5.24	1.5	9.324	6.06	6.74	4.381
T.inaccessible	6.85	1	10.747	6.985	7.85	5.102

II.2.1.3 Calcul des sollicitations dans les poutrelles

Le calcul des sollicitations dans les poutrelles continues en béton armé peut être effectué en utilisant les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire applicable pour les planchers à surcharge modérée qui vérifient certaines Conditions complémentaires.
- Méthode de Caquot minorée applicable aux planchers à surcharge modérée mais qui ne vérifient pas les conditions complémentaires de la méthode forfaitaire.

Méthode forfaitaire BAEL 91/99

Conditions d'application (BAEL. Art.6.2.210)

Pour le calcul des moments sur appuis et en travées d'une poutre continue, on se sert de la méthode forfaitaire à condition de vérifier les conditions suivantes :

1. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$;
2. les portées successives doivent satisfaire la condition $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$;
3. la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N) ;
4. les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$).

✓ Application de la méthode

Moments aux appuis ($M_a < 0$)

$$M_a = \begin{cases} -0,6M_0: & \text{sur un appui central d'une poutre à 2 travées.} \\ -0,5M_0: & \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives.} \\ -0,4M_0: & \text{sur tous les autres appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec

- M_0 : moment isostatique maximal dans la travée.

Moments en travées

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes.

$$(1) \dots \dots M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{0i}$$

$$(2) \dots \dots M_{ti} \geq \begin{cases} [(1,2 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} & \dots \text{travée de rive} \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} & \dots \text{travée intremédiaire} \end{cases}$$

Avec :

- $\alpha = Q / (G+Q)$: degré de surcharge ;
- M_g : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée ;
- M_d : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$$V = V_0 = ql/2 \quad \text{Sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives où :}$$

$$V = \begin{cases} 1,15 V_0 & \dots \dots \dots \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 1,10 V_0 & \dots \dots \dots \text{pour une poutre à plusieurs travées.} \end{cases}$$

➤ Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)

✓ Condition d'application

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé ($Q > \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$).

✓ Principe de la méthode

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

✓ Application de la méthode

Moment en travée :

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

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2}(l - x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Moment en appui

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

Avec :

- l'_g, l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.
- q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.
- $l' = \begin{cases} 0,8l & \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire.} \\ l & \dots \dots \dots \text{travée de rive.} \end{cases}$

Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec :

- M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

- l_i : Portée de la travée

Remarque

Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3 G$

Calcul des sollicitations

Nous exposerons ci-après un exemple de calcul avec méthode forfaitaire (poutrelle type 1 plancher Commerce) les résultats des autres poutrelles seront résumés par la suite dans un tableau récapitulatif.

Type 1 :

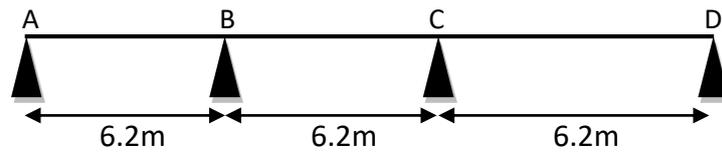


Figure.II.16. Schéma statique de la poutrelle type 1

Calcul des Moments isostatiques :

$$M_0^{Ab} = M_0^{BC} = M_0^{CD} = \frac{p \times L_{AB}^2}{8}$$

Les sollicitations des moments sont représenté sur le tableau suivant :

Tableau.II.21. Moments isostatique de la poutrelle Type 1

Désignation	L (m)	$M_0^{Ab} = M_0^{BC} = M_0^{CD}$ (Kn.m)
ELU	6.2	49.73
ELS	6.2	34.10

Moments aux appuis

Appuis de rive

$$M_{a\ Rive}^u = -0.15 M_0^u$$

Les sollicitations des moments sont représenté sur le tableau suivant :

Tableau.II.22. Moments aux appuis de rive

Désignation	M_0 (Kn.m)	$M_{a\ Rive}$ (Kn.m)
ELU	49.73	-7.45
ELS	34.1	-5.11

Appuis intermédiaires

$$M_B = M_C = -0.5M_0$$

Les sollicitations des moments sont représenté sur le tableau suivant :

Tableau.II.23. Moments aux appuis intermédiaires

Désignation	M_0 (Kn.m)	$M_{a\ inter}^{C\ et\ B}$ (Kn.m)
ELU	49.73	-24.86
ELS	34.1	-17.05

Moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{6.24+5} = 0.444 \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.133 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.333 \end{cases}$$

A l'ELU :

$$\text{Travé AB} \begin{cases} M_t^{AB} \geq 43.91 \\ M_t^{AB} \geq 33.15 \end{cases} \rightarrow M_t^{AB} = 43.91 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Travé BC} \begin{cases} M_t^{BC} \geq 31.48 \\ M_t^{BC} \geq 33.15 \end{cases} \rightarrow M_t^{BC} = 33.15 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Travé CD} \begin{cases} M_t^{CD} \geq 43.91 \\ M_t^{CD} \geq 33.15 \end{cases} \rightarrow M_t^{CD} = 43.91 \text{ Kn.m}$$

A l'ELS :

$$\text{Travé AB} \begin{cases} M_t^{AB} \geq 30.11 \\ M_t^{AB} \geq 22.73 \end{cases} \rightarrow M_t^{AB} = 30.11 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Travé BC} \begin{cases} M_t^{BC} \geq 21.58 \\ M_t^{BC} \geq 22.73 \end{cases} \rightarrow M_t^{BC} = 22.73 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Travé CD} \begin{cases} M_t^{CD} \geq 30.11 \\ M_t^{CD} \geq 22.73 \end{cases} \rightarrow M_t^{CD} = 30.11 \text{ Kn.m}$$

Les efforts tranchants

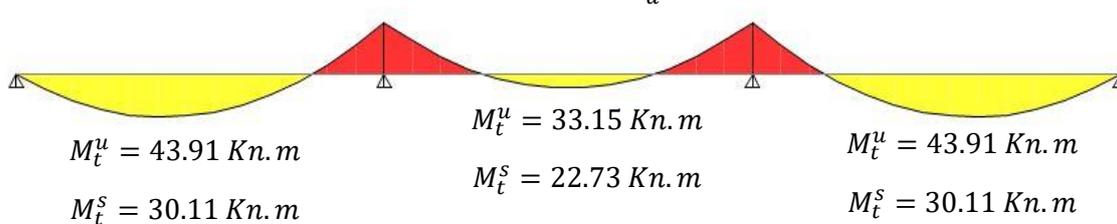
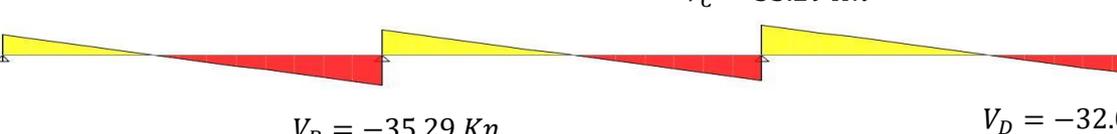
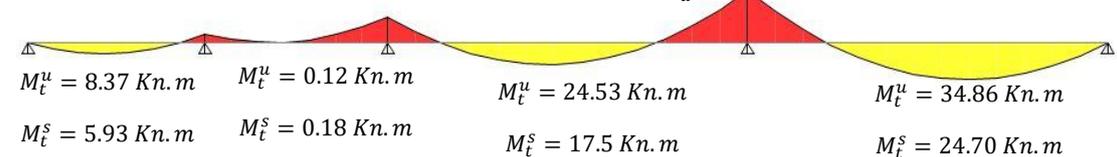
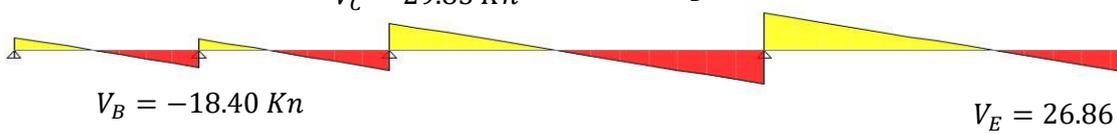
$$\text{Travé AB} \begin{cases} V_A = \frac{10.35 \times 6.2}{2} = 32.08 \text{ KN} \\ V_B = -1.1 V_A = -35.29 \text{ KN} \end{cases}$$

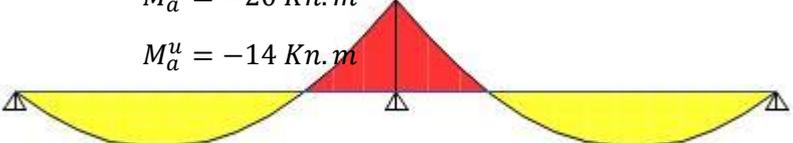
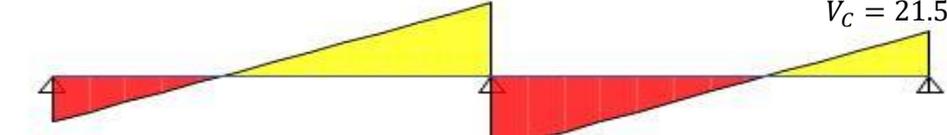
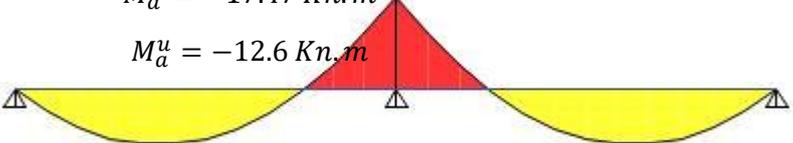
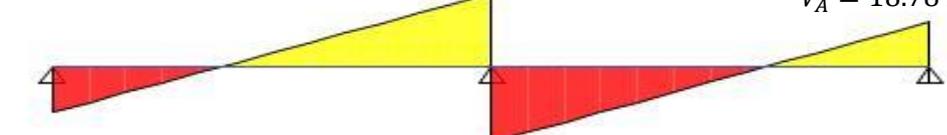
$$\text{Travé BC} \begin{cases} V_B = +35.29 \text{ KN} \\ V_C = -35.29 \text{ KN} \end{cases}$$

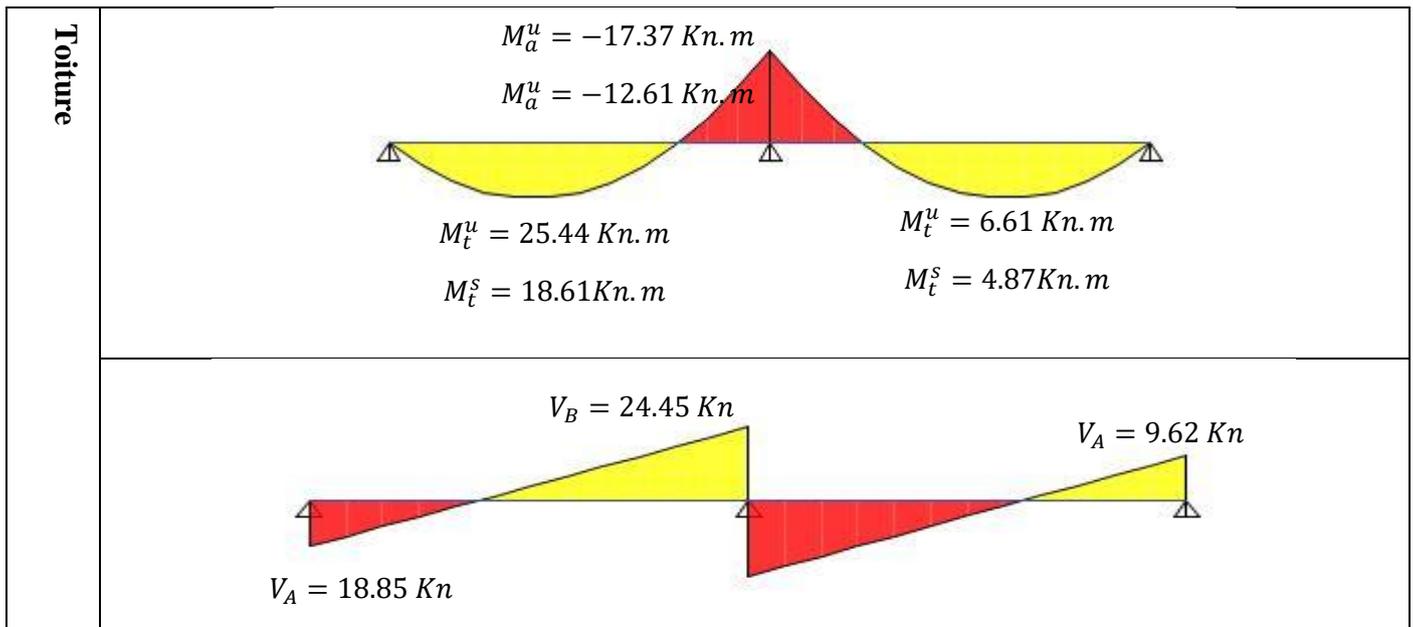
$$\text{Travé CD} \begin{cases} V_C = +35.29 \text{ KN} \\ V_D = -32.08 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats des sollicitations dans les différents types de poutrelles (plus défavorables) sont Représentés dans les tableaux suivants :

Tableau.II.24. Sollicitations (Moments et Efforts tranchants) dans les différentes poutrelles

type	Sollicitations (Moments et Efforts tranchants)
1 du Sous-sol+ RDCI	$M_a^u = -24.86 Kn.m$ $M_a^u = -24.86 Kn.m$ $M_a^u = -17.05 Kn.m$ $M_a^u = -17.05 Kn.m$  $M_t^u = 43.91 Kn.m$ $M_t^u = 33.15 Kn.m$ $M_t^u = 43.91 Kn.m$ $M_t^s = 30.11 Kn.m$ $M_t^s = 22.73 Kn.m$ $M_t^s = 30.11 Kn.m$
	$V_A = 32.08 Kn$ $V_C = 35.29 Kn$  $V_B = -35.29 Kn$ $V_D = -32.08 Kn$
2 du Sous-sol+ RDCI	$M_a^u = -32.38 Kn.m$ $M_a^u = -22.61 Kn.m$  $M_t^u = 8.37 Kn.m$ $M_t^u = 0.12 Kn.m$ $M_t^u = 24.53 Kn.m$ $M_t^u = 34.86 Kn.m$ $M_t^s = 5.93 Kn.m$ $M_t^s = 0.18 Kn.m$ $M_t^s = 17.5 Kn.m$ $M_t^s = 24.70 Kn.m$
	$V_A = 13.16 Kn$ $V_C = 29.85 Kn$ $V_D = 37.31 Kn$  $V_B = -18.40 Kn$ $V_E = 26.86 Kn$

1 du RDCC2 au 9em	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> $M_a^u = -16.66 \text{ Kn.m}$ $M_a^u = -12.08 \text{ Kn.m}$ </div> <div style="text-align: center;"> $M_a^u = -16.66 \text{ Kn.m}$ $M_a^u = -12.08 \text{ Kn.m}$ </div> </div>  <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> <div style="text-align: center;"> $M_t^u = 26.94 \text{ Kn.m}$ $M_t^s = 19.53 \text{ Kn.m}$ </div> <div style="text-align: center;"> $M_t^u = 18.6 \text{ Kn.m}$ $M_t^s = 13.49 \text{ Kn.m}$ </div> <div style="text-align: center;"> $M_t^u = 26.94 \text{ Kn.m}$ $M_t^s = 19.53 \text{ Kn.m}$ </div> </div>
3 du RDCC2 au 9em	<div style="display: flex; justify-content: center; margin-bottom: 10px;"> <div style="text-align: center;"> $M_a^u = -20 \text{ Kn.m}$ $M_a^u = -14 \text{ Kn.m}$ </div> </div>  <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> <div style="text-align: center;"> $M_t^u = 25.27 \text{ Kn.m}$ $M_t^s = 18.32 \text{ Kn.m}$ </div> <div style="text-align: center;"> $M_t^u = 25.27 \text{ Kn.m}$ $M_t^s = 18.32 \text{ Kn.m}$ </div> </div>
	<div style="text-align: center; margin-bottom: 10px;"> $V_B = 24.73 \text{ Kn}$ </div>  <div style="display: flex; justify-content: space-between; margin-top: 10px;"> <div style="text-align: center;"> $V_A = -21.5 \text{ Kn}$ </div> <div style="text-align: center;"> $V_C = 21.5 \text{ Kn}$ </div> </div>
1 du 10em	<div style="display: flex; justify-content: center; margin-bottom: 10px;"> <div style="text-align: center;"> $M_a^u = -17.47 \text{ Kn.m}$ $M_a^u = -12.6 \text{ Kn.m}$ </div> </div>  <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> <div style="text-align: center;"> $M_t^u = 22.33 \text{ Kn.m}$ $M_t^s = 16.14 \text{ Kn.m}$ </div> <div style="text-align: center;"> $M_t^u = 22.33 \text{ Kn.m}$ $M_t^s = 16.14 \text{ Kn.m}$ </div> </div>
	<div style="text-align: center; margin-bottom: 10px;"> $V_B = -21.6 \text{ Kn}$ </div>  <div style="display: flex; justify-content: space-between; margin-top: 10px;"> <div style="text-align: center;"> $V_A = 18.78 \text{ Kn}$ </div> <div style="text-align: center;"> $V_A = 18.78 \text{ Kn}$ </div> </div>



Sollicitations maximal pour les différents niveaux

Tableau.II.25. des sollicitations maximales pour les différents planchers

Type de plancher	ELU				ELS		
	Mmt en travée (KN.m)	Mmt en appuis interm (KN.m)	Mmt en appuis de rive (KN.m)	Vmax (KN)	Mmt en travée (KN.m)	Mmt en appuis interm (KN.m)	Mmt en appuis de rive (KN.m)
Sous-sol + RDC1	43.91	-32.38	-7.45	37.31	30.11	-22.61	-5.11
RDC2 au 9eme étage	26.94	-20	-7.69	24.73	19.53	-14	-5.69
10eme etage	22.33	-17.47	-6.72	21.60	16.14	-12.63	-4.85
terrasse	25.44	-17.37	-7.74	24.45	18.61	-12.61	-5.65

II.2.1.4 Ferrailage des poutrelles

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumis à la flexion simple.

Exemple de ferrailage (plancher du RDC1 et sous-sol)

En travée

On ferraille toutes les poutrelles avec les sollicitations maximales à l'ELU

Avec $M_t = 43.91$ KN.m, $V_u = 35.29$ KN.m, $b = 65$ cm, $b_0 = 16$ cm, $d = 24$ cm

$$f_{c28} = 25 \text{MPa} \quad f_{bu} = 14.2 \text{MPa} \quad f_{st} = 400 \text{MPa}$$

Calcul de M_{TU}

$$M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.06 \times 14.2 \times \left(0.24 - \frac{0.06}{2} \right) = 0.116 \text{MN.m}$$

$$M_{TU} = 0.116MN.m$$

$$M_T^{\max} = 43.91 \times 10^{-3} MN.m$$

$M_{TU} > M_T^{\max}$ → la table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous emmène à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$

Calcul des armatures

$$\mu_{bu} = \frac{M_T}{f_{bu} d^2 b} = \frac{43.91 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.24^2} = 0.082 < 0.186$$

$$\rightarrow \text{pivot A} \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

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

$$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0 \rightarrow \text{pas de ferrailage dans la zone comprimé}$$

Calcul de A_t :

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \text{ avec : } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \text{ et } z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 0.107$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 0.23$$

$$A_t = \frac{43.91 \times 10^{-3}}{0.23 \times 348} \rightarrow A_t = 5.49 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$A_{\min}^{\text{travée}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{400} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.24 \times 2.1}{400} = 1.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{appuis}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{400} = \frac{0.23 \times 0.16 \times 0.24 \times 2.1}{400} = 0.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \rightarrow \text{vérifié donc on ferraille avec } A_t$$

Pour les autres types de planchers le calcul se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Calcul des armatures principales

Tableau.II.26. Calcul des armatures principale

étage	Éléments	M (kn.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ³)
Sous-sol+ RDC1	Travée	43.91	5.49	1.88	3HA14+1HA12=5.75
	Appuis intermédiaire	32.38	4.53	0.46	3HA14=4.62
	Appuis de rive	7.46	0.91	0.46	1HA14=1.54
RDC2→ 9 ^{em}	Travée	26.94	3.22	1.88	3HA12=3.39
	Appuis intermédiaires	20	2.61	0.46	1HA12+1HA14=2.67
	Appuis de rive	7.69	0.62	0.46	1HA12=1.13
10 ^{em} étage	Travée	22.33	2.73	1.88	3HA12=3.39
	Appuis intermédiaire	17.47	2.25	0.46	2HA12=2.26
	Appuis de rive	6.72	0.82	0.46	1HA12=1.13
Terrasse	Travée	25.44	3.12	1.88	3HA12=3.39
	Appuis intermédiaire	17.37	2.23	0.46	2HA12=2.26
	Appuis de rive	7.74	0.96	0.46	1HA12=1.13

II.2.1.5. Les vérifications nécessaires

Vérification des poutrelles à ELU

Exemple de calcul : sous-sol + RDC1

$$v^{\max} = 37.31 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{37.31 \times 10^{-3}}{0.16 \times 0.24} = 0.971 \text{ MPa}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.971 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

Ferrailage transversales

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \varphi_1^{\min}; \frac{b_0}{10} \right) = 6 \text{ mm} \text{ Soit } A_t = 2HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

L'espacement

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \Rightarrow K = 1$$

a = 90° (Armatures droites).

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 21.6 \text{ cm} \\ S_t \leq A_t \frac{0.8f_e(\sin a + \cos a)}{b_0 * (\tau_u - 0.3f_{tj}K)} = \frac{0.57 \times 0.8 \times 400 \times 10^{-4}}{0.16(0.971 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} = 33.43 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.16} = 35.62 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :

Appui de rive :

On a: $M_{a,u}^{rive} = 0$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s v_u}{f_e} = \frac{37.31 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 1.07 \text{ cm}^2$$

$A_l = 5.75 + 1.13 = 6.88 \text{ cm}^2 > 1.07 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(v_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \Rightarrow \frac{1.15}{400} \left(37.49 - \frac{43.91}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10^{-3} = -4.77 \text{ cm}^2$$

$A_l = 5.75 + 4.62 = 10.37 \text{ cm}^2 > -4.77 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

Vérification de la bielle :

$$v_u \leq 0.267 b_0 \times a \times f_{c28} \quad \text{avec} \quad a = 0.9 d = 21.6 \text{ cm}$$

$$v_u = 0.267 \times 0.16 \times 0.216 \times 25$$

$v_u = 0.03731 \leq 0.230 \text{ MN} \dots\dots\dots$ Vérifiée

Vérification de la jonction de table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{37.31 \left(\frac{0.65 - 0.16}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.06} = 1.08 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

Pour les autres type de plancher les vérifications se feront avec la même méthode précédentes et les résultats son récapituler dans tableaux suivant

Tableau.II.27. vérification de cisaillement et l'effort tranchant à Els

Type	Cisaillement (Mpa)	Armature transversale (cm ²)	Espaceme nt (cm)	Jonction table nervure (Mpa)	Armature longitudin ale aux appuis (cm ²)	
					Appui interm	Appui de rive
Plancher sous- sol+RDC1	$\tau_u = 0.97$	$A_t = 2HA6$ $= 0.57$	$S_t = 15$	$\tau_u = 1.08$	10.37> -4.77	6.88> 1.07
RDC2→9 ^{ème} étage	$\tau_u = 0.64$	$A_t = 2HA6$ $= 0.57$	$S_t = 15$	$\tau_u = 0.72$	6.06> -2.87	4.52> 0.71
10 ^{ème} étage	$\tau_u = 0.56$	$A_t = 2HA6$ $= 0.57$	$S_t = 15$	$\tau_u = 0.62$	5.65> -2.35	4.52> 6.62
terrasse	$\tau_u = 0.63$	$A_t = 2HA6$ $= 0.57$	$S_t = 15$	$\tau_u = 0.71$	5.65> -2.68	4.52> 0.70
	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier

Vérification à l'ELS :

Les vérifications à faire sont

- État limite d'ouverture des fissures.
- État limite de déformation.

Etat limite d'ouverture des fissures

$$\text{En travée} \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

En travée on a : $M_t^{\max} = 30.11 \text{ KN.m}$

- position de l'axe neutre H

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

$$H = 0.65 \frac{0.06^2}{2} - 15 \times 5.75 \times 10^{-4} (0.24 - 0.06) = -3.82 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$H < 0 \Rightarrow$ l'axe dans la nervure \Rightarrow section en T.

- Calcul de y :

$$b_0/2y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{0.16}{2}y^2 + [15 \times 5.75 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.16)0.04]y - 15 \times 5.75 \times 10^{-4} \times 0.24 - (0.65 - 0.16) \frac{0.06^2}{2} = 0$$

$$0.08y^2 + 0.038y - 0.0028 = 0$$

$$\sqrt{\Delta}=0.47 \Rightarrow y = 5.6\text{cm} \quad y = 5.6 \text{ cm} < h_0$$

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

$$I = \frac{0.65}{3} (5.6 \times 10^{-2})^3 - (0.65 - 0.16) \frac{(5.6 \times 10^{-2} - 0.06)^3}{3} + 15 \times 5.75 \times 10^{-4} (0.216 - 5.6 \times 10^{-2})^2 = 2.94 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{30.11 \times 10^{-3}}{2.94 \times 10^{-4}} \times 5.6 \times 10^{-2} = 5.73 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \dots \text{vérifiée}$$

En appui intermédiaire :

$$M_{ser}^{max} = -22.61 \text{ KN. m}$$

➤ **Calcul de I et y :**

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section (b₀ × h)

$$\frac{b_0}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow 0.08y^2 + 0.0069y - 0.00166 = 0 \Rightarrow y = 10\text{cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = 1.9 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{22.61 \times 10^{-3}}{1.9 \times 10^{-4}} \times 0.1 = 11.9 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Tableau.II.28. vérification des contraintes à ELS

Niveau	Endroit	M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴) 10 ⁻⁴	Contraint e σ ≤ σ̄ (MPa)	observatio n
Terrasse	travée	18.61	5.6	1.721	6.05 < 15	Vérifiée
	appui	12.61	2.26	1.13	2.52 < 15	Vérifiée
10^{ème}étages	travée	16.14	5.6	1.721	5.25 < 15	Vérifiée
	appui	12.63	2.26	1.14	2.50 < 15	Vérifiée
RDC2→ 9^{ème}étages	travée	19.53	5.6	1.721	6.3 < 15	Vérifiée
	appui	14	8.39	1.29	9.10 < 15	Vérifiée
Sous- sol+RDC1	travée	30.11	5.60	2.94	5.73 < 15	Vérifiée
	appui	22.61	10	1.9	11.9 < 15	Vérifiée

Etat limite de déformation

L'article (**BAEL B.6.5, 2**) précise les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites pour les poutres. Les trois conditions à vérifier sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \textcircled{1} \\ A_s \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} \dots \dots \dots \textcircled{2} \\ l \leq 8 \text{ m} \dots \dots \dots \textcircled{3} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = 0.041 < \frac{1}{16} \dots \dots \dots \textbf{Non vérifiée}$$

La condition $\textcircled{1}$ n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche :

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

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

$$f_{adm} = 0.5 + \left(\frac{1}{1000}\right) = 0.5 + \left(\frac{620}{1000}\right) = 1.12 \text{ cm}$$

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

G_g = poids total.

G_j = poids au moment de pose des cloisons.

$$G_g = 6.24 \text{ KN/m}^2$$

$$G_j = G_g - G_{\text{revêtement}} = 4.7 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G_g = 4.05 \text{ KN/m}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G_j = 3.05 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G+Q) = 7.30 \text{ KN/m}$$

$$w = 0.55$$

$$M_{ser} = w \frac{q_{ser} \times l^2}{8}$$

$$M_{jser} = w \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.55 \frac{3.05 \times 6.2^2}{8} = 8.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = w \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{4.05 \times 6.2^2}{8} = 10.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = w \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{7.30 \times 6.2^2}{8} = 19.29 \text{ KN.m}$$

Propriété de la section

On a : $Y = 0.056 \text{ cm}$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A \times \left(d - \frac{h}{2}\right)^2 = \frac{65 \times 26^3}{12} + 15 \times 5.75 \times \left(24 - \frac{26}{2}\right)^2$$

$$I_0 = 105639.58 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{8.06 \times 10^{-3} \times (0.24 - 0.056)}{29400 \times 10^{-8}} = 75.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{10.70 \times 10^{-3} \times (0.24 - 0.056)}{29400 \times 10^{-8}} = 100.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{19.29 \times 10^{-3} \times (0.24 - 0.056)}{29400 \times 10^{-8}} = 180.94 \text{ MPa}$$

Inertie fictive (I_f)

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{5.75}{16 \times 24} = 0.014$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.16}{0.65})0.014} = 2.74 \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i = 0.4 \times 2.74 = 1.1 \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.014 \times 75.60 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.41$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.014 \times 100.36 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.52$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.014 \times 180.94 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.69$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 105639.58}{1 + 2.94 \times 0.41} \Rightarrow I_{fji} = 54725.22 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 105639.58}{1 + 2.74 \times 0.52} \Rightarrow I_{fgi} = 47922.73 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 105639.58}{1 + 2.74 \times 0.69} \Rightarrow I_{fpi} = 40200.49 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{gv}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 105639.58}{1 + 1.1 \times 0.52} \Rightarrow I_{f_{gv}} = 73920.82 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 3700(25)^{1/3}$$

= 10818.86 MPa ... Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_i = 3E_v = 32456.58 \text{ MPa}$... Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = \frac{8.06 \times 10^{-3} \times (6.2)^2}{10 \times 32456.58 \times 54725.22 \times 10^{-8}} = 0.00174 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = \frac{10.70 \times 10^{-3} \times (6.2)^2}{10 \times 32456.58 \times 47922.93 \times 10^{-8}} = 0.00264 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = \frac{19.29 \times 10^{-3} \times (6.2)^2}{10 \times 32456.58 \times 40200.49 \times 10^{-8}} = 0.00568 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = \frac{10.70 \times 10^{-3} \times (6.2)^2}{10 \times 10818.86 \times 73920.82 \times 10^{-8}} = 0.00514 \text{ m}$$

$$\Delta_{ft} = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$= 0.00514 - 0.00174 + 0.00568 - 0.00264 = 0.00644 \text{ m} = 0.64 \text{ cm} < f_{adm} = 1.12 \text{ cm}$$

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans le tableau suivant

Tableau.II.29. vérification de la flèche dans les poutrelles

Niveau	Sous-sol+RDC1	RDC2→10 ^{ème}	Terrasse
L(m)	6.2	6.2	2.07
q _{jser} (KN/m)	3.05	3.05	4.45
q _{gser} (KN/m)	4.05	4.05	5.1
q _{pser} (KN/m)	7.3	5.03	7.45
M _{jser} (KN.m)	8.06	11.72	16.03
M _{gser} (KN.m)	10.70	15.56	14.16
M _{pser} (KN.m)	19.29	19.33	18.37
I ₀ (cm ⁴)	105639.58	101356.18	101356.18
ρ	0.014	0.008	0.008
λ _i	2.74	4.79	4.79
λ _v	1.1	1.9	1.9
σ _{st} ^j (MPa)	75.60	109.93	69.881
σ _{st} ^g (MPa)	100.36	145.95	150.36
σ _{st} ^p (MPa)	180.94	181.31	172.31
μ _j	0.41	0.34	0.15
μ _g	0.52	0.45	0.46
μ _p	0.69	0.53	0.51
If _{ji} (cm ⁴)	54725.22	42414.89	64877.39
If _{gi} (cm ⁴)	47922.93	35332.52	34804.20
If _{pi} (cm ⁴)	40200.49	31506.42	32383.10
If _{gv} (cm ⁴)	73920.82	60103.39	60103.39
f _{ji} (cm)	0.00174	0.00327	0.00136
f _{gi} (cm)	0.00264	0.00521	0.00545

$f_{pi}(cm)$	0.00568	0.00726	0.00362
$f_{gv}(cm)$	0.00514	0.00919	0.00947
$\Delta_{ft}(cm)$	0.64	0.797	0.628
$f_{adm}(cm)$	1.12	1.12	1.12
Obs	Vérifiée	vérifiée	vérifiée

II.2.2.5 Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau.II.30. schéma de ferrailages des poutrelles

Type	ferrailage		
Sous-sol + RDC1	Travée	appuis inter	appuis de rive
	RDC2 au 9^{ème} étage	Travée	appuis inter
10^{ème} étage + Terrasse	Travée	appuis inter	appuis de rive

II.2.1.6 Ferrailage de la dalle de compression

Armatures perpendiculaires à la nervure

Selon le CBA (art B.6.8.4.2.3) :

$$A = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} \rightarrow A_{\perp} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{On adopte : } A_{\perp} = 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$

Armatures parallèles à la nervure

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour la facilité de la mise en œuvre on choisit un treillis à soudé de $(150 \times 150) \text{ mm}^2$

Schéma de ferrailage de la dalle de compression

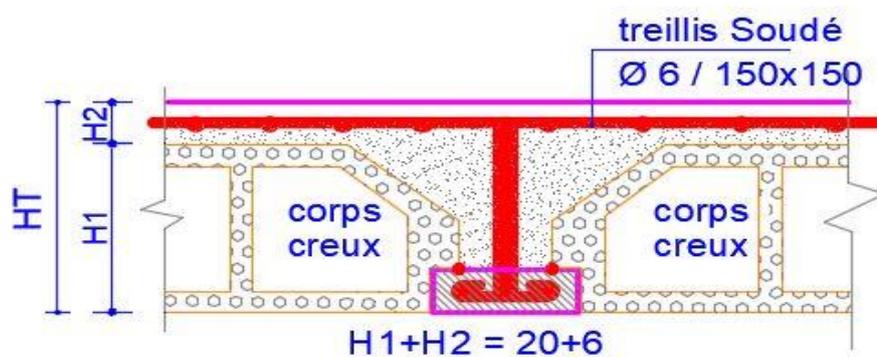


Figure.II.17. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

II.2.2. Plancher à dalle pleine

II.2.2.1. Etude de dalle sur trois appuis (D5)

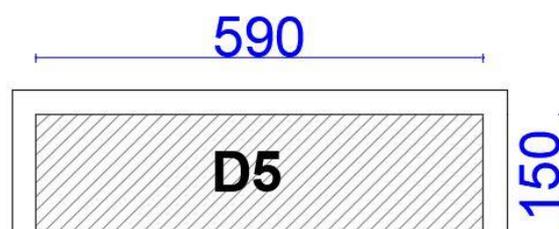


Figure.II.18. Schémas de dalle D5

On prend le cas le plus défavorable, et on adoptera le même ferrailage pour tous les autres types.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{5.9} = 0.21$$

La dalle est considérée portante dans le sens l_x (travaille comme une console).

Dans ce cas, les sollicitations se calcul comme suit :

$$\begin{cases} M = -\left(\frac{ql^2}{2}\right) \\ V = ql \end{cases}$$

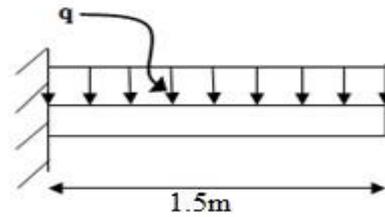


Figure.II.19. Schéma statique de D5

Les sollicitations

ELU

$$G=6.24 \text{ kn} \quad Q=1.5 \text{ kn}$$

$$P_u = 10.67 \text{ KN/m} \quad P_s = 7.74 \text{ KN/m}$$

$$M_u = \frac{-P_u \times l^2}{2} = \frac{-10.67 \times 1.5^2}{2} = -12 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u \times l = 10.67 \times 1.5 = 16 \text{ KN}$$

ELS

$$M_s = \frac{-P_s \times l^2}{2} = \frac{-7.74 \times 1.5^2}{2} = -8.7 \text{ KN.m}$$

$$V_s = P_s \times l = 7.74 \times 1.5 = 11.61 \text{ Kn}$$

II.2.1.1. Ferrailage

Armatures principales

Le calcul se fait à la F.S.

$$b=100 \text{ cm} \quad h=14 \text{ cm} \quad d=12 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12 \times 10^{-3}}{1 \times (0.12)^2 \times 14.2} = 0.058$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$0.051 < U_1 = 0.392$$

$$\Rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \rightarrow \alpha = 0.074$$

$$z = (1 - 0.4\alpha)d \Rightarrow z = (1 - 0.4 \times 0.065) \rightarrow z = 0.116$$

$$A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = \frac{12 \times 10^{-3}}{348 \times 0.116} = 2.59 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.97 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On opte pour $\rightarrow 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$ et $St = 25 \text{ cm}$

Tableau.II.31. Ferrailage adopté

M_u (Kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{opt}	St (cm)
-12	0.058	0.074	0.116	2.97	4HA12 = 4.52	25

Les armatures de répartition

$$A_t = \frac{A_1}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

II.2.2.1.2. les vérifications nécessaires**Vérification a ELU****Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.11 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérification condition non fragilité

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 14$$

$$A_{min} = 1.12 \text{ cm}^2 < 4.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Vérification a ELS**La contrainte dans le béton**

$$Y = \frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d \Rightarrow 50 y^2 + 67.8 y - 8.136 = 0 \Rightarrow Y = 3.21 \text{ cm}$$

$$I = 5.64 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.31 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La contrainte dans l'acier

$$\sigma_{st} = \frac{15 M_{ser} (d - Y)}{I} = 176.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 176.99 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max \left[\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 M_0} \right] \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.5} = 0.093 > 0.06 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 3.76 \cdot 10^{-3} < 6 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées donc la flèche né pas nécessaire.

Schéma de ferrailage

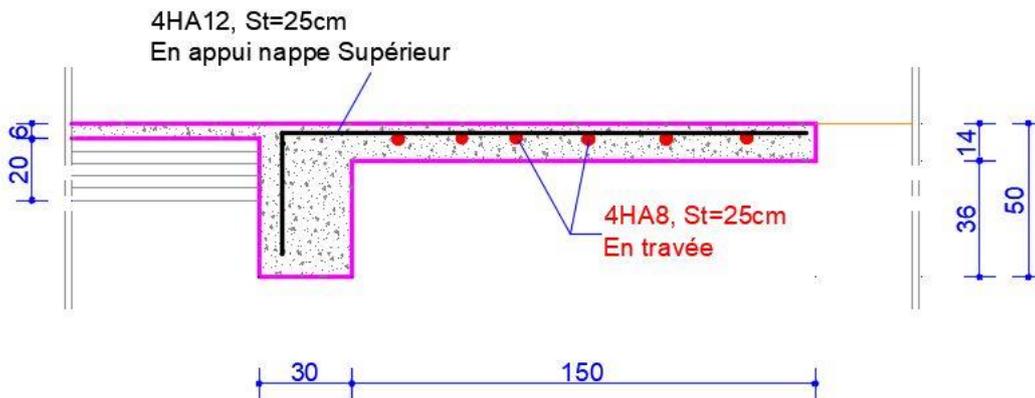


Figure.II.20. Schéma de ferrailage de dalle plein D5

II.2.2.2. Etude de dalle sur deux appuis (D1)

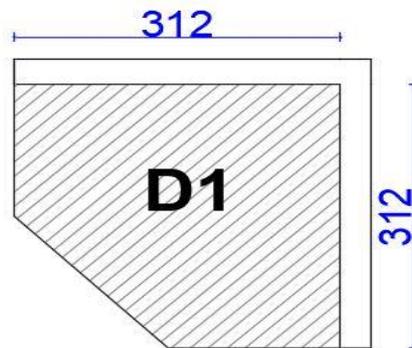


Figure.II.21. Schéma de dalle D1

Les sollicitations

$$\text{On a: } \begin{cases} G = 5.74 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$p_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow Q_u = 15.24 \text{ KN/m}^2$$

$$p_s = G + Q = 10.74 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des moments isostatiques :

$$\text{On a : } l_x = l_y = 3.12 \text{ m} \quad \rho = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

$$\text{ELU} \begin{cases} U_x = 0.0368 \\ U_y = 1 \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} U_x = 0.044 \\ U_y = 1 \end{cases}$$

Calcul des moments M_{x0} et M_{y0}

$$M_0^x = \mu_x \times p_u \times l_x^2$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$$ELU \Rightarrow \begin{cases} M_{0u}^x = 0.0368 \times 15.24 \times (3.12)^2 = 5.45 \text{ KN.m} \\ M_{0u}^y = 5.45 \times 1 = 5.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \Rightarrow \begin{cases} M_{0s}^x = 0.0448 \times 10.74 \times (3.12)^2 = 4.6 \text{ KN.m} \\ M_{0s}^y = 4.6 \times 1 = 4.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement : (Panneau de rive)

En travée :

$$M_t = \begin{cases} M_u^x = M_u^y = 0.85M_{0u}^x = 4.63 \text{ Kn.m} \\ M_s^x = M_s^y = 0.85M_{0s}^x = 3.91 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

En appuis

$$M_a \begin{cases} M_{au}^x = -1.38 \text{ Kn.m} \\ M_s^x = -1.17 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

II.2.2.2.1.ferraillage

Le résultat de ferraillage est résumé dans ce tableau

Tableau.II.32. ferraillage de dalle plein D1

Position		M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)
travée	x-x	4.63	0.016	0.021	0.138	0.96	1.91	4HA8=2.01
	y-y	4.63	0.016	0.021	0.138	0.96	1.28	4HA8=2.01
appuis	X et Y	1.38	0.0059	0.0073	0.139	0.33	1.69	4HA8=2.01

Calcul des espacements des armatures L_x et L_y

$S_t < \min(2e; 25\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm}$ On opte pour $S_t = 25 \text{ cm}$

II.2.2.2.2. les vérifications nécessaires

Vérification à L'ELU (L_x=L_y)

Efforts tranchant

$$V_x = \frac{Q_u \times l_x}{2} = \frac{15.24 \times 3.12}{2} = 23.77 \rightarrow V_x = 23.77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_x}{b \times d_x} = 0.169 \text{ MPA} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPA}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversale ne sont pas nécessaire.

Vérification à L'ELS

La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} \quad A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 30.15y - 422.1 = 0 \Rightarrow y = 2.61 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 = \frac{100}{3} 2.61^3 + 15 \times 2.01 \times (14 - 2.61)^2 = 4504.07 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.27 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max \left[\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10M_0} \right] \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \\ Lx < 8m \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.16}{3.12} = 0.051 > 0.037 \dots \dots \text{vérifiée} \\ 1.43 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \text{vérifiée} \\ Lx = 3.12 < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

→ Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche

Schéma de ferrailage

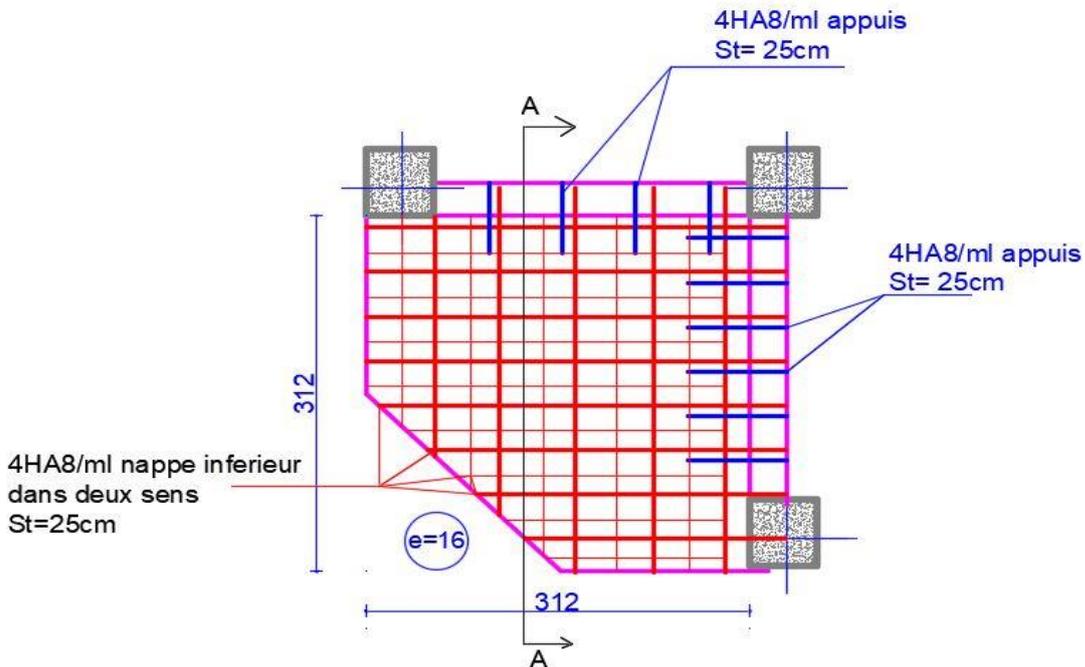


Figure.II.22. Ferrailage du panneau (D1)

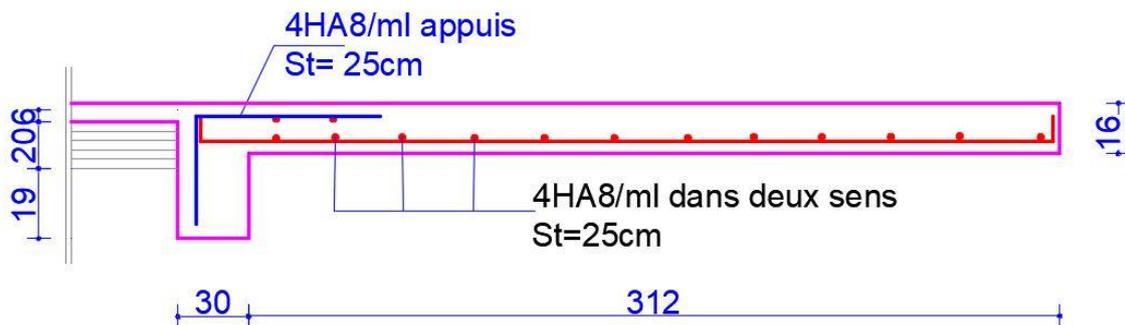


Figure.II.23. coupe A-A du panneau (D1)

II.2.2.3. ferrailage de différents types de dalle

Le tableau suivant résume le ferrailage de différents types de dalle

Tableau.II.33. ferrailage de différents types de dalles

Types	ρ	Sens	Moment (Kn.m)		μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{opté}$ (cm ² /ml)	S_t cm
D1	1	x-x	Travée	4.63	0.016	0.021	0.138	0.96	1.91	4HA8=2.01	25
		y-y	Travée	4.63	0.016	0.021	0.138	0.96	1.28	4HA8=2.01	25
		X et Y	appuis	1.38	0.0059	0.0073	0.138	0.33	1.69	4HA8=2.01	
D2	0.37	x-x	travée	-13.86	0.067	0.088	0.115	3.44	1.12	4HA12=4.52	25
D3	0,48	x-x	Travée	2,38	0,0116	0,0146	0,119	0,574	1,68	4HA8=2.01	25
			Appuis	0,89	0,00438	0,00549	0,119	0,214	1,68	4HA8=2.01	25
		Y-Y	travée	0,59	0,0029	0,00365	0,119	0,143	1,12	4HA8=2.01	25
			appuis	0,22	0,00109	0,0013	0,119	0,053	1,12	4HA8=2.01	25
D4	0.6	x-x	Travée	1,93	0,009	0,011	0,119	0,46	1,68	4HA8=2.01	25
			Appuis	0,68	0,003	0,004	0,119	0,16	1,68	4HA8=2.01	25
		Y-Y	travée	0,57	0,002	0,003	0,119	0,137	1,12	4HA8=2.01	25
			appuis	0,2	0,009	0,001	0,119	0,048	1,12	4HA8=2.01	25
D5	0.25	x-x	Travée	-12	0.058	0.074	0.116	2.97	1.12	4HA12=4.52	25
D6		x-x	Travée	-12	0.058	0.074	0.116	2.97	1.12	4HA12=4.52	25

II.2.3. Etude d'escalier

Dans cette partie on va étudier un seul type d'escalier type 1, constitué de 3 volées.

1^{er} partie AD = GJ

La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G = 8.48 \text{ Kn/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ Kn/m}^2 \end{cases}$$

La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\begin{cases} G = 5.79 \text{ Kn/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ Kn/m}^2 \end{cases}$$

Combinaison de charges

➤ Sur la volée

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1.35 G_v + 1.5 Q = 15.19 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = G_v + Q = 10.98 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Sur le palier

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1.35 G_p + 1.5 Q = 11.56 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = G_p + Q = 8.29 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

Les résultats obtenus à l'aide de logiciel MDSolides

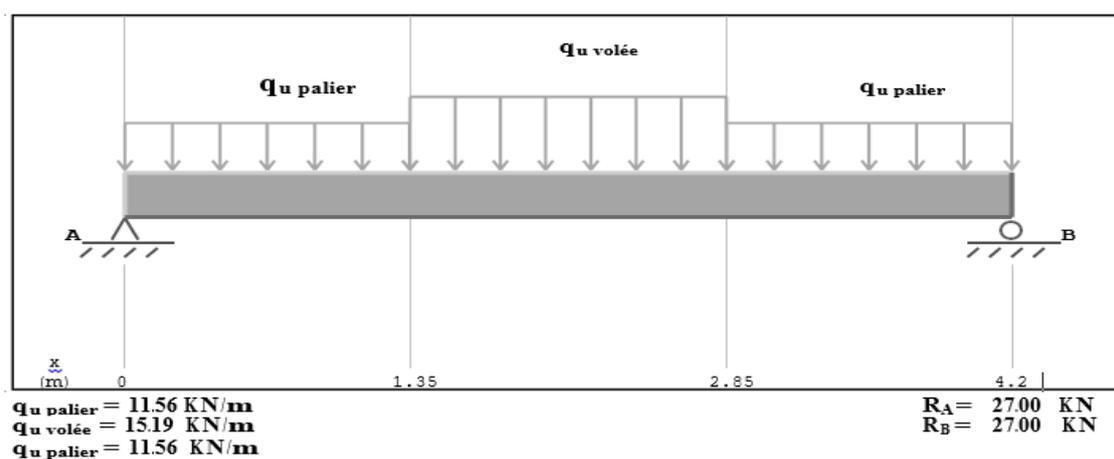
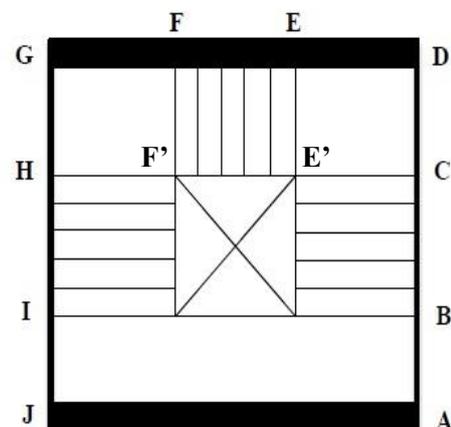


Figure.II.24. Chargement de la volée à ELU

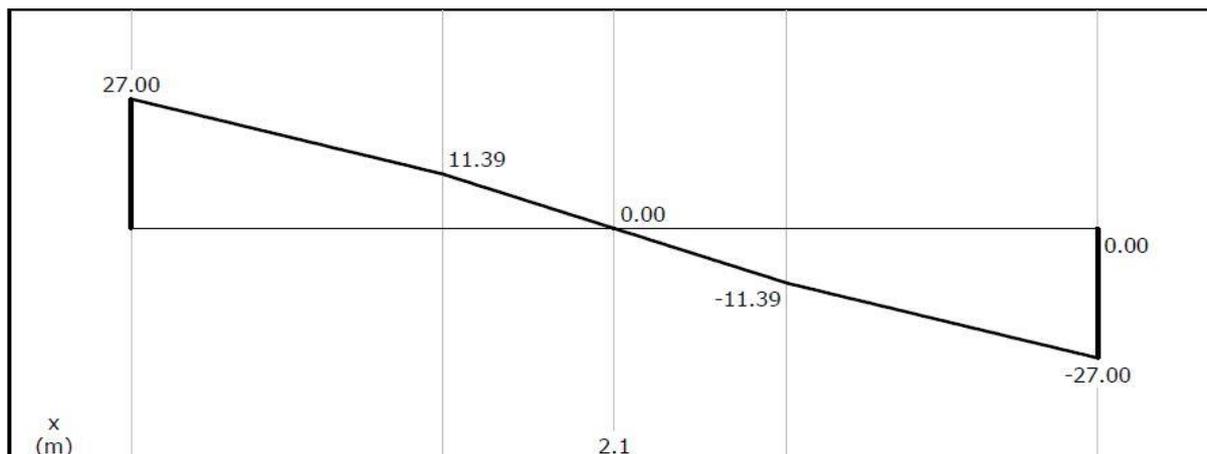


Figure.II.25. Diagramme d'effort tranchant à ELU (KN)

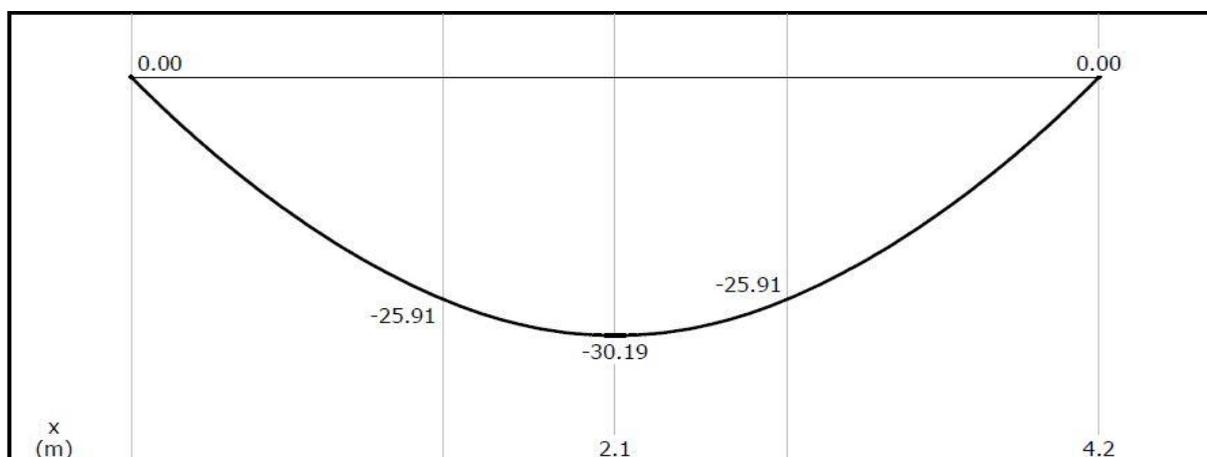


Figure.II.26. Diagrammes de moment à ELU (KN.m)

Calcul des moments réels

Moment en travée: $M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 30.19 = 22.64 \text{ Kn. m}$

Moment sur appuis: $M_a = -0.5M_0 = -0.5 \times 30.19 = -15.09 \text{ Kn. m}$

II.2.3.1. Ferrailage

$b = 1 \text{ m}$ $h = 17 \text{ m}$ $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ $f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$ $f_{st} = 348 \text{ Mpa}$

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant

Tableau.II.34. Tableau de ferrailage de la partie AD=GJ de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis

Endroit	Moment (Kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A^{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^{choisis} \text{ (cm}^2\text{)}$	St (cm)
En travée	22.64	0.07	0.09	0.144	4.51	4HA12 = 4.52	25
En appuis	15.09	0.047	0.06	0.146	2.97	4HA10 = 3.14	25

Armatures de répartition

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

II.2.3.2. Les vérifications nécessaires

Vérification a ELU

Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.18 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérification de la section a L'ELS

Calcul des sollicitations

Les résultats obtenus à l'aide de logiciel MDSolides

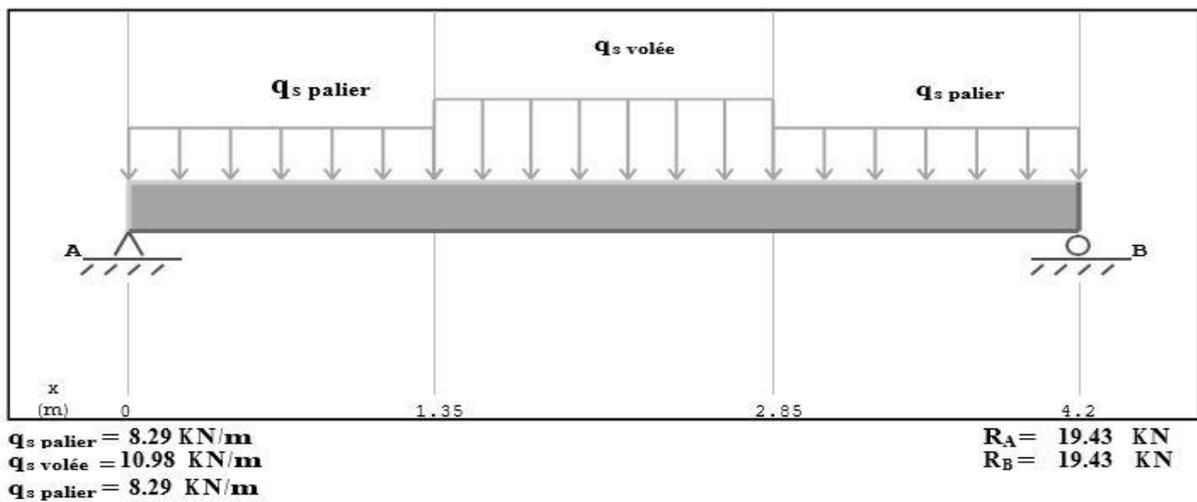


Figure.II.27. Chargement de la volée à ELS

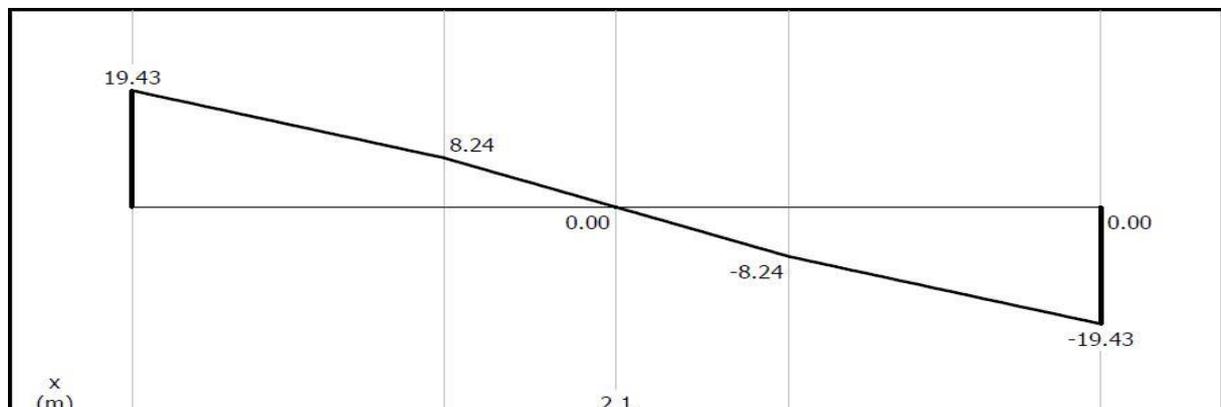


Figure.II.28. Diagramme d'effort tranchant à ELS (KN)

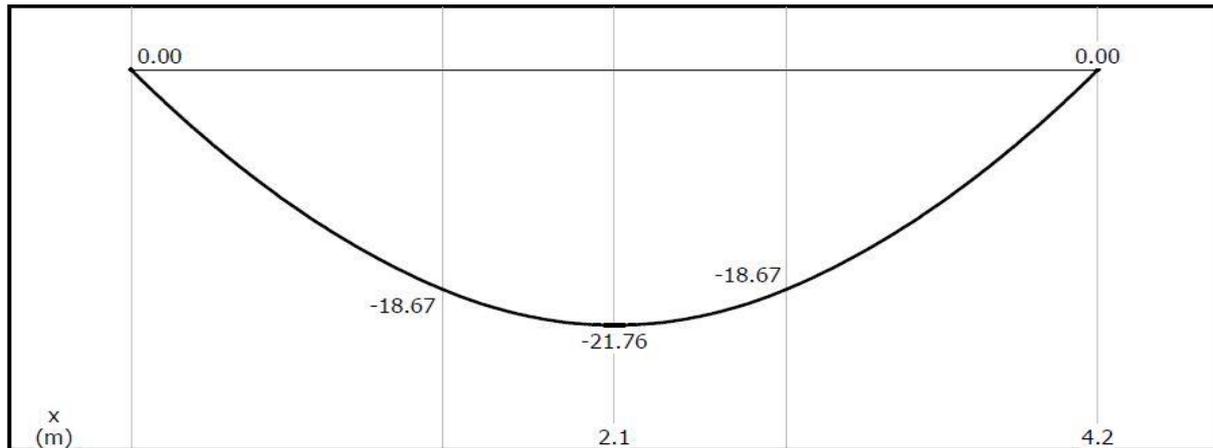


Figure.II.29. Diagrammes de moment à ELS (KN.m)

Calcul des moments réels

$$M_{\max}^{\text{ser}} = -21.76 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_t^{\max} = 0.75 \times 21.76 = 16.32 \text{ KN.m} \\ M_a^{\max} = -0.5 \times 21.76 = -10.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V^{\max} = 19.43 \text{ Kn}$$

Vérification de la contrainte dans le béton

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

Les résultats sont résumés dans tableau suivant

Tableau.II.35 Vérification de la contrainte dans le béton d’escalier partie 1

Position	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)
En travée	16.32	4.52	3.88	10330.80	6.12	15	Vérifiée
En appui	10.88	3.14	3.31	7468.47	4.82	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} = \frac{17}{402} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

La vérification de la flèche est nécessaire

Tableau.II.36. Vérification de la flèche

f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf(mm)	f ^{adm} (mm)	Observation
0.234	0.733	1.303	1.383	1.718	8.4	vérifiée

Schéma de ferrailage

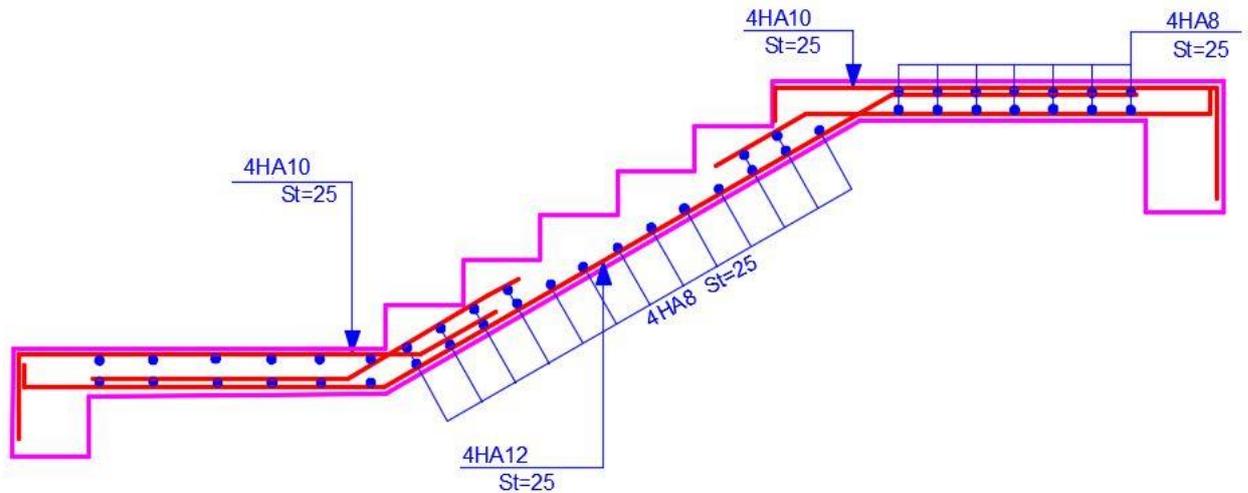


Figure.II.30. Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier

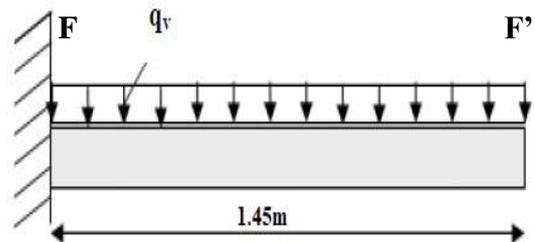
2^{ème} partie EF

La charge permanente sur la volée d'escalier

$$\begin{cases} G = 8.48 \text{ Kn/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ Kn/m}^2 \end{cases}$$

ELU : $q_u = 1.35 G_v + 1.5 Q = 15.19 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = G_v + Q = 10.98 \text{ KN/m}$



Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau.II.37. Résultats de ferrailage de la 2^{ème} partie FF'

Moment (Kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_L choisis (cm ²)	A_T choisis (cm ²)
15.96	0.007	0.064	0.15	3.14	1.2	5HA10 = 3.93	4HA8=2.01
					St	20cm	25cm

Vérification a ELU

Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{22.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.147 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérification a ELS

Vérification de la contrainte dans le béton

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

Les résultats sont résumés dans tableau suivant

Tableau.II.38. Vérification de la contrainte dans le béton de la 2^{ème} partie

M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)
11.54	3.43	6921.09	5.71	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max \left[\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10M_0} \right] \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \\ Lx < 8m \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.17}{1.45} = 0.117 > 0.05 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 2.26 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ Lx = 1.45m < 8m \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

→ Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche

Schéma de ferrailage

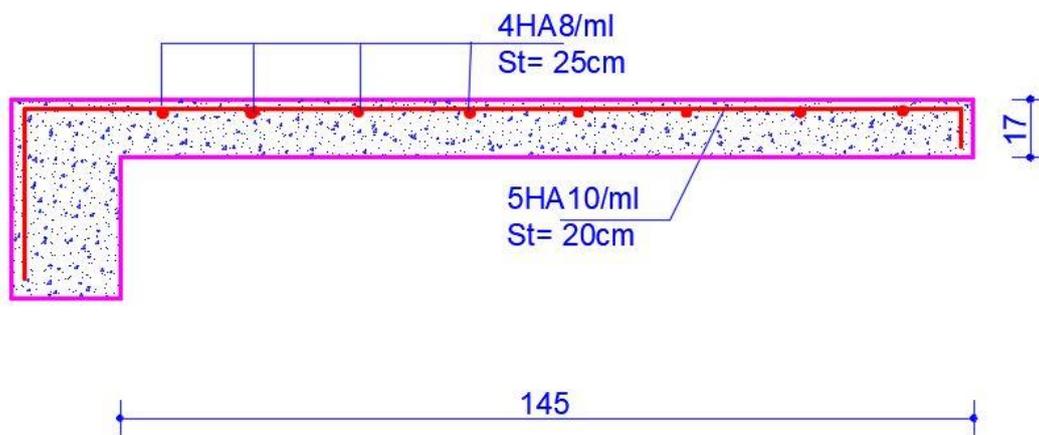


Figure.II.31. Schéma de ferrailage de la 2^{ème} partie de l'escalier

II.2.3.3. Etude de la poutre brisée

Dimensionnement

On a :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \quad \frac{451}{15} \leq h \leq \frac{451}{10} \Rightarrow 30 \leq h \leq 45$$

Donc soit : $h = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

La poutre brisée est soumise à la flexion simple et à la torsion :

Calcul à la flexion simple

Calcul de chargement

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.4 \times 0.3 = 3 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \dots \dots \dots \text{(partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.4 \times \frac{0.3}{\cos(34.21)} = 3.62 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \dots \dots \dots \text{(partie inclinée)}$$

En plus, elle est soumise aux charges transmises par le palier :

$$\begin{cases} R_D = 27 \text{ KN} \\ R_P = q_v \times 1.35 = 3.94 \times 1.35 = 6.501 \text{ KN} \end{cases}$$

Avec :

R_D : la charge ramenée par la partie AD et GJ.

R_P : la charge ramenée par la partie EF.

Calcul des sollicitations à l'ELU

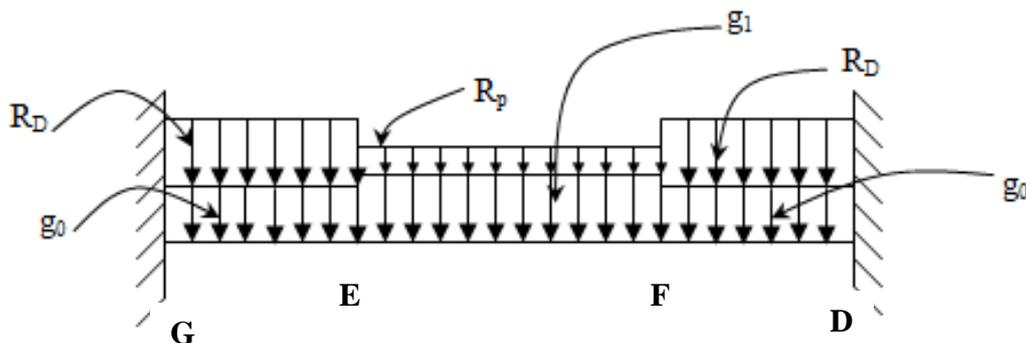


Figure II.32. Schéma statique de la poutre brisée

Tableau.II.39 Tableau récapitulatif des sollicitations

R_D(KN)	R_G(KN)	X (m)	M₀ (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V_u (KN)
59.73	59.73	2.1	60.51	51.43	-30.25	59.73

II.2.3.3.1. Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple

Soit : b = 30 cm ; d = 37.5 cm

Tableau.II.40. Tableau des ferrailages à la flexion simple

Endroit	Moment (Kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)	A^{choisis}(c m²)
En travée	53.43	0.088	0.116	0.35	4.19	1.45	3HA14 = 4.62
En appuis	30.43	0.052	0.061	0.36	2.43	1.45	3HA12 = 3.39

II.2.3.3.2. les vérifications nécessaires

Vérification a ELU

Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{59.73 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.375} = 0.53 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Calcul à la torsion

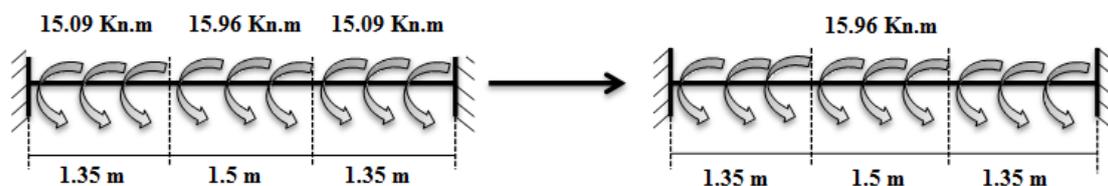


Figure.II.33. Chargement M_T sur la poutre brisé

Moment de torsion

$$M^{tor} = -\frac{15.96 \times 4.2}{2} = -41.92 \text{ KN.m}$$

Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M^{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{41.92 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0875 \times 0.05} = 4.79 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que

$$\tau_u \leq \tau_{\text{adm}} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_u^2 + \tau^{\text{tor}^2} = 4.82 \text{ MPA} > 3.33 \text{ MPA}$$

Puisque la condition n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section de la poutre à $b = 35 \text{ cm}$ et $h = 50 \text{ cm}$.

Les calculs obtenus sont résumés ci-après

Avec

$$G_0 = 4.375 \text{ KK/ml} \quad G_1 = 5.29 \text{ KN/ml} \quad R_d = 27 \text{ KN/ml} \quad R_p = 22.02 \text{ KN/ml}$$

Tableau.II.41. Tableau récapitulatif des sollicitations

$R_A(\text{KN})$	$R_A(\text{KN})$	X (m)	$M_0 (\text{KN.m})$	$M_t (\text{KN.m})$	$M_a (\text{KN.m})$	$V_u (\text{KN})$
62.84	62.84	2.1	63.37	53.86	-31.68	62.84

Vérification de la contrainte de cisaillement due à la torsion

Les contraintes de cisaillements représentés sur le tableau suivant

Tableau.II.42. Les contraintes de cisaillements

$V_u (\text{KN})$	$\tau_u^{Fs} (\text{Mpa})$	$\tau_u^{Tor} (\text{Mpa})$	$\tau_u^{\text{total}} (\text{Mpa})$	$\tau_u^{\text{adm}} (\text{Mpa})$	Observation
62.84	0.37	2.79	2.81	3.33	vérifier

II.2.3.3.3. Ferrailage de la poutre brisé**Ferrailage à la flexion simple**

Les résultats de ferrailage longitudinal à la flexion simple elles sont résumées dans le tableau suivant

Tableau.II.43. Résultats de ferrailage à la flexion simple de la poutre palière

Endroit	Moment (Kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A^{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{choisis}} (\text{cm}^2)$
En travée	53.86	0.04	0.051	0.47	3.33	2	3HA14 = 4.62
En appuis	31.68	0.024	0.03	0.47	1.94	2	3HA12 = 3.39

Ferrailage a la torsion

Tableau.II.44. Tableau du ferrailage à la torsion

e (cm)	Ω (m ²)	U(m)	A_l^{tor} (cm ²)	A_t^{tor} (cm ²)
5.83	0.128843	1.4668	6.86	0.93

Ferrailage global (flexion simple + torsion)

Ferrailage longitudinal

En travée :

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3.33 + \frac{6.86}{2} = 6.76 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2 + \frac{6.86}{2} = 5.43 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

Vérification des conditions du RPA des armatures longitudinales (art 7.5.2.1) :

$$\begin{cases} A_{min} = 0.5\% \times B = 8.75 \text{ cm}^2 \\ A_{max} = 4\% \times B = 70 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow 8.75 < 12.43 < 70$$

Avec :

B : section de la poutre brisée.

✓ Calcul des armatures transversales :

$$A_{trans}^{tot} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tor} = 0.7 + 0.93 = 1.63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{cadre} + \text{étrier } \phi 8$$

II.3.3.4. les vérifications nécessaires

Vérification a ELS

Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées on doit calculer la flèche

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \max \left[\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10M_0} \right] \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \\ Lx < 8m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{50}{420} = 0.12 > 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 4 \times 10^{-3} < 10.5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ Lx = 4.2 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Schémas de ferrailage

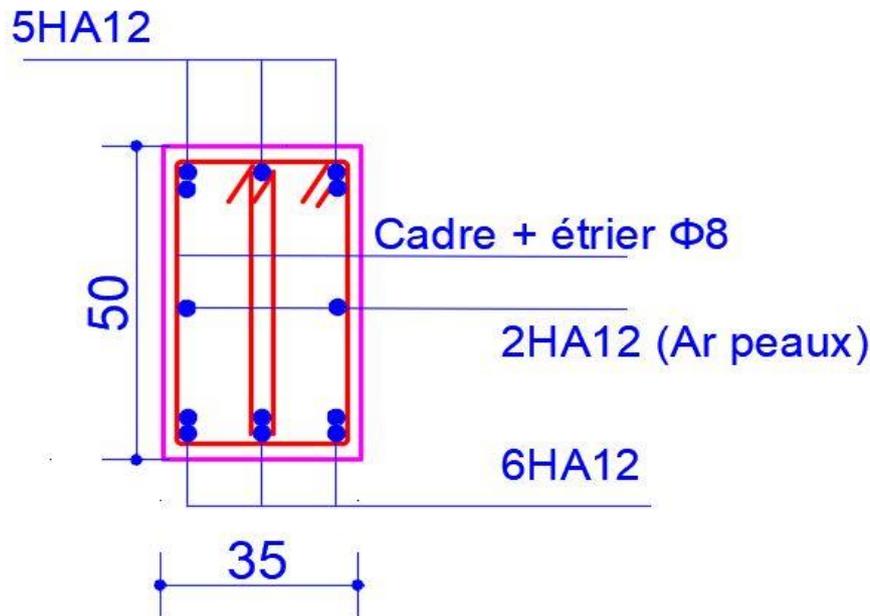


Figure. II.34. Ferrailage de la poutre palière (brisé)

II.2.2.4. Etude de l'acrotère

Hypothèse de calcul

- l'acrotère est sollicité en flexion composée
- la fissuration est considérée comme préjudiciable
- le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire

Évaluation des charges et des surcharges

Évaluation des charges : après le pré dimensionnement on à :

- la surface : $S=785 \text{ cm}^2 = 0.0785 \text{ m}^2$
- Le poids propre : $G_t=W_p=2.36 \text{ kn/ml}$
- La charge due a la main courante : $Q=1\text{Kn}$
- La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule

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

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

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$). (RPA ART. 6.2.3, Tableau 6.1).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.36 = 1.13 \text{ KN}$$

- **Calcul des sollicitations**

Calcul du centre de gravité

$$X_g = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{0.7 \times 0.1 \times \left(\frac{0.1}{2}\right) + 0.07 \times 0.2 \times \left(0.1 \times \frac{0.2}{2}\right) + 0.2 \times 0.03 \times 0.5 \times \left(0.1 \times \frac{0.2}{3}\right)}{0.0785}$$

$$= 0.0805 \text{ m}$$

$$Y_g = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{0.7 \times 0.1 \times \left(\frac{0.7}{2}\right) + 0.07 \times 0.2 \times \left(0.6 + \frac{0.07}{2}\right) + (0.2 \times 0.03) \times 0.5 \times \left(0.67 + \frac{0.03}{3}\right)}{0.0785}$$

$$= 0.451 \text{ m}$$

L'acrotère est soumis à

$$\begin{cases} N_G = 2.36 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0.7 = 0.7 \text{ KN.m} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_g = 2.36 \times 0.451 = 1.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

L'acrotère travaille en flexion composé

Tableau.II.45. Combinaisons d'action sur l'acrotère

Sollicitations	ELA	ELU	ELS
Combinaison de charge	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	2.36	3.186	2.36
M (KN.m)	1.76	1.05	0.7

Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

La combinaison à considérer est : Nu=3.45 Kn Mu=1.07 Kn.m

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{1.07}{3.45} = 0.33 \text{ m} ; \frac{h}{6} = 0.12 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 .

Tels que

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{h}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}, 0.26) = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4};$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

\emptyset : c'est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

α : Le rapport du au premier ordre, dû aux charges permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.4 \text{ m}$

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

Donc

$$e_2 = 0.01176 \text{ m} \rightarrow e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.01176 + 0.33 + 0.02 = 0.361 \text{ m}$$

Calcul à l'ELU

$$N_u = 3.186 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e = 3.186 \times 0.361 = 1.15 \text{ KN.m}$$

II.2.4.1. Ferrailage

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

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.15 + 3.186 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) = 1.245 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.245 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0136 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0171$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.0171) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.245 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 4.52 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.452 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.452 \times 10^{-4} - \frac{3.186 \times 10^{-3}}{348} = 3.6 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.36 \text{ cm}^2$$

II.2.4.2. les vérifications nécessaires

Vérification à l'ELU

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 9.66 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A \dots \dots \dots$ **non vérifiée** On prend $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement**

Armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$, On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$; On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Vérification de l'effort tranchant

- **ELU**

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0187 \text{ MPa} ; \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ vérifiée

Situation accidentelle : $V_u = F_p + Q = 1.13 + 1 = 2.13 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0266 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérifications à l'ELS

Vérifications des contraintes

$M_{ser} = 0.7 \text{ KN.m}$, $N_{ser} = 2.36 \text{ KN}$; $d = 0.08 \text{ m}$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \\ \sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times \frac{(d-y)}{\mu_t} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

Position de l'axe neutre

$$c = d - e_1$$

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \left(\frac{0.7}{2.36} + \left(0.08 - \frac{0.10}{2}\right)\right) = 0.326 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow c \text{ à l'extérieur de la section} \Rightarrow c = 0.08 - 0.326 = -0.246 \text{ m}$$

On a

$$\begin{cases} p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times \frac{(d-c)}{b} \\ q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} p = -3 \times (-0.246)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08+0.246)}{1} \\ q = -2 \times (-0.246)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08+0.246)^2}{1} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} p = -0.175 \text{ m}^2 \\ q = 0.0278 \text{ m}^3 \end{cases}$$

Pour résoudre l'équation $y_c^3 + p y_c + q = 0$, avec $y = y_c + c$; il y a deux façons de la faire

Soit par tâtonnement, soit par la méthode suivante

On calcule le $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on a trois racines réelles

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos \frac{\varphi}{3} \\ y_{c2} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) \\ y_{c3} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \\ \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) \end{cases}$$

Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ on a une seule racine réelle

$$\text{On calcul } \Rightarrow \begin{cases} t = (\sqrt{\Delta} - q) \\ z = t^{1/3} \\ y_c = z - \frac{p}{3z} \end{cases}$$

Dans notre cas, on a

$$\Delta = (0.0278)^2 + \frac{4 \times (-0.175)^3}{27} = -2.11 \times 10^{-5} < 0 \Rightarrow \text{trois racines réelles}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{0.175}{3}} = 0.48 \\ \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3 \times 0.0278}{2 \times (-0.175)} \sqrt{\frac{-3}{-0.175}} \right) = 170.61^\circ \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{c1} = 0.48 \times \cos \left(\frac{170.61}{3} \right) = 0.261 \text{ m} \\ y_{c2} = 0.48 \times \cos \left(\frac{170.61}{3} + 120 \right) = -0.479 \text{ m} \\ y_{c3} = 0.48 \times \cos \left(\frac{170.61}{3} + 240 \right) = 0.217 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} y_1 = 0.261 - 0.246 = 0.015 \text{ m} \\ y_2 = -0.479 - 0.246 = -0.725 \text{ m} \\ y_3 = 0.217 - 0.246 = -0.029 \text{ m} \end{cases}$$

On a : $y = y_1 = 0.015 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \mu_t &= \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \frac{1 \times (0.015)^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.08 - 0.015) \\ &\Rightarrow \mu_t = -8.34 \times 10^{-5} \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{2.36 \times 10^{-3} \times 0.015}{-8.34 \times 10^{-5}} = -0.424 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 15 \times 2.36 \times 10^{-3} \times \frac{(0.08 - 0.015)}{-8.34 \times 10^{-5}} = -27.58 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min(266.67; 202) = 202 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = -0.424 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \sigma_{st} = -27.58 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Schémas de ferrailage

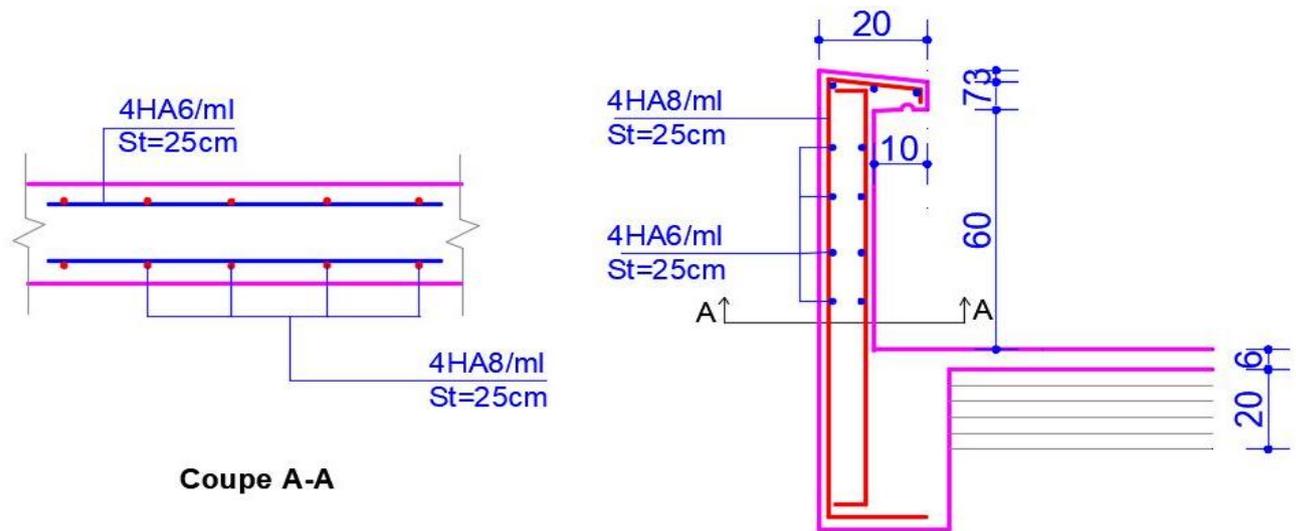


Figure.II.35. Schéma de ferrailage de l’acrotère

II.2.5. Etude de la poutre de chaînage

Comme ces poutres supportent des doubles cloisons de 30 cm d’épaisseur on choisit alors $b= 30 \text{ cm}$ et $h= 45 \text{ cm}$

Calcul des sollicitations

Le chaînage est conçu pour reprendre, outre son poids propre, le poids des cloisons.

- Poids propre de chaînage : $G_p = 25 \times 0.30 \times 0.45 = 3.37 \text{ KN/m}$
- Poids du mur : $G_m = 2.8 \times (3.06 - 0.45) = 7.31 \text{ KN/m}$

D’où :

$$\begin{cases} q_u = 1.35(G_p + G_m) = 14.42 \text{ KN/m} \\ q_s = (G_p + G_m) = 10.68 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{14.42 \times (6.2)^2}{8} = 69.29 \text{ KN.m} \\ V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{14.42 \times 6.2}{2} = 44.70 \text{ KN} \\ M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{10.68 \times (6.2)^2}{8} = 51.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Correction des moments

ELU :

$$\begin{cases} M_u^t = 0.75 \times M_0 = 0.75 \times 69.29 = 51.97 \text{ KN.m} \\ M_u^a = 0.5 \times M_u = 0.5 \times 69.29 = 34.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS: $\begin{cases} M_s^t = 0.75 \times M_s = 0.75 \times 51.32 = 38.49 \text{ KN.m} \\ M_s^a = 0.5 \times M_s = 0.5 \times 51.32 = 25.66 \text{ KN.m} \end{cases}$

II.2.5.1. Ferrailage de la poutre de chaînage

Tableau.II.46. Tableau de ferrailage de la poutre de chaînage

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A^{cal} (cm^2)$	$A^{min} (cm^2)$	$A^{choisis} (cm^2)$
En travée	51.97	0.056	0.073	0.41	3.62	1.63	3HA14 =4.62
En appui	34.65	0.038	0.048	0.42	2.39	1.63	3HA12 = 3.39

II.2.5.2. les vérifications nécessaires

Vérification à l'ELU

- Effort tranchant

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{44.70 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.425} = 0.350 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Calcul des armatures transversales

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$, puis on calcul A_{trans} :

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.30 \times 15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9 \times f_e} = \frac{0.30 \times 15 \times (0.53 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} = -0.45 < 0 \end{cases}$$

Soit un cadre et épingle de $\emptyset 6 \rightarrow A_t = 3\emptyset 6 = 0.855 \text{ cm}^2 > 0.45 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELS

- Vérification de la contrainte dans le béton

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau qui suit

Tableau.II.47. Tableau de vérification des contraintes

Endroit	M^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	38.49	11.89	81741.31	5.59	15	vérifiée
En appui	25.66	10.42	63644.74	4.20	15	vérifiée

- Vérification de la flèche

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ l < 8m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.094 \geq 0.075 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 6.28 \times 10^{-3} \leq 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ l = 6.2 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schémas de ferrailage

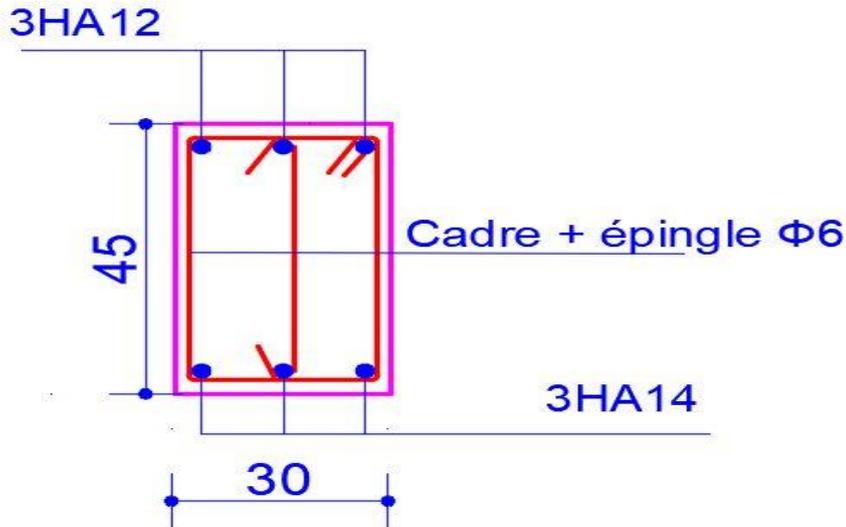


Figure II.36. Ferrailage de la poutre chaînée

II.2.6. Etude d'ascenseur

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes

- L : Longueur de l'ascenseur = 180cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 155cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1\text{m/s}$.

Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

- L'épaisseur de la dalle

On a $l_x = 1.55\text{ m}$; $l_y = 1.8\text{ m}$; $S = 2.79\text{ m}^2$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.55}{1.8} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les 2 sens}$$

$$\Rightarrow \frac{155}{45} \leq e \leq \frac{155}{40} \Rightarrow 3.44 \leq e \leq 3.87$$

$$\begin{cases} e \geq 11\text{ cm pour } 2h \text{ de coupe feu} \\ e \geq 14\text{ cm isolation phonique} \end{cases} \Rightarrow e = 15\text{ cm}$$

- **Evaluation des charges et surcharges :**

On a: $g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$

- **Poids propre de la dalle et du revêtement**

Calcul pour un revêtement de 5 cm

$$G_1 = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

- **Poids de l'ascenseur**

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{2.79} = 51.97 \text{ KN/m}^2$$

- **Poids total**

$$G^{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 4.85 + 51.97 = 56.82 \text{ KN/m}^2$$

- **Combinaison d'action**

$$\begin{cases} \text{ELU} \Rightarrow q_u = 1.35G^{\text{tot}} + 1.5Q = 1.35 \times 56.82 + 1.5 \times 1 = 78.21 \text{ KN/m}^2 \\ \text{ELS} \Rightarrow q_s = 56.82 + 1 = 57.82 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- **Calcul des sollicitations à l'ELU**

$$\Rightarrow \rho = 0.86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases}$$

Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0496 \times 78.21 \times 1.55^2 = 9.32 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.7052 \times 9.32 = 6.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments (compte tenu de l'encastrement)

$$\text{En travée} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 9.32 = 6.99 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 6.57 = 4.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui} \Rightarrow M_0^x = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 9.32 = -4.66 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du ferrailage**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple.

Tableau.II.48. Tableau du ferrailage de dalle.

Endroit	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	choix	St (cm)
Travée	X-X	6.99	0.034	0.043	0.12	1.67	1.27	4HA8=2.01	25
	Y-Y	4.93	0.024	0.03	0.12	1.18	1.2	4HA8=2.01	25
Appui		-4.66	0.022	0.027	0.12	1.12	1.27	4HA8=2.01	25

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$

$$\begin{cases} V_u^x = 39.10 \text{ KN} \\ V_u^y = 28.91 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{39.10 \times 10^{-3}}{0.12 \times 1} = 0.325 \text{ MPA} \leq 3.33 \text{ MPA}$$

Vérification à l'ELS

$$q_s = 57.82 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \rho = 0.86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0566 \\ \mu_y = 0.7932 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 7.86 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 6.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moments corrigés**

$$\begin{cases} M_t^x = 5.89 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 4.68 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -3.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau.II.49. Tableau de vérification des contraintes.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
x-x	5.89	2.51	3844.82	3.84 < 15	<i>vérifiée</i>
y-y	4.68	2.51	3844.82	3.05 < 15	<i>vérifiée</i>
Appui	-3.93	2.51	3844.82	2.56 < 15	<i>vérifiée</i>

- **Vérification à la flèche**
- **Sens X-X**

$$\begin{cases} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.0967 \geq 0.0375 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.00175 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

- **Sens Y-Y**

$$\begin{cases} 0.083 \geq 0.0375 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.00175 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées dans les deux sens le calcul de la flèche est inutile.

Schéma de ferrailage

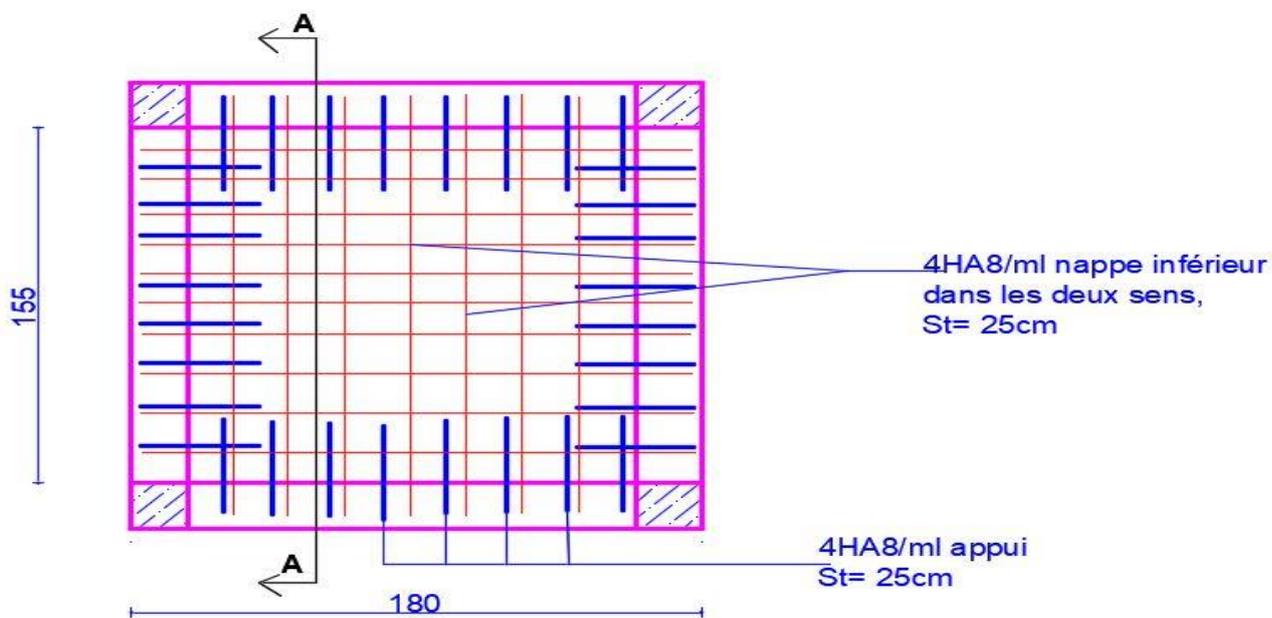


Figure II.37. Schéma de ferrailage du local machine

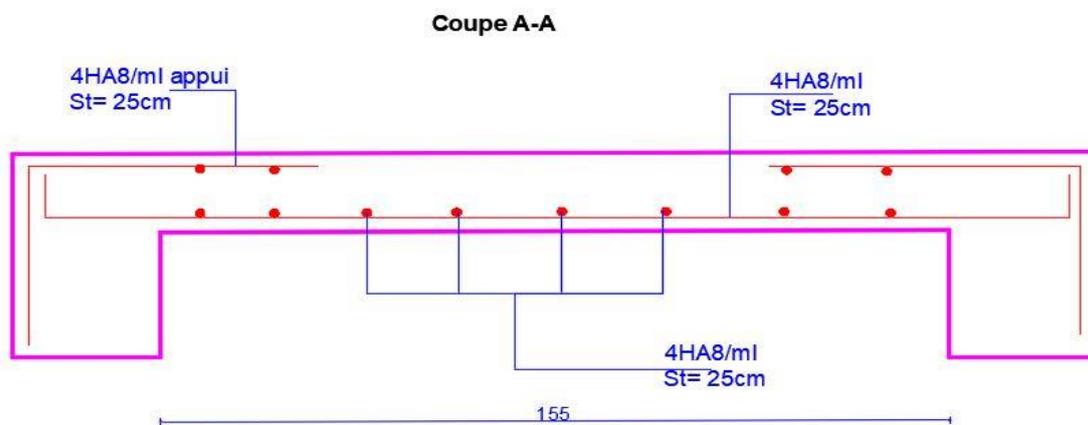
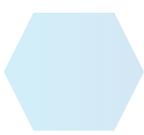
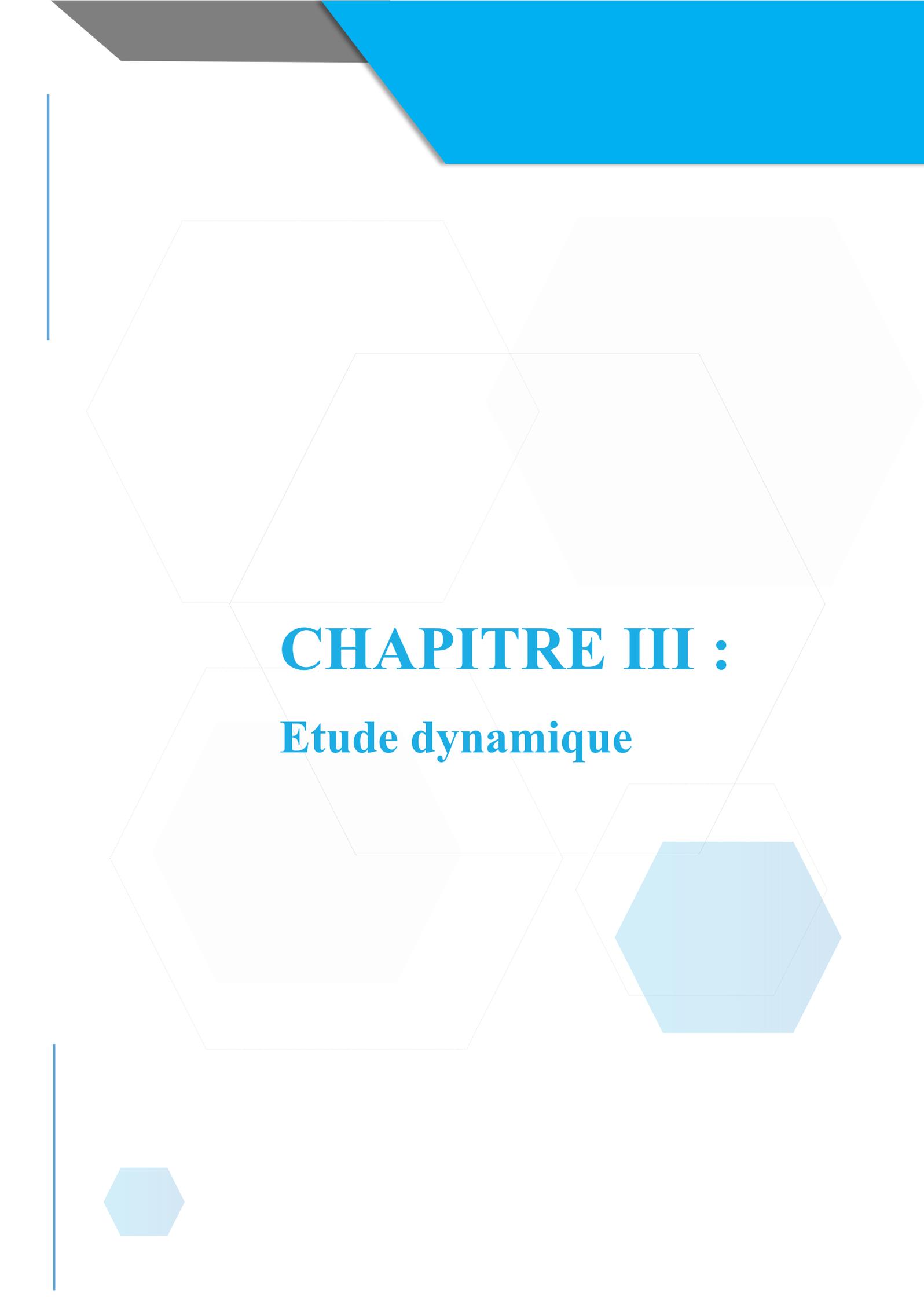


Figure II.38. Coupe transversale de la dalle machine



CHAPITRE III :

Etude dynamique

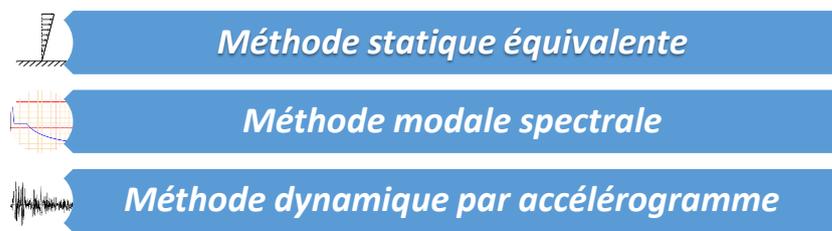
III.1. Introduction

Le but de ce chapitre est l'étude du comportement de la structure causée par des charges dynamiques qui contrairement à des charges statiques varient dans le temps. Ces charges dynamiques engendrent des déplacements qui dépendent du temps. On pourrait donc conclure que l'analyse dynamique d'une structure, nécessite un modèle qui reflète le fonctionnement de l'ouvrage sous ces charges.

En effet, la modélisation a pour objet d'élaborer un modèle capable de décrire, de manière plus ou moins approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

III.2. Méthodes utilisables

Selon le **RPA99/2003** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :



III.3. Calcul de la force sismique V statique

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \dots \dots \dots (RPA99/2003 \text{ Art } (4.2.3))$$

Tel que :

- A**: coefficient d'accélération de la zone ; (RPA99/2003 tableau (4.1))
- D**: facteur d'amplification dynamique moyen ; (RPA99/2003 (4.2))
- R**: coefficient de comportement global de la structure ; (RPA tableau (4.3))
- Q**: facteur de qualité ; (RPA (4-4))
- W**: poids total de la structure (RPA(4-5))

Détermination des paramètres cités au-dessus selon notre structure

- ✓ Coefficient d'accélération de la zone

{ **Groupe d'usage 2** $\Rightarrow A = 0.15$
 { **Zone II_a**

- ✓ Coefficient de comportement global de la structure

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction $\Rightarrow \mathbf{R} = 5$.

✓ Facteur d'amplification dynamique moyen

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

Facteur de correction d'amortissement η donnée par la formule

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Avec : ξ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages.

Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \quad \text{D'où } \eta = 0.816$$

$$\text{On a un site ferme } S_2 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.4 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

Avec : T_1, T_2 : périodes caractéristiques associé à la catégorie de site.

Calcul de la période fondamentale de la structure

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} T = C_T H^{3/4} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 6)} \\ T = 0.09 H/\sqrt{L} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 7)} \end{cases}$$

Tel que : $C_T = 0.05$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. **RPA99/2003 (Tableau 4.6)**

$H = 46.07 \text{ m}$: hauteur total du bâtiment.

L = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 25.30 \text{ m} \\ L_y = 19.10 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{On aura : } \begin{cases} T_x = \min(0.884; 0.824) = 0.824 \text{ s} \\ T_y = \min(0.884; 0.948) = 0.884 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.260 \\ D_y = 1.202 \end{cases}$$

✓ Facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ RPA99/2003 (Formule (4-4))

Avec : P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

Tableau.III.1. Valeurs des pénalités.

N°	Critère (q)	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_x = 1.2 \\ Q_y = 1.2 \end{cases}$$

✓ Poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule (4-5))}$$

Avec :

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, est donné par le tableau du (RPA tableau 4.5)

Dans notre cas : $\beta = \begin{cases} 0.2 \text{ (habitation)} \\ 0.6 \text{ (commercial)} \end{cases}$ Dans notre cas, on a : $W = 57541.5688KN$

La force sismique statique à la base de la structure est $\begin{cases} V_x^{st} = 2610.089 KN \\ V_y^{st} = 2489.938 KN \end{cases}$

Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(4.1)}$$

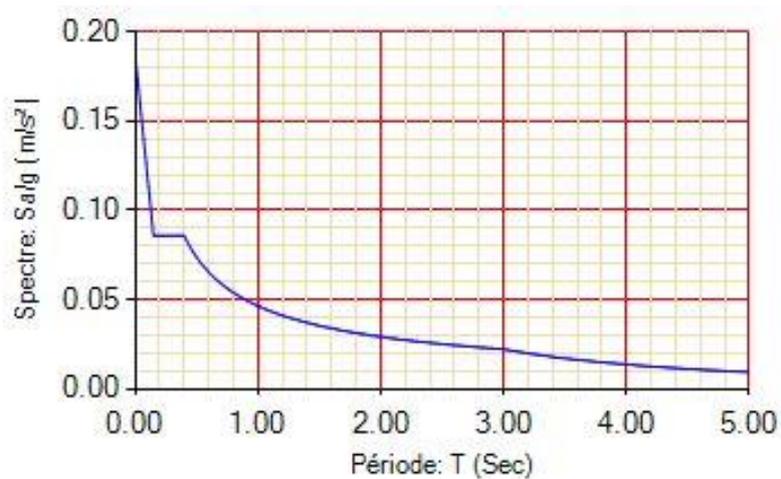


Figure.III.1. Spectre de reponse sens X et Y

Modélisation et résultats

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure c'est ETABS Version 2016, la structure modélisée est représentée en **Figure.III.2.**

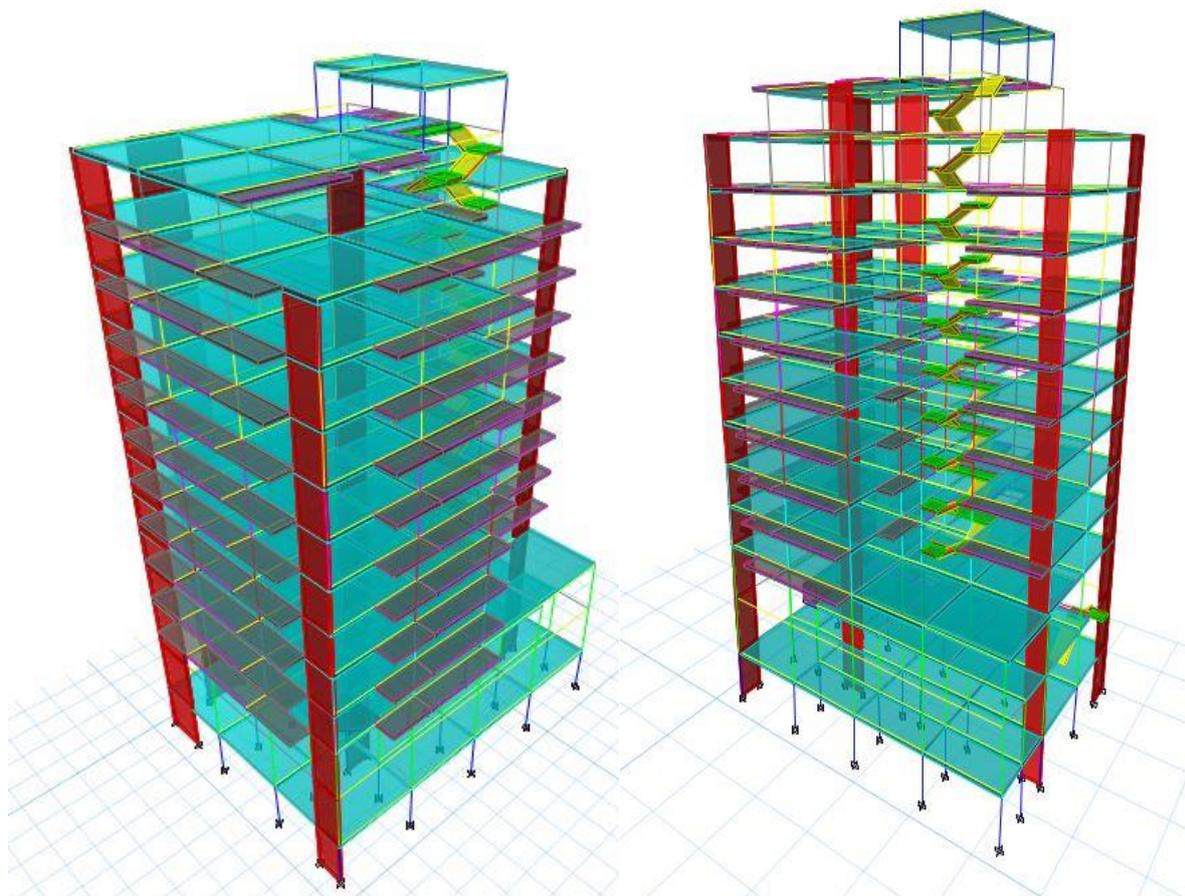


Figure III.2. Vue en 3d du modèle de la structure

III.4. Disposition des voiles de contreventement

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien **RPA99 Version 2003**, plusieurs variantes de disposition des voiles ont été analysées. La disposition des voiles est représentée sur la figure qui suit

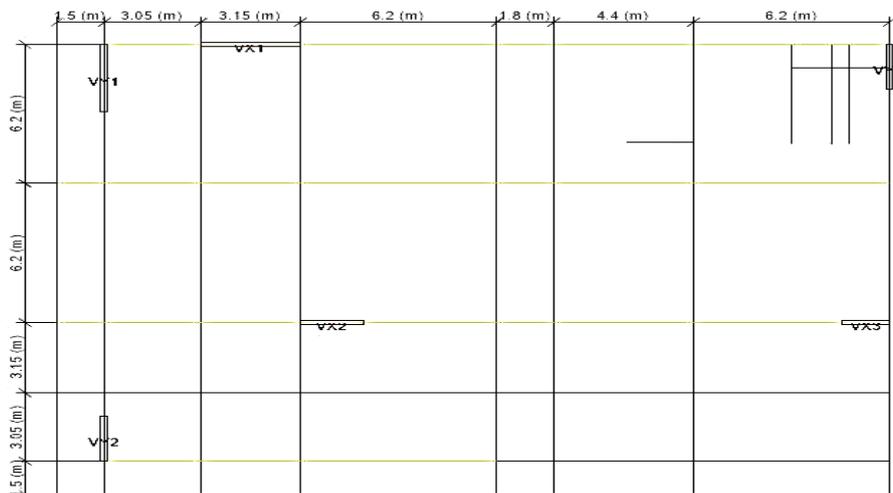


Figure.III.3. Plans de disposition des voiles

III.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

III.5.1. Mode de vibration et taux de participation des masses

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant

Tableau.III.2. Période et taux de participation massique de la structure

Mode	Période	UX %	UY %	Somme UX%	Somme UY%
	sec				
1	1.061	0.0048	0.7776	0.0048	0.7776
2	0.917	0.7803	0.0053	0.7851	0.7829
3	0.659	0.0025	0.0018	0.7876	0.7847
4	0.341	0.0012	0.0955	0.7888	0.8803
5	0.296	0.0942	0.0004	0.883	0.8807
6	0.216	0.0009	0.0006	0.8839	0.8812
7	0.183	1.75E-05	0.0286	0.8839	0.9098
8	0.159	0.0301	3.70E-05	0.914	0.9098
9	0.128	0.0001	0.015	0.9141	0.9248
10	0.119	0.0029	1.66E-06	0.917	0.9248
11	0.11	0.0086	0.0004	0.9256	0.9252
12	0.099	0.002	0.0156	0.9276	0.9408

Analyse des résultats

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe X atteint les 90% au bout du 8^{ème} mode, et selon l'axe Y au bout du 7^{ème} mode.

Les modes de vibrations

Selon le **RPA** pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

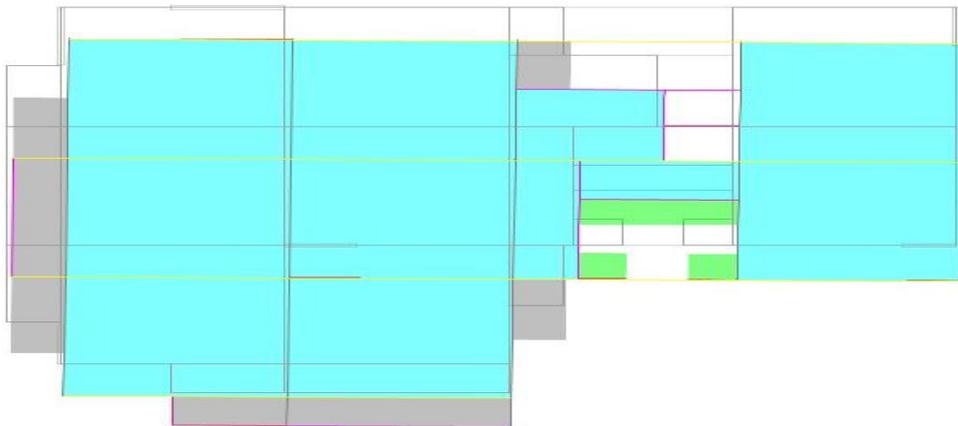


Figure III.4. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y)

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.

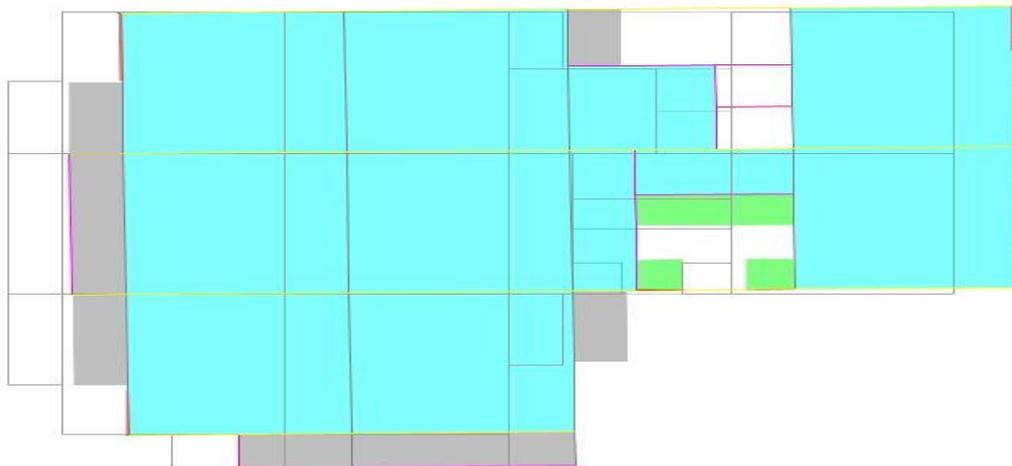


Figure.III.5. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X)

Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

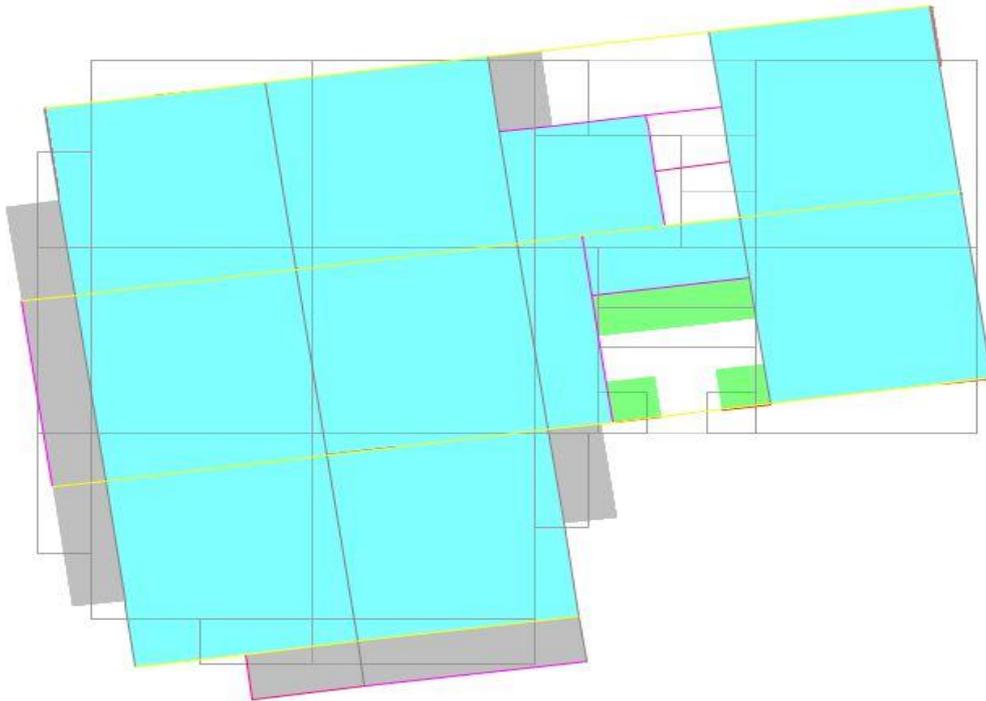


Figure.III.6. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z)

Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version 2003

III.5.2. Vérification de la résultante des forces sismiques

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le **RPA** prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st} \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.3.6)}$$

Avec :

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport 0.8 V_{st}/V_{dyn} .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Sens	$V_{statique}$ (KN)	$0.8 V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	Observation
X-X	2610.089	2088.071	2184.890	Vérifiée
Y-Y	2489.938	1991.950	1998.327	Vérifiée

N.B : On remarque que la condition de la résultante des forces sismiques est vérifiée suivant les deux sens

III.5.3. Justification de l'interaction (voiles-portiques)

Pour justifier le contreventement mixte, le **RPA** exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. (**RPA99/2003 Art 3.4.a**)

III.5.3.1. Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés dans le tableau suivant

Tableau.III.4. Interactions sous charge vertical.

Etages	désignation	combinaison	P (kN)	somme (kn)	%
Sous-sol	voiles	ELS	6042.2975	56623.2505	10.6710538
Sous-sol	portique	ELS	50580.953		89.3289462

III.5.3.2. Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau.III.5. Interaction sous charge horizontal

niveau	Chargement horizontal (KN)				(% du chargement horizontal)			
	sens X-X		sens Y-Y		sens X-X		sens Y-Y	
	portiques	voiles	portiques	Voiles	portiques %	voiles %	portiques %	voiles %
toiture	127.910		124.791		100		100	
10	233.643	132.762	274.493	99.525	63.76	36.24	73.39	26.61
9	418.532	250.017	438.968	166.328	62.60	37.40	72.50	27.50
8	606.878	367.266	564.571	281.257	62.29	37.71	66.74	33.26
7	763.338	485.053	679.449	409.287	61.14	38.85	62.40	37.60
6	933.529	554.867	841.542	461.373	62.72	37.28	64.59	35.41
5	1052.682	658.893	935.504	556.654	61.50	38.50	62.70	37.30
4	1219.551	690.452	1056.697	599.584	63.85	36.15	63.80	36.20
3	1315.01	769.323	1120.495	694.256	63.09	36.91	61.74	38.26
2	1436.923	805.135	1262.009	694.543	64.08	37.92	64.50	35.50
1	1644.523	784.077	1563.204	760.718	67.71	32.29	67.27	32.73
RDC 2	1362.776	1298.269	1414.491	1093.738	51.21	48.79	56.39	43.61
RDC 1	1650.426	1113.382	1705.448	894.947	59.71	40.28	65.58	44.42
SOUS-SOL	1851.991	950.021	1804.957	834.428	66.09	33.90	68.39	31.61

Analyse des résultats

On remarque que, l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

III.5.4. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

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 : (RPA99/ version 2003 (Art 5.10))

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\delta_k = R\delta_{ek}$

Tel que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003 (Art 4.43).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après

Tableau.III.6.Vérification des déplacements relatifs.

niveau	h_k (m)	Sens X-X					Sens Y-Y				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
Sous-sol	3.74	0.000 603	0.003 015	0	0.003 015	0.000 8	0.000 709	0.003 545	0	0.003 545	0.000 9
RDC1	4.42	0.011 731	0.058 655	0.003 015	0.055 64	0.001 2	0.014 502	0.072 51	0.003 545	0.068 965	0.001 5
RDC2	4.25	0.012 33	0.006 165	0.058 655	0.002 995	0.000 7	0.015 323	0.076 615	0.072 51	0.004 105	0.000 9
1	3.06	0.012 799	0.063 995	0.061 65	0.002 345	0.000 7	0.016 002	0.080 01	0.076 615	0.003 395	0.001 1
2	3.06	0.012 674	0.063 37	0.063 995	- 0.000 625	- 0.000 2	0.015 847	0.079 235	0.080 01	- 0.000 775	- 0.000 2
3	3.06	0.012 929	0.646 45	0.063 37	0.001 275	0.000 4	0.016 273	0.081 365	0.079 235	0.002 13	0.000 6
4	3.06	0.002 243	0.112 15	0.064 645	- 0.053 43	-0.017	0.002 614	0.013 07	0.081 365	- 0.068 295	-0.022
5	3.06	0.004 323	0.021 615	0.011 215	0.010 4	0.003	0.005 036	0.025 18	0.013 07	0.012 11	0.003 9
6	3.06	0.005 642	0.028 21	0.021 615	0.006 595	0.002	0.006 695	0.033 475	0.025 18	0.008 295	0.002 7
7	3.06	0.006 885	0.034 235	0.028 21	0.006 225	0.002	0.008 265	0.041 325	0.033 475	0.007 85	0.002 5
8	3.06	0.008 058	0.040 29	0.034 435	0.005 855	0.001 9	0.009 756	0.048 78	0.041 325	0.007 455	0.002 4
9	3.06	0.009 138	0.045 69	0.040 29	0.005 4	0.001 7	0.011 134	0.055 67	0.048 78	0.006 89	0.002 2

10	3.06	0.010 125	0.050 625	0.045 69	0.004 935	0.001 6	0.012 396	0.061 98	0.055 67	0.006 31	0.002 0
toiture	3.06	0.010 992	0.054 96	0.050 625	0.004 335	0.001 4	0.013 52	0.067 6	0.061 98	0.005 62	0.001 8

Analyse des résultats

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

III.5.5. Justification vis à vis de l'effet P-Delta

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art 5.9)**, Les effets du 2^o ordre (où 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 :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

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 $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau.III.7. Vérification de l'effet P- Δ .

niveau	$h_k(m)$	$P_k(t)$	sens x-x			sens y- y		
			$\Delta_k(m)$	$V_k(t)$	Θ	$\Delta_k(m)$	$V_k(t)$	θ
Sous-Sol	3.74	6039.870	0.00301	244.5026	0.0199141	0.00354	227.1152	0.0252073
RDC 1	4.42	5252.970	0.05564	240.6156	0.0274818	0.06896	223.3346	0.03669
RDC 2	4.25	4707.795	0.00299	232.7013	0.014257	0.00410	215.5925	0.0210915
1	3.06	4191.736	0.00234	219.1589	0.0146574	0.00339	202.8630	0.022925
2	3.06	3732.502	-0.0006	205.8542	-0.00370	-0.00077	190.3638	-0.0049659
3	3.06	3286.843	0.00127	191.0451	0.0071686	0.00213	176.5820	0.0129566
4	3.06	2840.922	-0.0534	174.6126	-0.284084	-0.06829	161.4910	-0.3926253
5	3.06	2400.452	0.0104	156.2554	0.052212	0.01211	145.0549	0.0654913
6	3.06	1959.692	0.00659	135.935	0.0310706	0.00829	126.7903	0.0418983
7	3.06	1524.382	0.00622	113.4712	0.0273291	0.00785	106.2384	0.0368096
8	3.06	1088.810	0.00585	87.81605	0.0237238	0.00745	82.83484	0.0320233
9	3.06	658.3265	0.0054	59.45618	0.0195396	0.00689	56.79517	0.0260992
10	3.06	281.8546	0.00493	30.08193	0.0151107	0.00631	30.1889	0.0192524
toiture	3.06	51.1941	0.00433	9.45532	0.0076703	0.00562	10.21215	0.009207

Analyse des résultats

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci- dessus, les efforts P- Δ peuvent être négligés

III.5.6. Vérification de l'effort normal réduit

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (RPA99/2003 \text{ Art } 7.4.3.1)$$

Tel que:

N_d : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : section du béton.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après

Tableau.III.8. Vérification de l'effort normal réduit.

Etages	Combinaisons	N_d (kN)	Sections (m ²)		ν
			b	h	
Toiture	ELU	259.7047	0.5	0.5	0.04155275
10	ELU	709.3611	0.55	0.55	0.09379981
9	ELU	984.4137	0.55	0.55	0.13017041
8	ELU	1288.1547	0.55	0.6	0.15613996
7	ELU	1606.9881	0.55	0.6	0.19478644
6	ELU	1939.2407	0.6	0.6	0.21547119
5	ELU	2281.2024	0.6	0.6	0.25346693
4	ELU	2639.7541	0.6	0.65	0.27074401
3	ELU	3011.636	0.6	0.65	0.30888574
2	ELU	3402.1128	0.65	0.65	0.32209352
1	ELU	3791.5161	0.65	0.65	0.3589601
RDC2	ELU	4218.2219	0.65	0.7	0.37083269
RDC1	ELU	4924.9042	0.65	0.7	0.43295861
Sous-sol	ELU	5677.5803	0.7	0.7	0.46347594

Analyse des résultats

On voit bien à travers ce tableau que la condition de l'effort normal réduit au niveau des six premier niveau, n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section des poteaux.

Le résultat est résumé dans ce tableau

Tableau.III.9. Vérification de l'effort normal réduit après augmentation de la section des poteaux.

Etages	Combinaisons	N _d (kN)	Sections (m ²)		ν
			b	h	
Toiture	ELU	287.4815	0.65	0.65	0.02721718
10	ELU	746.635	0.7	0.7	0.0609498
9	ELU	1069.9991	0.7	0.7	0.08734687
8	ELU	1424.7929	0.7	0.75	0.10855565
7	ELU	1791.2934	0.7	0.75	0.1364795
6	ELU	2172.3505	0.75	0.75	0.15447826
5	ELU	2563.4547	0.75	0.75	0.18229011
4	ELU	2969.9052	0.75	0.8	0.19799368
3	ELU	3388.2509	0.75	0.8	0.22588339
2	ELU	3824.76	0.8	0.8	0.2390475
1	ELU	4260.6232	0.8	0.8	0.26628895
RDC2	ELU	4733.4084	0.85	0.85	0.26205721
RDC1	ELU	5477.492	0.9	0.9	0.27049343
Sous-sol	ELU	6239.8824	0.9	0.95	0.29192432

Remarque

Après redimensionnement des poteaux, on a une légère déférence para-порт aux résultats obtenus avant.

Tableau.III.10. Les modes de participation

Mode	Période sec	UX %	UY %	Somme UX %	Somme UY %
1	0.966	0.0053	0.7599	0.0053	0.7599
2	0.843	0.7579	0.006	0.7632	0.7659
3	0.53	0.0001	0.0009	0.7633	0.7668
4	0.309	0.0017	0.0997	0.7649	0.8665
5	0.272	0.102	0.0009	0.8669	0.8674
6	0.178	4.34E-05	2.47E-06	0.867	0.8674
7	0.165	0.0001	0.0334	0.8671	0.9008
8	0.146	0.036	4.13E-06	0.9031	0.9008

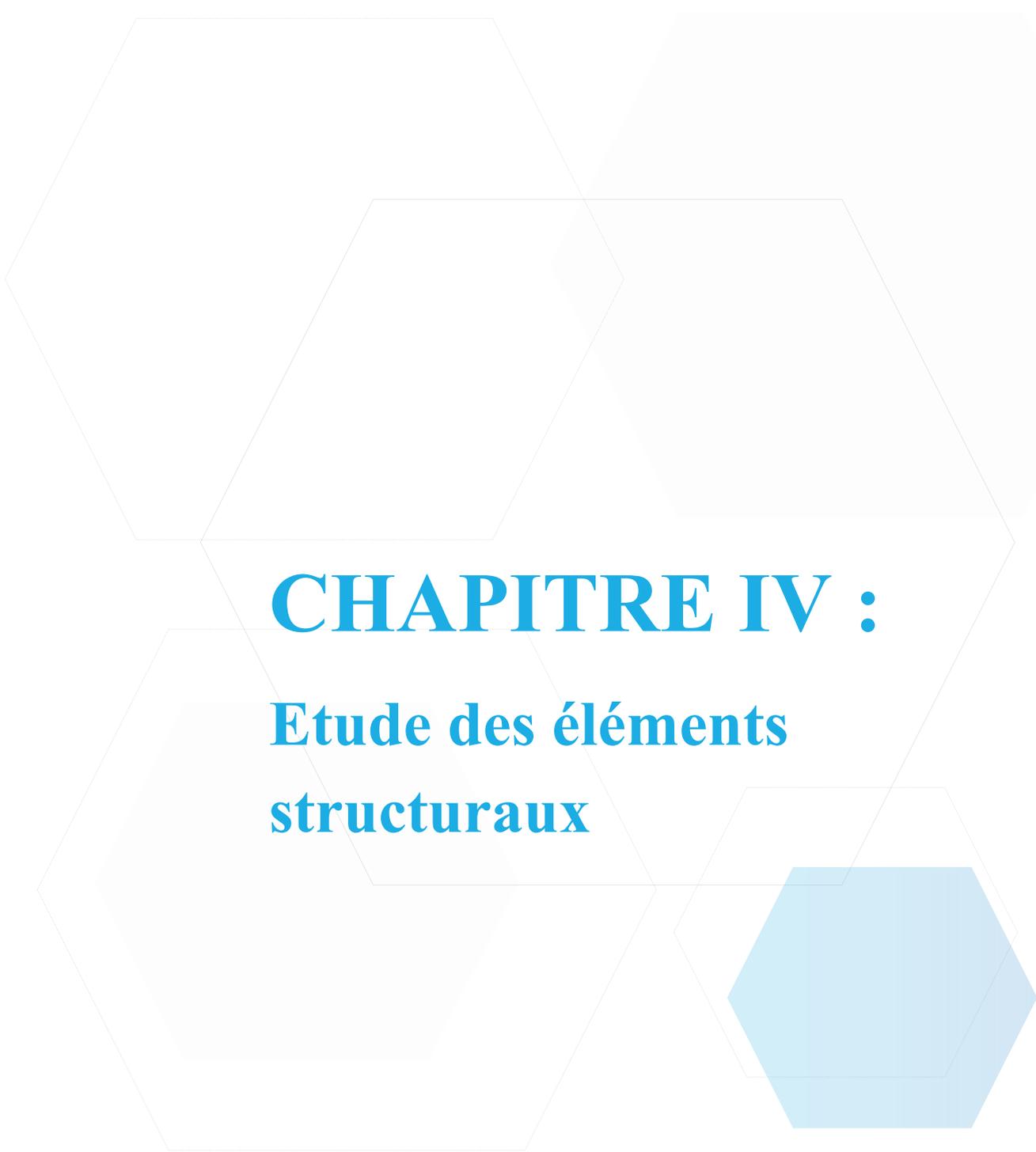
Tableau.III.11. Vérification de la résultante des forces sismiques

Sens	W (KN)	V _{statique} (KN)	0.8 V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	Observation
X-X	62892.3457	2852.796	2282.236	2445.0269	Vérifiée
Y-Y		2721.447	2177.157	2271.1521	Vérifiée

III.6. Conclusion

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du **RPA99/Version 2003**, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle pour la disposition des voiles.

Mais finalement, nous avons abouti à une disposition qui nous a donné un bon comportement dynamique de la structure, après avoir augmenté les sections des poteaux, avec réduction du nombre des voiles.



CHAPITRE IV :

Etude des éléments structuraux



IV.1. Introduction

Après avoir calculé les sollicitations par le logiciel **Etabs 2016**, nous allons déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé **CBA93, RPA99/Version 2003** et le **BAEL**.

Les éléments constructifs abordés dans ce chapitre sont :

- ✓ Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et aux efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.
- ✓ Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

IV.2. Etude des poutres

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **Etabs 2016**, qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99/V2003** qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

Concernant notre structure, nous avons deux types de poutres à étudier

- ✓ Poutres principales (30 × 50).
- ✓ Poutres secondaires (30 × 45).

IV.2.1. Recommandation du RPA99/Version 2003

Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1)

- ✓ Le pourcentage total minimum 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.

Armatures transversales (Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par

$$A_t = 0.003 . s . b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires minimum de $(h/4, 12\varnothing)$
- En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$

Avec \varnothing le plus petit diamètre des barres utilisées.

IV.2.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les résultats de ferrailages obtenus avec le logiciel SOCOTEC

Tableau.IV.1. Sollicitation et ferrailage des poutres.

Niv	Poutres	Section (cm ²)	Local	comb	M (KN.m)	V (KN)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)
RDC1 et sous-sol	P.S	30x45	Appui	ELUA	-95.29	61.82	6.75	6.15	5HA14 = 7.70
			Travée	ELUA	56.64			3.57	3HA16 = 6.03
	P.P	30x50	Appui	ELUA	-76.04	69.27	7.5	4.28	3HA14+2HA12 = 6.88
			Travée	ELU	80.24			5.27	3HA16 = 6.03
RDC2 et Etage courant	P.S	30x45	Appui	ELUA	-137.8	-245.69	6.75	9.17	3HA16+3HA12 = 9.42
			Travée	ELUA	99.70			6.46	4HA16 = 8.04
	P.P	30x50	Appui	ELUA	-90.01	91.80	7.5	5.1	3HA14+2HA12 = 6.88

			Travée	ELUA	81.98			4.63	3HA16 = 6.03
Toiture	P.S	30x45	Appui	ELU	-49.99	-29.38	6.75	3.64	3HA14 = 4.62
			Travée	ELU	27.23			1.95	3HA12 = 3.39
	P.P	30x50	Appui	ELUA	-20.36	31.13	7.5	1.12	3HA14 = 4.62
			Travée	ELUA	21.45			1.18	3HA12 = 3.39

IV.2.3. Vérification des armatures selon RPA99 : (Art 7.5.2.1)

Pourcentage maximale d’armatures longitudinales dans les sections

✓ **Poutres secondaires**

$A_{max} = 4\% b.h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$... Zone courante.

$A_{max} = 6\% b.h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$... Zone de recouvrement.

✓ **Poutres principales**

$A_{max} = 4\% b.h = 0.04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2$... Zone courante.

$A_{max} = 6\% b.h = 0.06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2$... Zone de recouvrement.

Pourcentage minimale d’armatures longitudinales dans les sections

✓ **Poutres secondaires**

$A_{min} = 0.5\% b.h = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$

✓ **Poutres principales**

$A_{min} = 0.5\% b.h = 0.005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2$

Les longueurs de recouvrement

En zone II selon le **RPA99 (Art 7.5.2.1)**, la longueur de recouvrement est donnée par la formule suivante : $l_r = 40 \times \emptyset$

Donc pour :

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm on adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 48 \text{ cm on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

Les armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donnée par :

✓ Poutres principales

$$\emptyset \leq \min\left(\emptyset_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = \min(1.2, 1.42, 3)$$

✓ Poutres secondaires

$$\emptyset \leq \min\left(\emptyset_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = \min(1.2, 1.28, 3)$$

Donc on opte pour $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ soit un cadre de T8 + 1 étrier de T8.

Calcul des espacements des armatures transversales

Les espacements sont calculés selon les recommandations du **RPA (Art 7.5.2.2)**.

✓ Poutres principales

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \emptyset_l\right) = \min(12.5; 14.4) \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

✓ Poutres secondaires

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \emptyset_l\right) = \min(11.25; 14.4) \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

Remarques

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nœud d'appui ou de l'encastrement.

IV.2.4. Vérification nécessaires

Vérification à l'ELU

Contrainte tangentielle maximale

$$\tau = \frac{v_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant

Tableau.IV.2. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principale	91.80	0.66	2.5	Vérifiée
Secondaire	245.69	1.99	2.5	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \cdot \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots \textcircled{1}$

Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) \dots \dots \dots \textcircled{2}$

Tableau.IV.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	6.88	91.80	-90.01	2.63	-3.61	Vérifiée
Secondaire	9.42	245.69	-137.8	7.06	-3.67	Vérifiée

Vérification à l'ELS

Etat limite de compression du béton

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

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s(y - d)^2]; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

Tableau.IV.4. Vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Local	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Principale	Appui	-44.94	202742.52	14.67	3.25	15	Vérifiée
	Travée	56.55	186424.14	13.91	4.22	15	Vérifiée
Secondaire	Appui	-53.56	184059.70	15.49	4.50	15	Vérifiée
	Travée	18.30	168634.72	14.57	1.44	15	Vérifiée

Etat limite de déformation

Etat limite de déformation d'après le **BAEL 91** et **CBA 93** la vérification à l'flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}, \quad \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad \text{et} \quad \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Tableau.IV.5. Vérification de l'état limite de déformation.

Poutre	h_t (cm)	b (cm)	L (m)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Principale	50	30	6.2	6.03	$0.080 \geq 0.06$	$0.080 \geq 0.062$	$0.004 \leq 0.01$
Secondaire	45	30	6.2	8.04	$0.072 \geq 0.06$	$0.072 \geq 0.062$	$0.006 \leq 0.01$

Tous les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifiée la flèche.

Remarque

Ferraillage des cas particulier des poutres :

1-poutres secondaires associé au voile**Tableau.IV.6.** Ferraillage des poutres associe au voile

Poutres	Section (cm ²)	Local	comb	M KN.m	V (KN)	A^{\min} cm ²	A^{cal} (cm ²)	$A^{adopté}$ (cm ²)
P.S Sous- sol+RD C1	30x45	Appui	ELUA	-297.18	299.27	6.75	22.85	4HA25+3HA14=24.26
		Travée	ELUA	216.97			15.37	3HA20+3HA16=15.45
P.S RDC2 au 10 ème	30x45	Appui	ELUA	-297.18	299.27	6.7	22.85	3HA25+3HA16 +1HA20=23.90
		Travée	ELUA	216.97			15.37	3HA20+3HA16=15.45

2-Poutres secondaires porteuses dalles d'ascenseur**Tableau.IV.7.** Ferraillage de la poutre porteuse de la dalle d'ascenseur

Poutres	Section (cm ²)	Local	comb	M KN.m	V (KN)	A^{\min} cm ²	A^{cal} (cm ²)	$A^{adopté}$ (cm ²)
P.S 10 ème	30x45	Appui	ELU	- 213.60	287.16	6.75	18.49	3HA16+3HA25=20.76
		Travée	ELU	309.84			29.49	3HA25+3HA20+ 3HA16=30.18

IV.2.5. Schémas de ferrillages

Voire **Annexe : 9**

IV.3. Etude des poteaux

Les poteaux sont sollicités en flexion composée lorsqu'ils sont soumis à :

- ✓ Un moment de flexion M (positif ou négatif) ;
- ✓ Un effort normal N positif (compression) ou négatif (traction) ;
- ✓ Un effort tranchant éventuel V .

Ces efforts sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99/V2003** qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_1 \\ M_{max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A_2 \\ N_{min} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

IV .3.1. Recommandation du RPA99/Version2003

Les armatures longitudinales (**Art 7.4.2.1**)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- ✓ Leur pourcentage minimal sera de 0.8% en zone II
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de (4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement)
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de $40\emptyset$ en I et II
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I et II

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right) \end{array} \right.$$

Avec :

h_e : hauteur d'étage.

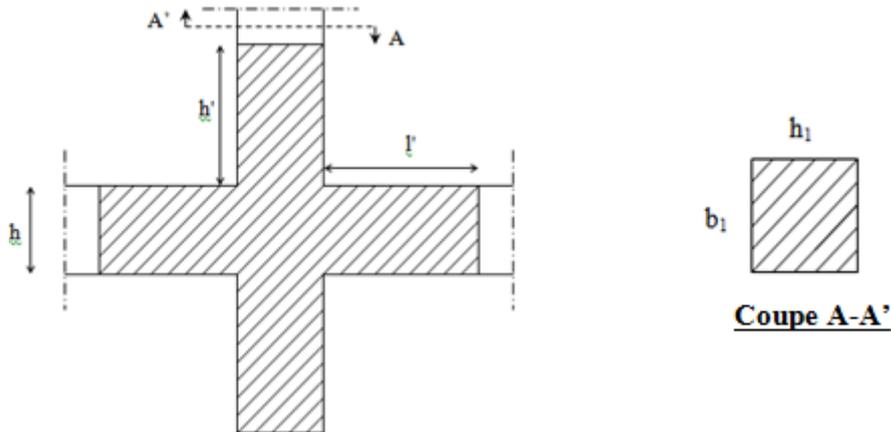


Figure.IV.1. Zone nodale.

Armatures transversales (Art 7.4.2.2)

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

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

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

✓ **Dans la zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \text{ en zone I et II}$$

✓ **Dans la zone courante :**

$$t' \leq 15\phi_l \text{ en zone I et II}$$

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

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

✓ $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$

✓ $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$

La quantité d'armatures transversales minimales

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} \text{ en \% est donnée comme suit}$$

$$A_t = \begin{cases} 0.3\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Tel que :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

λ_g : l'élanement géométrique.

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

Remarque :

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

IV .3.2. Calcul du ferrailage

IV .3.2.1 Ferrailage longitudinal

Calcul du ferrailage

Le ferrailage des poteaux est calculé par les sollicitations de calcul résultant les combinaisons les plus défavorables qui sont tirées directement du logiciel **ETABS 2016**, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Les résultats de ferrillages obtenus avec le logiciel SOCOTEC

Tableau.IV.8. Sollicitations et ferrillages dans les poteaux.

niveau	Section (cm ²)	sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	comb	Type de section	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres
Sous-sol	90×95	N _{max} →M _{cor}	6239.88	20.36	116.88	ELU	SPC	0	68.4	12HA25 +4HA20 = 71.48
		N _{min} →M _{cor}	734.86	234.83		ELUA	SPC	0		

		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	310.04	305.74		ELUA	SPC	5		
RDC1	90×90	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	5477.49	73.42	194.44	ELU	SPC	0	64.8	12HA25 +4HA20 = 71.48
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	292.27	165.25		ELUA	SPC	1.07		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	456.49	387.91		ELUA	SPC	5.56		
RDC2	85×85	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	4733.40	62.62	148.05	ELU	SPC	0	57.8	12HA25 +4HA20 = 71.48
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	98.26	77.58		ELUA	SPC	1.11		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	2750.16	314.17		ELUA	SPC	0		
1+2	80×80	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	4260.62	40.26	499.73	ELU	SPC	0	51.2	12HA20 +4HA25 = 57.34
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	526.54	74.36		ELUA	SPC	0		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	2402.80	363.65		ELUA	SPC	0		
3+4	80×75	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	3388.25	39.76	399.23	ELU	SPC	0	48	16HA20 = 50.27
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	408.42	64.05		ELUA	SPC	0		

		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	2234.81	212.05		ELUA	SPC	0		
5+6	75x75	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	2563.45	38.60	326.37	ELU	SPC	0	45	12HA20 +4HA16 = 45.74
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	292.05	51.35		ELUA	SPC	0		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	1309.64	183.60		ELUA	SPC	0		
7+8	75x70	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	1791.29	35.33	245.07	ELU	SPC	0	42	12HA20 +4HA16 = 45.74
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	130.32	42.94		ELU	SPC	0		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	859.86	163.65		ELUA	SPC	0		
9+10	70x70	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	1107.98	91.71	162.02	ELU	SPC	0	39.2	12HA20 +4HA16 = 45.74
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	3.87	30.02		ELUA	SPC	1.07		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	437.20	126.18		ELUA	SPC	0		
toiture	65x65	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	287.48	123.04	98.30	ELU	SPC	1.68	33.8	4HA20+ 12HA16 = 36.7
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	26.74	29.69		ELUA	SPC	0.85		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	119.18	293.03		ELU	SPC	12.60		

Exemple de calcul

Le calcul de ferrailage se fera pour un seul poteau du SOUS-SOL (95×90) cm² comme exemple de calcul et les autres sont résumés dans le **Tableau.IV.8.**Précédant

Données

Soit : $N_{\min} = 6239.88 \text{ KN}$; $M_{\text{corres}} = 20.36 \text{ kN.m}$

$b = 90 \text{ cm}$; $h = 95 \text{ cm}$; $d = 93 \text{ cm}$;

ELU : $\gamma_b = 1.5$ et $\gamma_s = 1.15$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.0032 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.475 \text{ m} \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieure de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$$

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 20.36 \times 10^{-3} + 6239.88 \times 10^{-3} \left(0.93 - \frac{0.95}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 2.859 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 6239.88 \times 10^{-3}(0.93 - 0.03) - 2.859 = 2.756 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b h f_{bu} = (0.337 \times 0.95 - 0.81 \times 0.03) \times (0.95 \times 0.90) \times 14.2 = 3.591 \text{ MN.m}$$

Donc :

$2.756 < 3.591 \Rightarrow$ Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.859}{0.9 \times (0.93)^2 \times 14.2} = 0.258 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow A' = 0;$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.380 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.788 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 10.42 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -0.0168 \text{ m}^2$$

$$A = 0$$

Donc on ferraille avec le Amin RPA = $0.8\% \times 90 \times 95 = 68.4 \text{ cm}^2$

IV.3.2.2. Vérification du ferrailage transversal

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage transversal des poteaux des différents niveaux :

Tableau.IV.9. Vérification du ferrailage transversal.

Niveau	Sous-sol	Rdc1	Rdc2	1+2	3+4	5+6	7+8	9+10	Toiture
Section (cm ²)	95×90	90×90	85×85	80×80	80×75	75×75	75×70	70×70	65×65
ϕ_t^{min} (cm)	2	2	2	2	2	1.6	1.6	1.6	1.6
l_f (cm)	227	274	262	179	179	179	179	179	179
λ_g	2.52	3.04	3.08	2.23	2.38	2.38	2.55	2.55	2.75
V (KN)	116.88	194.44	148.05	499.73	399.23	326.37	247.07	162.02	98.30
$t_{z,nodale}$ (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10
$t_{z,recouv}$ (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10
P	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
A_t (cm ²)	1.15	2.02	1.63	5.85	4.67	4.07	3.08	2.16	1.41
A_t^{min}	7.2	7.11	6.63	6.4	6	6	5.6	5.6	5.2
A_t^{ado}	8HA12 =9.05	8HA12 =9.05	8HA12 =9.05	8HA12 =9.05	8HA10 =6.28	8HA10 =6.28	8HA10 =6.28	8HA10 =6.28	8HA10 =6.28

IV.3.2.3. Vérifications nécessaires

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 :

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

Avec :

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L'élançement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b} \dots \dots \dots \text{pour une section rectangulaire.}$$

l_f : longueur de flambement.

A_s : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$B_r = (b - 2) \times (h - 2) \Rightarrow$ section réduite du poteau.

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau.IV.10. Vérification au flambement des poteaux.

Niveaux	h (m)	b (m)	l_f (m)	Λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (KN)	N_d (KN)	Observation
Sous-sol	0.95	0.9	2.27	8.72	0.84	71.48	0.81	14683.70	6239.88	vérifiée
Rdc 1	0.9	0,9	2.74	10.53	0.83	71.48	0.77	13894.36	5477.49	vérifiée
Rdc 2	0,85	0,85	2.62	10.66	0.83	71.48	0.68	12511.67	4733.40	vérifiée
1+2	0,80	0,8	1,79	7.74	0.84	57.34	0.60	11005.20	4260.62	vérifiée
3+4	0.80	0.75	1.79	8.25	0.84	50.27	0.56	10176.59	3388.25	vérifiée
5+6	0.75	0.75	1.79	8.25	0.84	45.74	0.53	9577.72	2563.45	vérifiée
7+8	0.75	0.7	1.79	8.84	0.83	45.74	0.49	8849.17	1791.29	vérifiée
9+10	0.70	0.7	1.79	8.84	0.83	45.74	0.46	8388.27	1107.98	vérifiée
Toiture	0.65	0.65	1.79	9.52	0.83	36.70	0.39	7051.72	287.48	vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas risque de flambement.

Vérification des contraintes

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

Nous avons deux cas, pour le RDC, les étages courants du 1-9, nous avons des S.E.C et pour l'étage 10 nous avons une S.P.C.

Pour une section entièrement comprimé la vérification des contraintes ça sera comme suit :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' > 0 \end{cases}$$

Tel que :

$$S = b \times h + 15(A + A') : \text{Section homogénéisée.}$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$

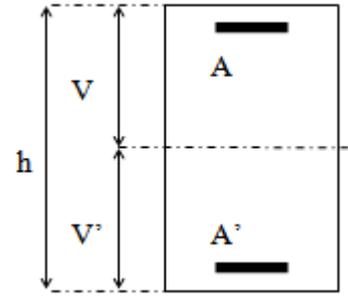


Figure.IV.2. Section d'un poteau.

Les résultats de calcul pour les S.E.C sont regroupés dans le tableau ci-après

Tableau.IV.11. Vérification des contraintes dans les poteaux.

Niveaux	Sous-sol	Rdc1	Rdc2	1+2	3+4	5+6	7+8	9+10	Toiture
Sections (cm ²)	95×90	90×90	85×85	80×80	80×75	75×75	75×70	70×70	65×65
d (cm)	93	87	82	77	77	72	72	67	62
d' (cm)	3	3	3	3	3	3	3	3	3
A (cm ²)	22.78	22.78	22.78	19.24	15.71	14.58	14.58	14.58	12.31
A' (cm ²)	22.78	22.78	22.78	19.24	15.71	14.58	14.58	14.58	12.31
N _{ser} (KN)	4528.51	3984.93	3453.20	3108.06	2471.7 2	1870.3 1	1307.4 6	813.03	211.63
M _{ser} (KN.m)	37.77	82.51	98.17	78.87	61.54	66.05	72.60	78.81	215.48
Type de section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
V (cm)	47.5	45	42.5	40	40	37.5	37.5	35	32.5
V' (cm)	47.5	45	42.5	40	40	37.5	37.5	35	32.5
M _G ^{ser} (KN.m)	37.77	82.51	98.17	78.87	61.54	66.05	72.60	78.81	215.48
I _{yy'} (cm ⁴)	2696055 .72	235874 1.57	209476 1.1	153267 8.4	12203 76	97922 4.01	97917 7.96	847319 .15	595362 .94

S (cm ²)	9233.40	8783.40	7908.4	6977.2	6471.30	6062.40	5687.40	5337.40	4594.30
σ_{bc1} (MPa)	4.90	4.53	4.36	4.45	3.81	3.08	2.29	1.52	0.46
σ_{bc2} (MPa)	4.90	4.53	4.36	4.45	3.81	3.08	2.29	1.52	0.45
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée								

Vérification des contraintes de cisaillements

Selon le **RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Tableau.IV.12. Vérification des contraintes de cisaillements.

Niveaux	Section (cm ²)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sous-sol	95×90	2.52	0.04	93	116.88	0.13	1	Vérifiée
Rdc1	90×90	3.04	0.04	87	194.44	0.24	1	Vérifiée
Rdc2	85×85	3.08	0.04	82	148.05	0.21	1	Vérifiée
1+2	80×80	2.23	0.04	77	499.73	0.81	1	Vérifiée
3+4	80×75	2.38	0.04	77	399.23	0.69	1	Vérifiée
5+6	75×75	2.38	0.04	72	326.37	0.60	1	Vérifiée
7+8	75×70	2.55	0.04	72	247.07	0.49	1	Vérifiée
9+10	70×70	2.55	0.04	67	162.02	0.34	1	Vérifiée
Toiture	65×65	2.75	0.04	62	98.30	0.24	1	Vérifiée

IV.3.2.4. Vérification de la zone nodale

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en

valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de : 1,25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux. Le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

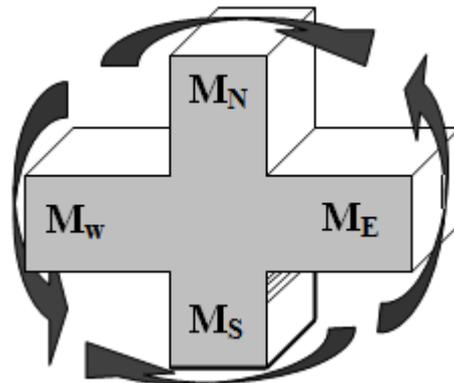


Figure.IV.3. Répartition des moments dans la zone nodale.

Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton ;
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers.

On a: $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$

Avec : $z = 0.9h$, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $\gamma_s = 1.15$ (cas le plus défavorable).

Tableau.IV.13. Moment résistant des poteaux.

Niveaux	poteaux				
	h (m)	z (m ²)	A _s (cm ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
Sous-sol	0.95	0.855	22.78	348	677.79
Rdc1	0.9	0.81	22.78	348	642.12
Rdc2	0,85	0.765	22.78	348	606.49
1+2	0,80	0.72	19.24	348	482.07
3+4	0.80	0.72	15.71	348	393.63
5+6	0.75	0.675	14.58	348	342.48
7+8	0.75	0.675	14.58	348	342.48
9+10	0.70	0.63	14.58	348	319.65
Toiture	0.65	0.585	12.31	348	250.60

Tableau.IV.14. *Moment résistant dans les poutres.*

Niveaux	Local	h (m)	z (m ²)	As (m ²)	σ_s (MPa)	M _R (KN.m)
RDC1 et Sous-sol	P.P	0.5	0.45	6.88	348	107.74
	P.S	0.45	0.405	7.70	348	108.52
Rdc2 et Etages courants	P.P	0.5	0.45	6.88	348	107.74
	P.S	0.45	0.405	9.42	348	132.76
Toiture	P.P	0.5	0.45	4.62	348	72.34
	P.S	0.45	0.405	4.62	348	65.11

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont illustrés dans les tableaux suivant :

Tableau.IV.15. Vérification des zones nodales poutres principales.

Niveaux	Poutres principales						Observation
	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	1,25(M _w +M _e) (KN.m)	
Sous-sol	677.79	677.79	1355.58	107.74	107.74	269.35	vérifiée
Rdc1	606.49	677.79	1284.28	107.74	107.74	269.35	vérifiée
RDC2	482.07	642.12	1124.19	107.74	107.74	269.35	vérifiée
1	482.07	606.49	1088.56	107.74	107.74	269.35	vérifiée
2	393.63	482.07	875.7	107.74	107.74	269.35	vérifiée
3	393.63	482.07	875.7	107.74	107.74	269.35	vérifiée
4	342.48	393.63	736.11	107.74	107.74	269.35	vérifiée
5	342.48	393.63	736.11	107.74	107.74	269.35	vérifiée
6	342.48	342.48	684.96	107.74	107.74	269.35	vérifiée
7	342.48	342.48	684.96	107.74	107.74	269.35	vérifiée
8	319.65	342.48	662.13	107.74	107.74	269.35	vérifiée
9	319.65	342.48	662.13	107.74	107.74	269.35	vérifiée
10	250.60	319.65	570.25	107.74	107.74	269.35	vérifiée
Toiture	250.60	319.65	570.25	72.34	72.34	180.85	vérifiée

Tableau.IV.16. Vérifications des zones nodales poutres secondaires.

Niveaux	Poutres secondaires						Observation
	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	1,25(M _w +M _e) (KN.m)	
Sous-sol	677.79	677.79	1355.58	108.52	108.52	271.3	vérifiée
Rdc1	606.49	677.79	1284.28	108.52	108.52	271.3	vérifiée
RDC2	482.07	642.12	1124.19	132.76	132.76	331.9	vérifiée
1	482.07	606.49	1088.56	132.76	132.76	331.9	vérifiée
2	393.63	482.07	875.7	132.76	132.76	331.9	vérifiée
3	393.63	482.07	875.7	132.76	132.76	331.9	vérifiée
4	342.48	393.63	736.11	132.76	132.76	331.9	vérifiée
5	342.48	393.63	736.11	132.76	132.76	331.9	vérifiée
6	342.48	342.48	684.96	132.76	132.76	331.9	vérifiée
7	342.48	342.48	684.96	132.76	132.76	331.9	vérifiée
8	319.65	342.48	662.13	132.76	132.76	331.9	vérifiée
9	319.65	342.48	662.13	132.76	132.76	331.9	vérifiée
10	250.60	319.65	570.25	132.76	132.76	331.9	vérifiée
Toiture	250.60	319.65	570.25	65.11	65.11	162.77	vérifiée

IV.3.2.5. Ferrailages des poteaux

Voire **Annexe : 9**

IV.4. Etude des voiles

IV.4.1. Définition

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grands par rapport à la troisième appelée épaisseur, d'après le **RPA99 Version2003 (Art 7.7.1)** considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$ (**l**, **a** : respectivement longueur et épaisseur du voile). Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

IV.4.2. Disposition parasismique des voiles

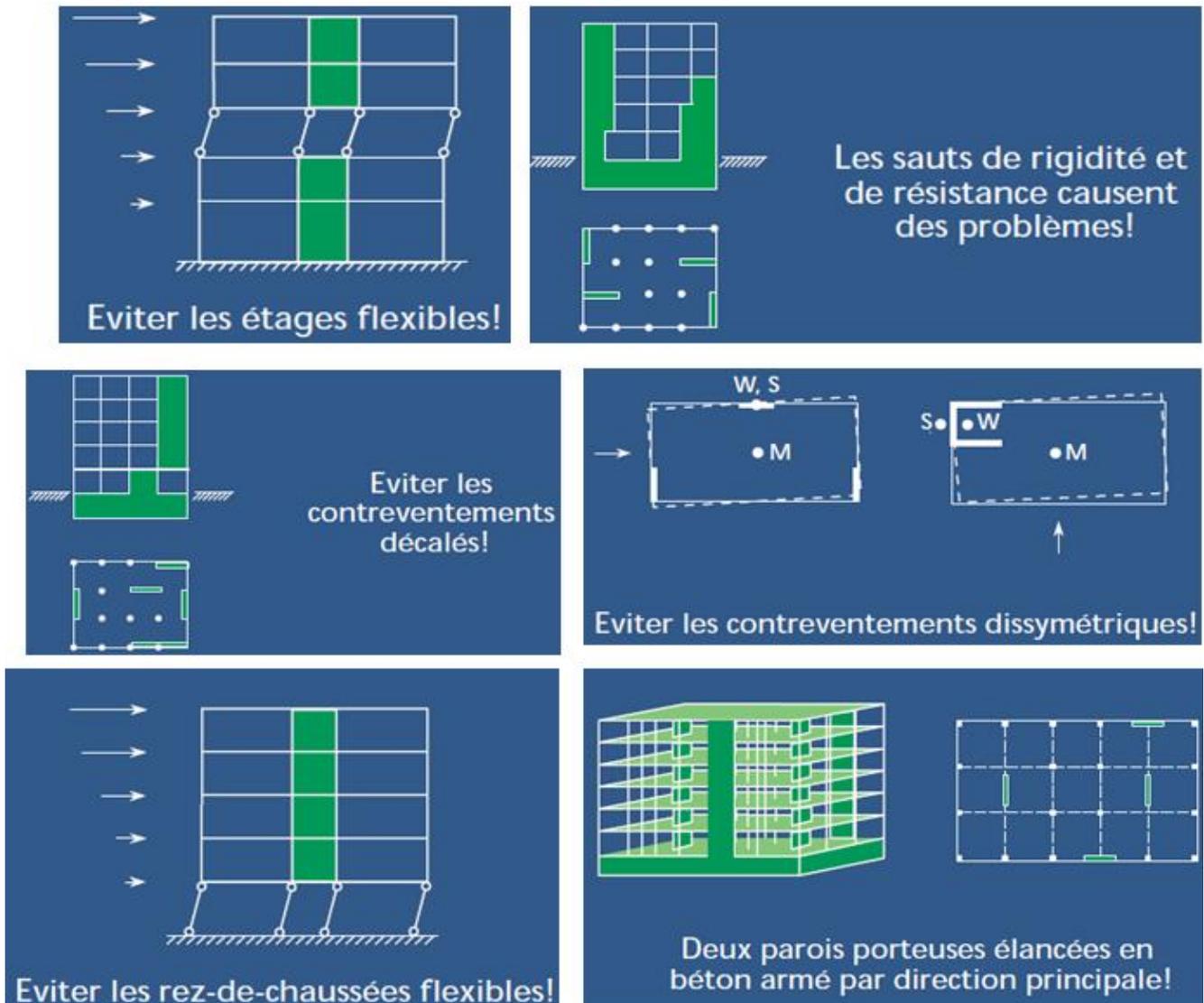


Figure.IV.4. disposition des voiles

Exigence du RPA 99 Version 2003

Le **RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leurs bases, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$ ①
- $G + Q \pm E$ ②
- $0,8G \pm E$ ③

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

- $M_{max} \rightarrow N_{corresp}$
- $N_{max} \rightarrow M_{corresp}$
- $N_{min} \rightarrow M_{corresp}$

IV.4.3. Recommandation du RPA 99 Version2003

Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec :

l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

Règles communes RPA99 version 2003 (Art.7.7.4.3)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - ✓ En zone courante 0,10 %
- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $St \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

1) $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

2) $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec } V = 1,4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

IV.4.4. Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel **Etabs 2016**, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.17. Sollicitations dans le voile Vx1 au sous-sol.

Etage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous-sol	1860.65	119.13	1751.43	1275.1	638.39	378.66	571.56

Ferraillages

Le calcul de ferraillage se fera sous N_{\min} et M_{cor} , à la flexion composée pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera comparée avec la section minimale (A_{\min}) du **RPA99** et le ferraillage choisit est le plus défavorable entre les deux sections.

Données : $N_{\min} = 638.39 \text{ KN}$; $M_{\text{cor}} = 378.66 \text{ KN.m}$.

$l = 3.15 \text{ m}$; $e = 0.2 \text{ m}$; $d = 3.10 \text{ m}$; $d' = 0.05 \text{ m}$.

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{378.66}{638.39} = 0.593 \text{ m} > \frac{l}{2} = \frac{3.15}{2} = 1.57 \text{ m} \Rightarrow N$ Effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieure de la section.

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 378.66 + 638.39 \times \left(3.10 - \frac{3.15}{2}\right) = 1352.44 \text{ KN.m}$$

$$= 1.352 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.352}{0.2 \times (3.10)^2 \times 18.48} = 0.038$$

$$\mu_{bu} = 0,038 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.048$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 3.10(1 - 0.4 \times 0.048) = 3.03 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.352}{3.03 \times 400} = 11.15 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 11.15 \times 10^{-4} - \frac{638.39 \times 10^{-3}}{400} = -4.83 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc $A_s = 0 \text{ cm}^2$

Détermination des longueurs (tendue et comprimée)

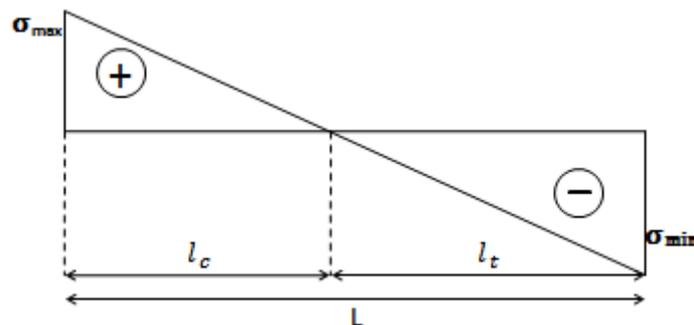


Figure.IV.5. Schémas des contraintes.

On a :

$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V \quad \text{soit} \quad \begin{cases} \sigma_{max}, \sigma_{min} > 0 \rightarrow SEC; \\ \sigma_{max}, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SET; \\ \sigma_{max} > 0, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SPC. \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{638.39 \times 10^{-3}}{3.15 \times 0.2} + \frac{378.66 \times 10^{-3}}{0.52} \times 1.575 = 2.16 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{638.39 \times 10^{-3}}{3.15 \times 0.2} - \frac{378.66 \times 10^{-3}}{0.52} \times 1.575 = -0.13 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour éviter tous risques de changement de signe et contraintes sur les différentes combinaisons, la zone tendue calculée avec les extrémités du voile, le voile sera donc ferrailier symétriquement.

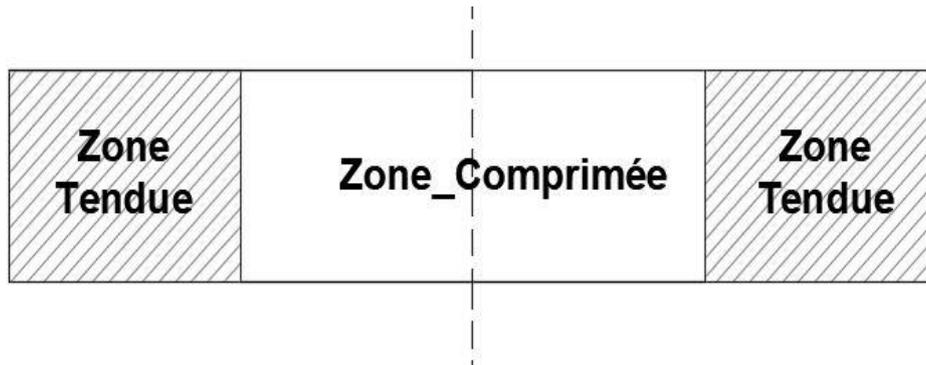


Figure.IV.6. Zone tendue et courante dans les voiles.

Donc :

$$\begin{cases} l_t = 0.21 \text{ m} \\ l_c = 2.73 \text{ m} \end{cases}$$

Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante)

On a :

$$\begin{cases} A_{min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(20 \times 21) = 0.84 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{Z.C} = 0.10\%(e \times l_c) = 0.10\%(20 \times 273) = 5.46 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Armatures minimales dans tout le voile

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(20 \times 315) = 9.45 \text{ cm}^2$

Espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures horizontales

Rôle des armatures verticales :

- Reprendre l'effort tranchant ;
- Empêcher le flambement.

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 571.56 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3.10} = 1.29 \text{ MPa}$$

Espacement des barres horizontales

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

On opte : $S_t = 20 \text{ cm}$

Donc :

$$A_h = \frac{1.29 \times 0.2 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 1.61 \text{ cm}^2$$

Tableau.IV.18. Ferrailage du voile Vx1.

Voile Vx1					
Section	Sous-sol	Rdc1+Rdc2	Etage 1-2-3-4	Etage 5-6-7-8	Etage 9-10
l(m)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
e(m)	0,2	0.2	0.2	0.2	0.2
N(KN)	638.39	607.23	675.70	233.28	33.44
M(KN.m)	378.76	673.60	9.57	3.64	4.82
d (m)	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10
V(KN)	571.56	602.04	444.42	239.66	378.48
τ (MPa)	1.290	1.35	1	0.54	0.85
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	0	0	0	0	0
A^{min} (cm ²)	9.45	9.45	9.45	9.45	9.45
I (m ⁴)	0.52093125	0.52093125	0.52093125	0.52093125	0.52093125
v(m)	1.575	1.575	1.575	1.575	1.575
σ_1 (MPa)	2.16	3	1.10	0.38	0.067
σ_2 (MPa)	-0.13	-1.07	1.04	0.35	0.038
l_t (m)	0.18	0.82	1.53	1.51	1.14
l_c (m)	2.79	1.49	0.08	0.13	0.85
A_{tendu}^{min} (cm ²)	0.72	2.84	1.96	1.80	5.16
		3.46	4.34	4.50	1.14
S_t (m)	0.2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v \text{ face}}^{adopté}$ (cm ²)	16HA10=12.57	16HA10=12.57	16HA10=12.57	16HA10=12.57	16HA10=12.57
S_t (m)	0.2	0,2	0,2	0,2	0,2
A_h^{cal} (cm ²)	1.61	1.69	1.25	0.67	1.06
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adopté}$ (cm ²)	2HA12=2.26	2HA12=2.26	2HA10=1.57	2HA10=1.57	2HA10=1.57

Tableau.IV.19. Ferrailage de voile Vx2.

Voile Vx2					
Section	Sous-sol	Rdc1+Rdc2	Etage 1-2-3-4	Etage 5-6-7-8	Etage 9-10
l(m)	2	2	2	2	2
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
N(KN)	644.38	902.98	675.81	234.52	65.50
M(KN.m)	651.47	648.98	342.30	173.88	189.82
d (m)	1.95	1.95	1.95	1.95	1.95
V(KN)	223.50	346.90	272.62	239.66	157.25
τ (MPa)	2.05	2.16	2.59	0.86	1.35
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	0.89	0	0	0	0
$A^{min}(cm^2)$	6	6	6	6	6
$I(m^4)$	0.1333333	0.1333333	0.1333333	0.1333333	0.1333333
$v(m)$	1	1	1	1	1
σ_1 (MPa)	6.5	8.39	5.92	2.19	5.38
σ_2 (MPa)	-3.27	-5.14	-4.21	-1.32	-4.43
l_t (m)	0.67	0.75	0.83	0.75	0.90
l_c (m)	0.66	0.48	0.33	0.49	0.19
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	2.67	3.03	3.32	3	3.61
$A_{comprimée}^{min}(cm^2)$	5.58	0.96	0.67	0.99	0.38
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{\frac{v}{face}}^{adopté}(cm^2)$	4HA10+9HA 8=7.16	4HA10+9HA 8=7.16	4HA10+9HA 8=7.16	4HA10+9HA 8=7.16	4HA10+9HA 8=7.16
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal}(cm^2)$	2.56	2.70	1.99	1.07	1.69
$A_h^{min}(cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adopté}(cm^2)$	2HA14=3.08	2HA14=3.08	2HA12=2.26	2HA10=1.57	2HA10=1.57

Tableau.IV.20. Ferrailage de voile Vx3.

Voile Vx3					
Section	Sous-sol	Rdc1+Rdc2	Etage 1-2-3-4	Etage 5-6-7-8	Etage 9
l(m)	1.5	1.5	1,5	1,5	1,5
e(m)	0,2	0.2	0.2	0.2	0.2
N(KN)	400.52	387.40	222.05	28.51	13.26
M(KN.m)	354.42	466.25	167.93	113.66	133.45
d (m)	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45
V(KN)	125.55	235.60	138.51	138.15	138.15
τ (MPa)	0.60	1.13	0.66	0.66	0.66
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	1.41	3.66	0.11	1.59	2.12
A^{min} (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
I (m ⁴)	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625
v (m)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
σ_1 (MPa)	6.06	10.04	2.97	1.61	1.82
σ_2 (MPa)	-3.39	-7.45	-1.49	-1.42	-1.73
l_t (m)	0.53	0.63	0.50	0.70	0.73
l_c (m)	0.42	0.22	0.49	0.09	0.03
A_{tendu}^{min} (cm ²)	2.15	2.55	2	2.81	2.92
$A_{comprimée}^{min}$ (cm ²)	5.58	0.44	0.99	0.18	0.07
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{\frac{v}{face}}^{adopté}$ (cm ²)	4HA10+6HA8= 6.16	4HA10+6HA8=6.16	4HA10+6HA8=6.16	4HA10+6HA8=6.16	4HA10+6HA8=6.16
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A_h^{cal} (cm ²)	0.75	1.42	0.83	0.83	0.83
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adopté}$ (cm ²)	2HA10=1.57	2HA10=1.57	2HA10=1.57	2HA10=1.57	2HA10=1.57

Tableau.IV.21. Ferrailage de voile Vy1

Voile Vy1					
Section	Sous-sol	Rdc1+Rdc2	Etage 1-2-3-4	Etage 5-6-7-8	Etage 9
l(m)	3	3	3	3	3
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
N(KN)	221.14	570.62	451.77	158.41	497.11
M(KN.m)	1665.09	1112.12	418.51	267.72	125.10
d (m)	2.95	2.95	2.95	2.95	2.95
V(KN)	344	593.97	411.64	364.56	280.04
τ (MPa)	0.81	1.40	0.97	0.86	0.66
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	11.85	2.65	0	0.25	0
A^{min} (cm ²)	9	9	9	9	9
I (m ⁴)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
v (m)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
σ_1 (MPa)	5.91	4.65	2.14	1.15	1.24
σ_2 (MPa)	-5.18	-2.75	-0.64	-0.62	0.41
l_t (m)	1.40	1.11	0.69	1.05	0.74
l_c (m)	0.19	0.77	1.61	0.89	1.50
A_{tendu}^{min} (cm ²)	5.60	4.45	2.76	4.20	2.98
$A_{comprimée}^{min}$ (cm ²)	5.58	1.54	3.23	1.79	3.01
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{v\ face}^{adopté}$ (cm ²)	4HA12+11HA10=1 3.16	15HA10=11 .78	15HA10=11 .78	15HA10=11 .78	15HA10=11 .78
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
A_h^{cal} (cm ²)	1.02	1.76	1.22	1.08	0.83
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adopté}$ (cm ²)	2HA12=2.26	2HA12=2.2 6	2HA10=1.5 7	2HA10=1.5 7	2HA10=1.5 7

Tableau.IV.22. Ferrailage de voile Vy2

Voile Vy2					
Section	Sous-sol	Rdc1+Rdc2	Etage 1-2-3-4	Etage 5-6-7-8	Etage 9
l(m)	2	2	2	2	2
e(m)	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15
N(KN)	317.96	450.62	330.10	63.02	244.09
M(KN.m)	659.02	377.29	95.91	28.16	239.13
d (m)	1.95	1.95	1.95	1.95	1.95
V(KN)	190.03	230.56	220.06	202.99	192.01
τ (MPa)	0.68	0.82	0.78	0.72	0.68
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	4.82	0	0	0	0
A^{min} (cm ²)	6	6	6	6	6
I (m ⁴)	0.133333	0.133333	0.133333	0.133333	0.133333
v (m)	1	1	1	1	1
σ_1 (MPa)	5.73	3.95	1.54	0.36	2.40
σ_2 (MPa)	-4.14	-1.70	0.1	-0.05	-1.18
l_t (m)	0.83	0.6	0.12	0.24	0.65
l_c (m)	0.32	0.79	1.75	1.51	0.68
A_{tendu}^{min} (cm ²)	3.35	2.40	0.48	0.97	2.63
$A_{comprimée}^{min}$ (cm ²)	5.58	1.59	3.51	3.02	1.36
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_v^{adopté}$ (cm ²) face	4HA10+9HA 8=7.16	4HA10+9HA 8=7.16	4HA10+9HA 8=7.16	4HA10+9HA 8=7.16	4HA10+9HA 8=7.16
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A_h^{cal} (cm ²)	0.85	1.03	0.98	0.91	0.86
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adopté}$ (cm ²)	2HA10=1.57	2HA10=1.57	2HA10=1.57	2HA10=1.57	2HA10=1.57

Tableau.IV.23. Ferrailage de voile Vy3

Voile Vy3					
Section	Sous-sol	Rdc1+Rdc2	Etage 1-2-3-4	Etage 5-6-7-8	Etage 9
l(m)	2	2	2	2	2
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
N(KN)	119.55	386.38	175.96	24.86	20.95
M(KN.m)	723.47	164.63	173.27	90.71	115.05
d (m)	1.95	1.95	1.95	1.95	1.95
V(KN)	207.45	249.85	164.17	141.31	70.56
τ (MPa)	0.74	0.89	0.58	0.50	0.25
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	8.08	0	0	0.83	1.19
A^{min} (cm ²)	6	6	6	6	6
I (m ⁴)	0.133333	0.133333	0.133333	0.133333	0.133333
ν (m)	1	1	1	1	1
σ_1 (MPa)	5.72	2.20	1.73	0.74	0.91
σ_2 (MPa)	-5.12	-0.26	-0.85	-0.61	-0.81
l_t (m)	0.94	0.21	0.65	0.90	0.94
l_c (m)	0.12	1.58	0.7	0.19	0.11
A_{tendu}^{min} (cm ²)	3.77	0.84	2.63	3.61	3.76
$A_{comprimée}^{min}$ (cm ²)	5.58	3.15	1.36	0.38	0.23
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{v \text{ face}}^{adopté}$ (cm ²)	13HA10=1 0.21	4HA10+9HA8 =7.16	4HA10+9HA8 =7.16	4HA10+9HA8 =7.16	4HA10+9HA8 =7.16
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
A_h^{cal} (cm ²)	0.93	1.12	0.73	0.63	0.31
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adopté}$ (cm ²)	2HA10 = 1.57	2HA10=1.57	2HA10=1.57	2HA10=1.57	2HA10=1.57

IV.5. Schéma de ferrailage

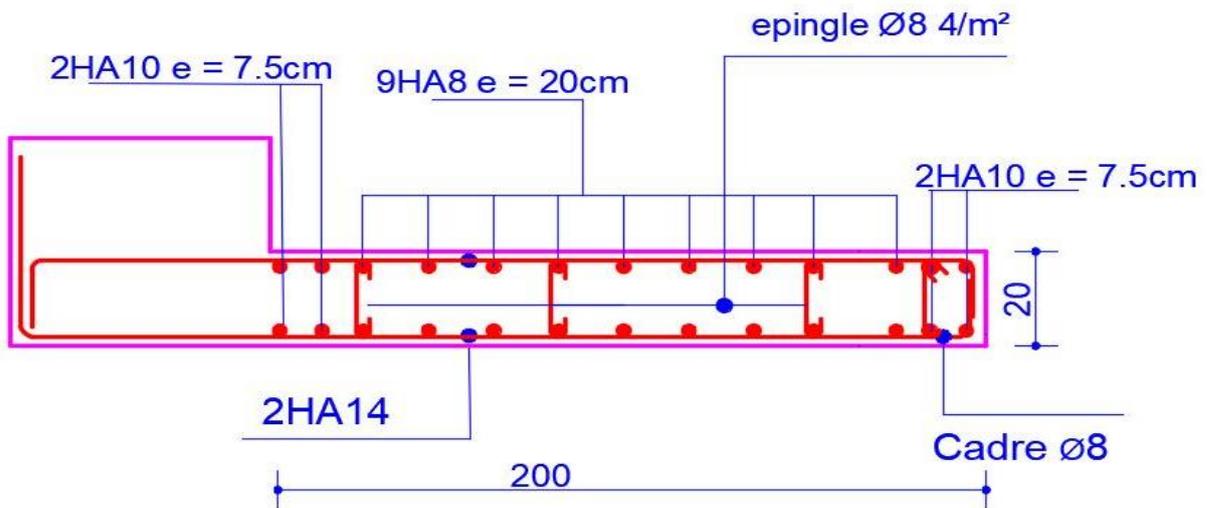


Figure.IV.7. Schéma de ferrailage de voile Vx2 de sous-sol + RDC1 et 2

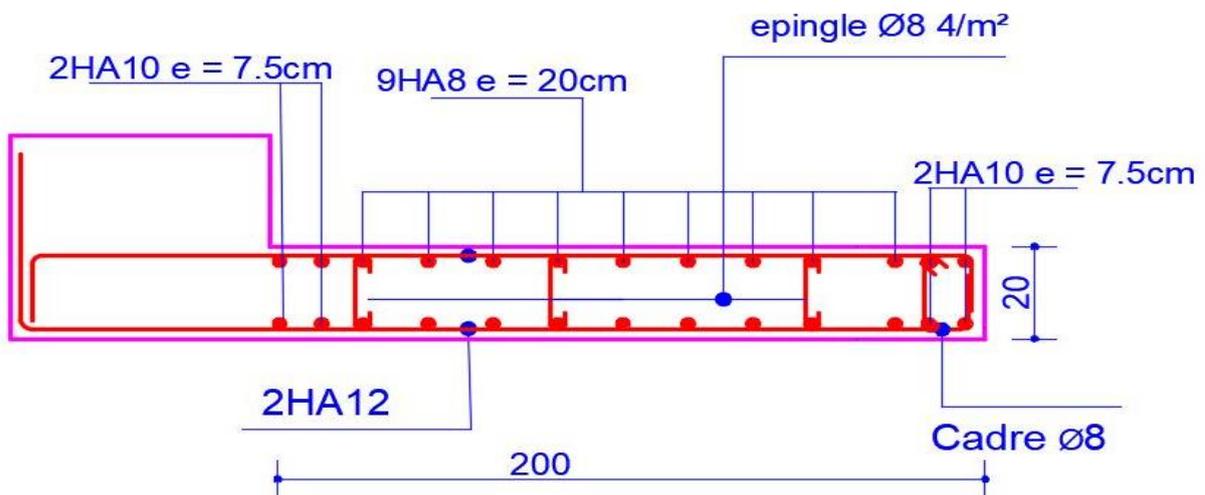


Figure.IV.8. Schéma de ferrailage de voile Vx2 de niveaux 1, 2, 3 et 4

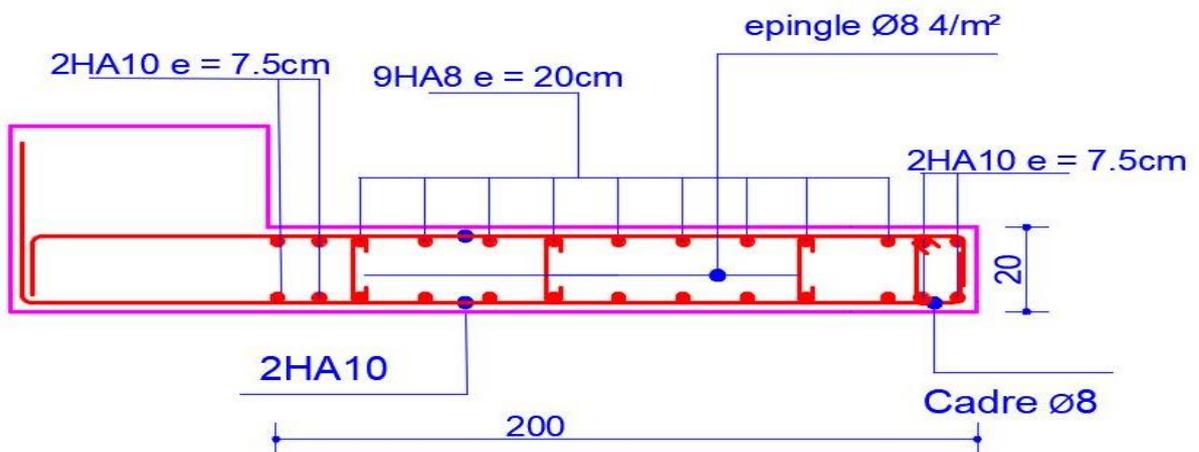
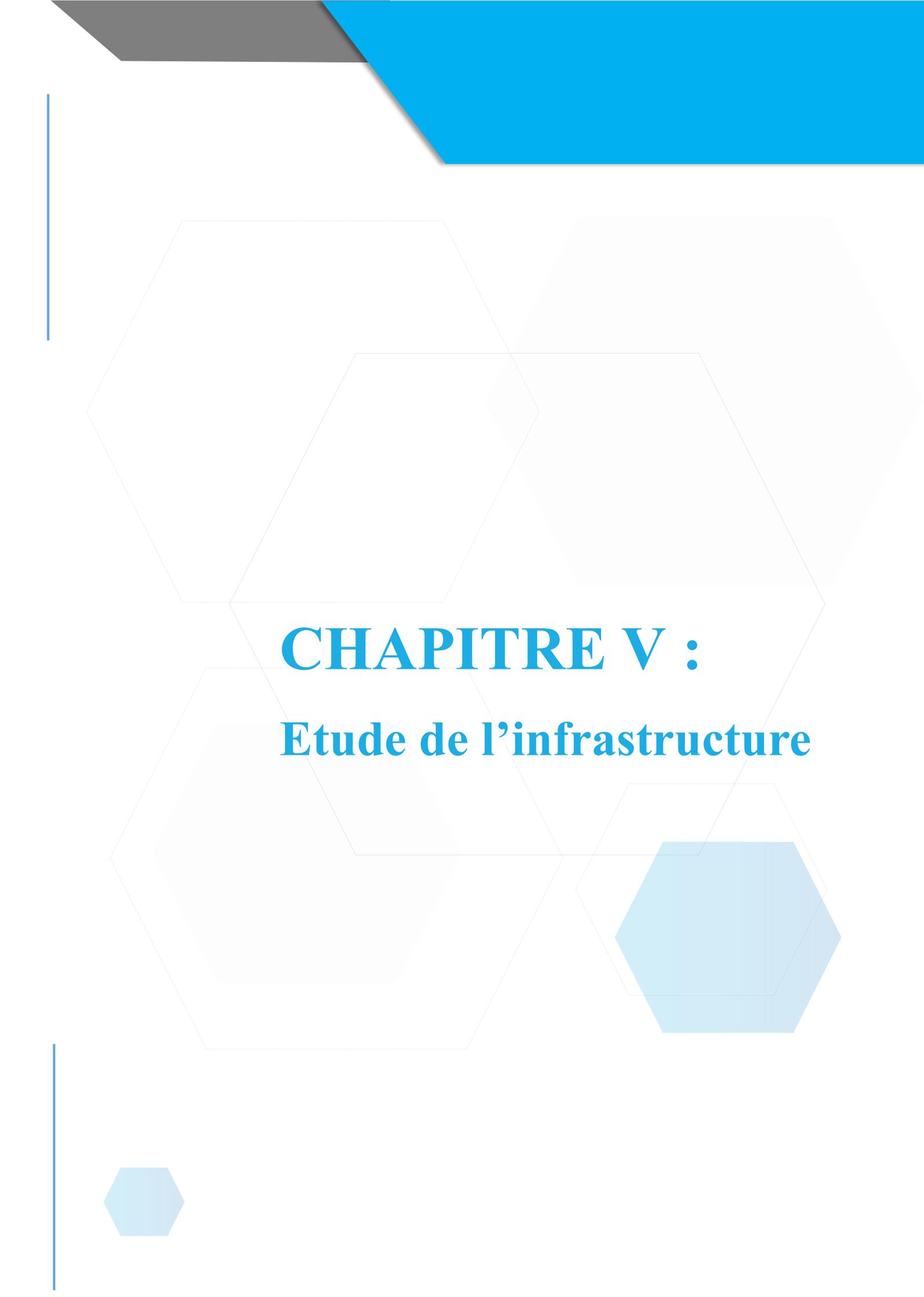


Figure.IV.9. Schéma de ferrailage de voile Vx2 de niveaux 5 au 10

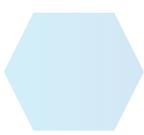
IV.5. Conclusion

Après l'étude des éléments porteurs on constate que

- Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations.
- Ils sont ferrailés souvent par le minimum du RPA, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques.
- Les exigences du **RPA** valorisent la sécurité par rapport à l'économie.



CHAPITRE V :
Etude de l'infrastructure



V.1. Introduction

Les fondations sont des ouvrages de transition destinés à transmettre au sol dans de bonnes conditions les charges permanentes et les charges variables d'une construction. Elles doivent être stables, c'est-à-dire qu'elles ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage. Des tassements uniformes sont admissibles dans certaines mesures mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage car les fondations constituent une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découlent sa bonne tenue.

Les différents types de fondations

Des fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier général) sont réalisées lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur. Lorsque ces couches sont à une grande profondeur, des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux) devront être réalisées.

V.2. Choix du type des fondations

Le choix du type de fondation dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol ;
- ✓ La charge à transmettre au sol ;
- ✓ La dimension des trames ;
- ✓ La profondeur d'ancrage.

Pour le choix de type de fondation pour notre ouvrage on doit vérifier dans l'ordre suivant :

1. Les semelles isolées ;
2. Les semelles filantes ;
3. Le radier général.

Et enfin, on opte le choix qui convient la structure et le sol.

V.3. Etude des fondations

Combinaisons de calcul

D'après le **RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées, sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

V.3.1. Vérification de la semelle isolée

En premier lieu, on propose des semelles isolées donc la vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \textcircled{1}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N : l'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel **ETABS 2016**.

$$N = 4610.9051 \text{ KN}$$

S : surface d'appui de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bar}$

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{A}{a} b \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

Avec :

a, b : dimensions d'avant poteau.

On remplace $\textcircled{2}$ dans l'équation $\textcircled{1}$ on trouve :

$$A \geq \sqrt{\frac{N \times a}{\bar{\sigma}_{sol} \times b}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{4610.90 \times 0.95}{150 \times 0.90}}$$

$$\Rightarrow A \geq 5.69 \text{ m}$$

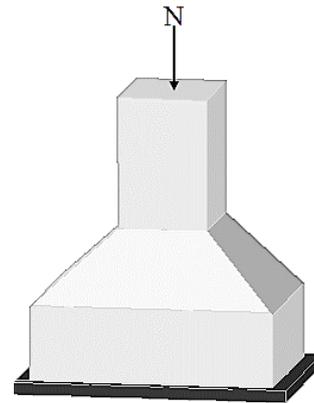


Figure.V.1. Semelle isolée.

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 3.05 m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

V.3.2. Vérification de la semelle filante

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons en utilisant le logiciel **ETABS 2016**, pour tirer les efforts normaux situé sous les files des portiques.

D'après les résultats obtenus on constate que la file numéro **5** est la plus sollicitée.

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

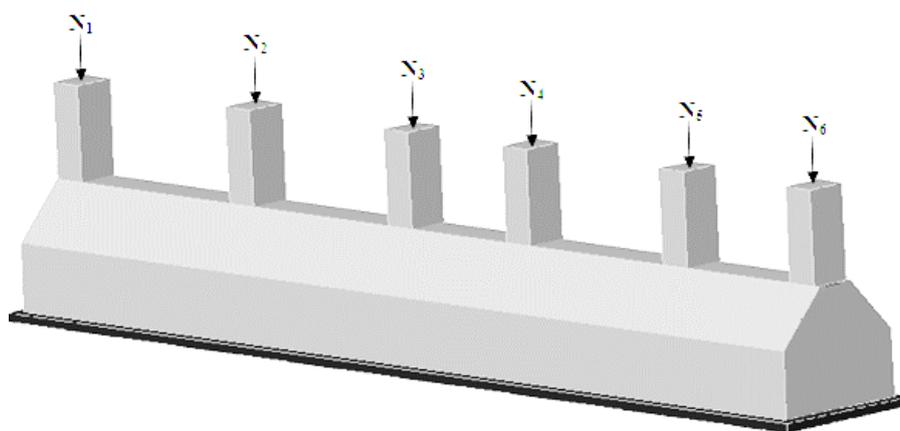


Figure.V.2. Semelle filante.

$$\begin{cases} N_1 = 3473.7427 \text{ KN} \\ N_2 = 1247.0038 \text{ KN} \\ N_3 = 4184.9416 \text{ KN} \\ N_4 = 4610.9051 \text{ KN} \\ N_5 = 4567.4474 \text{ KN} \\ N_6 = 3239.1344 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \sum_{i=1}^6 N_i = 21323.175 \text{ KN}$$

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante :

Données : $L = 25.30 \text{ m}$; $N = 21323.175 \text{ KN}$; $\sigma_{sol} = 150 \text{ KPa}$

On a :

$$S_{Semelle} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{21323.175}{150 \times 25.30} \Rightarrow B \geq 5.61 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3.05 m, on remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles filantes, ce type de fondations ne convient pas aussi à notre cas.

Donc on opte pour un radier général.

V.4. Etude du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les piliers de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

V.4.1. Pré dimensionnement

Condition de coffrage

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \end{cases}$$

Avec :

h_r : hauteur de la dalle.

h_t : hauteur des nervures.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{max} = 620 \text{ cm}$).

Donc :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{620}{20} = 31 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{620}{10} = 62 \text{ cm} \end{cases}$$

Condition de rigidité :

On dit qu'un radier est rigide si :

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \end{cases}$$

Avec :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

K : coefficient de raideur du sol (pour un sol moyen $K = 4 \times 10^7 \text{ KN/m}^3$).

On a :

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 \text{ sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très bon sol} \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur de la semelle.

I : moment d'inertie de la semelle ;

Soit :
$$I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

Avec :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (6.2)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 96.7 \text{ cm}$$

D'où : $h_t = 100 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3.216 \times 10^7 \times (1)^3}{3 \times 4 \times 10^4}} = 4.05 \text{ m}$$

$$L_{max} = 6.20 \leq \frac{\pi}{2} \times 4.05 = 6.36 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Calcul de la surface du radier :

On a : $N = 70314.8463 \text{ KN}$

Soit :

$$S_{radier} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{70314.8463}{150} = 468.76 \text{ m}^2$$

On prend : $S_{radier} = S_{batiment} = 483.23 \text{ m}^2$ on a pas besoin de débord

Les dimensions du radier sont :

$$\begin{cases} \text{hauteur de la nervure } h_t = 100 \text{ cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 40 \text{ cm} \\ \text{enrobage } d' = 5 \text{ cm} \\ \text{la surface du radier } S_{rad} = 483.23 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

V.4.2. Les vérifications nécessaires

Vérification des contraintes dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{sol} = 0.15 \text{ MPa}$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

En utilisant, le programme « **SOCOTEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} I_x = 14690.60 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 12.65 \text{ m} \\ I_y = 25775.90 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 9.55 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_x = 64.015 \text{ MN.m} ; M_y = 69.234 \text{ MN.m}$$

Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

Sens X-X :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{70.314}{483.23} + \frac{64.015}{14690.6} \times 9.55 = 0.187 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{70.314}{483.23} - \frac{64.015}{14690.6} \times 9.55 = 0.103 \text{ MPa} \end{cases}$$

On trouve :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.187 + 0.103}{4} = 0.166 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.15 \text{ MPa}$$

En remarque que la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens X-X.

Sens Y-Y :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{70.314}{483.23} + \frac{69.234}{25775.90} \times 12.65 = 0.1794 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{70.314}{483.23} - \frac{69.234}{25775.90} \times 12.65 = 0.1115 \text{ MPa} \end{cases}$$

On obtient donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.1794 + 0.1115}{4} = 0.1624 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.15 \text{ MPa}$$

Dans ce sens aussi la contrainte n'est pas vérifiée.

Donc on opte pour un débord dans les deux sens comme suit : $L_x = 1.45 \text{ m}$ et $L_y = 1.45 \text{ m}$,

les vérifications sont résumés dans le tableau suivant : voir **(Figure.V.7)**

Tableau.V.1. Vérification nécessaire pour les débords

Sens	S_{rad} (m ²)	I (m ⁴)	G (m)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{moy} (MPa)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (MPa)	observations
x-x	549.71	19345.40	13.37	0.16	0.09	0.144	0.15	Vérifiée
y-y	549.71	32779.50	10.28	0.15	0.09	0.142	0.15	Vérifiée

Vérification au cisaillement :

Soit :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2S_{rad}} = \frac{70314.8463 \times 6.20}{2 \times 549.71} = 396.53 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{396.53 \times 10^{-3}}{1 \times 2.5} = 0.158 \text{ m}$$

On prend : $d = 25 \text{ cm}$ **Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

 N_d : effort normale. h_t : hauteur total de radier. U_c : Périmètre du contour au niveau de la fouille moyenne.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (95×90) cm², le périmètre d'impacte U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2(A + B)$

Tel que :

$$A = a + h_t = 0.95 + 1 = 1.95 \text{ m}$$

$$B = b + h_t = 0.90 + 1 = 1.90 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } U_c = 7.41 \text{ m}^2 \text{ et } N_d = 6239.8824 \text{ KN}$$

$$N_d = 6.239 \text{ MN} > 0.045 \times 7.41 \times 1 \times \frac{25}{1.5} = 5.55 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

Vérification de la poussée hydrostatique

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1.15$) ;

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment $H = 4.5$ m

S_{rad} : Surface du radier ($S_{rad} = 549.71$ m²) ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10$ KN/m³).

$$N = 70314.8463 \text{ KN} \geq 1.15 \times 4.50 \times 549.71 \times 10 = 28447.49 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ **Sens X-X**

$$e = \frac{64.015}{70.3148463} = 0.91 < \frac{26.95}{4} = 6.73 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ **Sens Y-Y**

$$e = \frac{69.234}{70.3148463} = 0.98 < \frac{20.55}{4} = 5.13 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

V.4.3. Ferrailage du radier

Calcul des sollicitations

$$\text{On a: } Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

✓ **Calcul du poids de radier**

$$P_{rad} = h_r \times \gamma_b \times S_{rad} = 0.4 \times 25 \times 549.71 = 5497.1 \text{ KN}$$

✓ **Calcul du poids de la nervure**

$$\begin{aligned} P_{ner} &= b_{a.pot} \times \gamma_b \times h_t \times L_{ner} = 0.95 \times 25 \times 1 \times 241.95 \\ &= 5746.31 \text{ KN} \end{aligned}$$

Avec :

N_u : l'effort normal ultime donné par la structure.

On a :

$$\begin{cases} N_u^{cal} = 96604.7351 \text{ KN} \\ N_{rad} = 5497.1 \text{ KN} \\ N_{ner} = 5746.31 \text{ KN} \end{cases}$$

$$N_u = N_u^{cal} + 1.35(N_{rad} + N_{ner}) = 111783.34 \text{ KN}$$

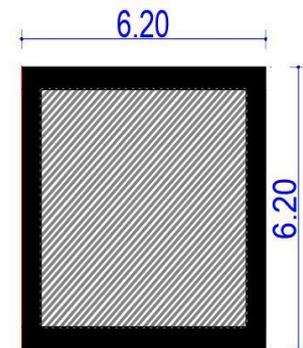


Figure.V.3. Le panneau le plus sollicité du radier.

Donc :

$$Q_u = \frac{111783.34}{549.71} = 203.34 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité On a:

$$\begin{cases} l_x = 6.2 - 0.9 = 5.3 \text{ m} \\ l_y = 6.2 - 0.95 = 5.25 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{l_y}{l_x} = \frac{5.25}{5.3} = 0.99 > 0.4$$

\Rightarrow la dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0.99 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0376 \\ \mu_y = 0.9771 \end{cases}$$

Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0376 \times 203.34 \times 5.30^2 = 214.76 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.9771 \times 214.76 = 209.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 214.76 = 182.54 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 209.84 = 178.36 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 214.76 = -107.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times h) = (1 \times 0.4) \text{ m}^2$.

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.V.2. Tableau du ferrailage de radier.

Localisation		M_s (KN.m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	A_{adop} (cm^2/ml)	Nombre de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	182.54	15.91	3.216	18.10	9HA16	12
	y-y	178.36	15.52	3.2	18.10	9HA16	12
Appui		-107.38	9.12	3.216	12.06	6HA16	18

✓ Condition de non fragilité

$$\text{On a: } \begin{cases} \rho = 0.99 > 0.4 \\ e = 40 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.99}{2}\right) \times 0.4 \times 1 = 3.216 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 1 \times 0.4 = 3.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Vérifications à l'ELS

$$\text{On a: } Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$$N_s = N_s^{cal} + N_{rad} + N_{ner} = 81558.25 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } Q_s = \frac{81558.25}{549.71} = 148.36 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des moments isostatiques

$$\text{On a: } \rho = 0.99 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0449 \\ \mu_y = 0.9847 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 187.12 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 184.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 159.052 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 156.612 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -93.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes**Tableau.V.3.** Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	159.052	11.34	200593.62	8.99 < 15	vérifiée	281.45 > 201.63	N.vérifiée
	y-y	156.612	11.34	200593.62	8.85 < 15	vérifiée	277.14 > 201.63	N.vérifiée
Appui		-93.56	9.59	146200.49	6.14 < 15	vérifiée	243.93 > 201.63	N.vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Tableau.V.4. Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t (cm)
Travée	x-x	159.052	6	0.433	26.34	29.45	6HA25	15
	y-y	156.612	6	0.433	26.34	29.45	6HA25	15
Appui		-93.56	4	0.332	14.91	18.85	6HA20	15

Vérification des espacements

La fissuration est nuisible, donc pour les deux sens on a :

$$S_t \leq \min(2.5h_r; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$$

Schéma de ferrailage :

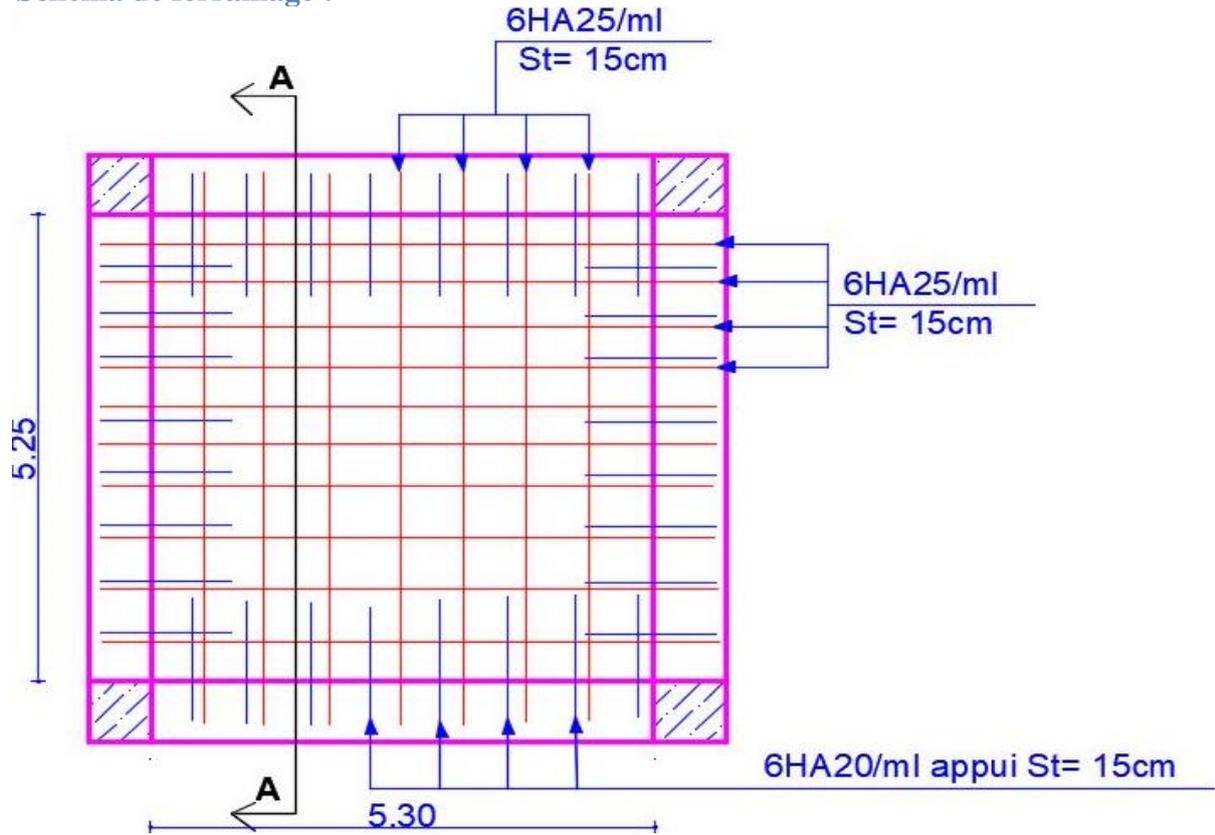


Figure.V.4. Ferrailage du radier.

Coupe A-A

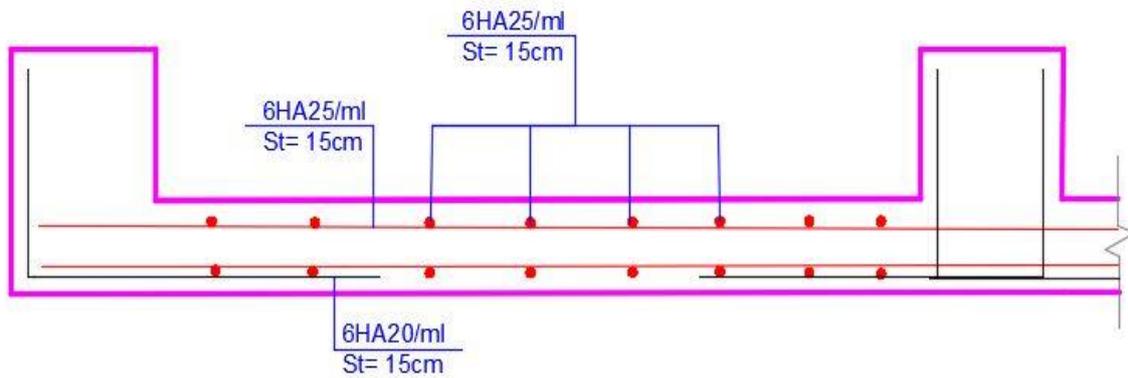


Figure.V.5. Coupe A-A de ferrailage du radier

V.4.4. Ferrailage du débord

$$M_U = -\frac{Q_u \times l^2}{2} = -147.42 \text{ Kn. m}$$

Les armatures nécessaires pour le débord sont mentionnées dans le tableau suivant

Tableau .V.5. Section d'armateur du débord

Mu (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t (cm)	A _r (cm ² /ml)	A _r adop (cm ² /ml)
-213.76	18.84	4.23	18.85	6HA20	18	1.50	6HA10

Vérification a L'ELS

$$M_s = -\frac{Q_s \times l^2}{2} = -155.96 \text{ Kn. m}$$

Tableau.V.6. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation	M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Obs
Travée	-155.96	11.52	206843.8	8.69 < 15	vérifiée	265.53 > 201.6	N.vérifié

On remarque que la contrainte de traction dans l'acier n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit

Tableau.V.7. Section d'armateur du débord à l'ELS

Localisation	M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t (cm)
Travée	-155.96	6	0.414	25.63	34.56	7HA25	15

Schéma de ferrailage débord

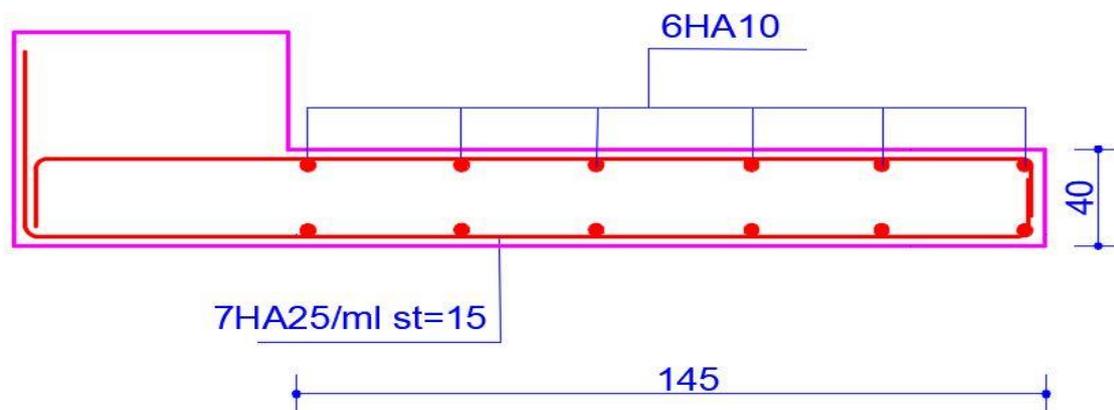


Figure.V.6. Ferrailage de débord

V.5. Etude des nervures

Les nervures sont des sections en Té renversé, servent d'appuis pour la dalle du radier et la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :

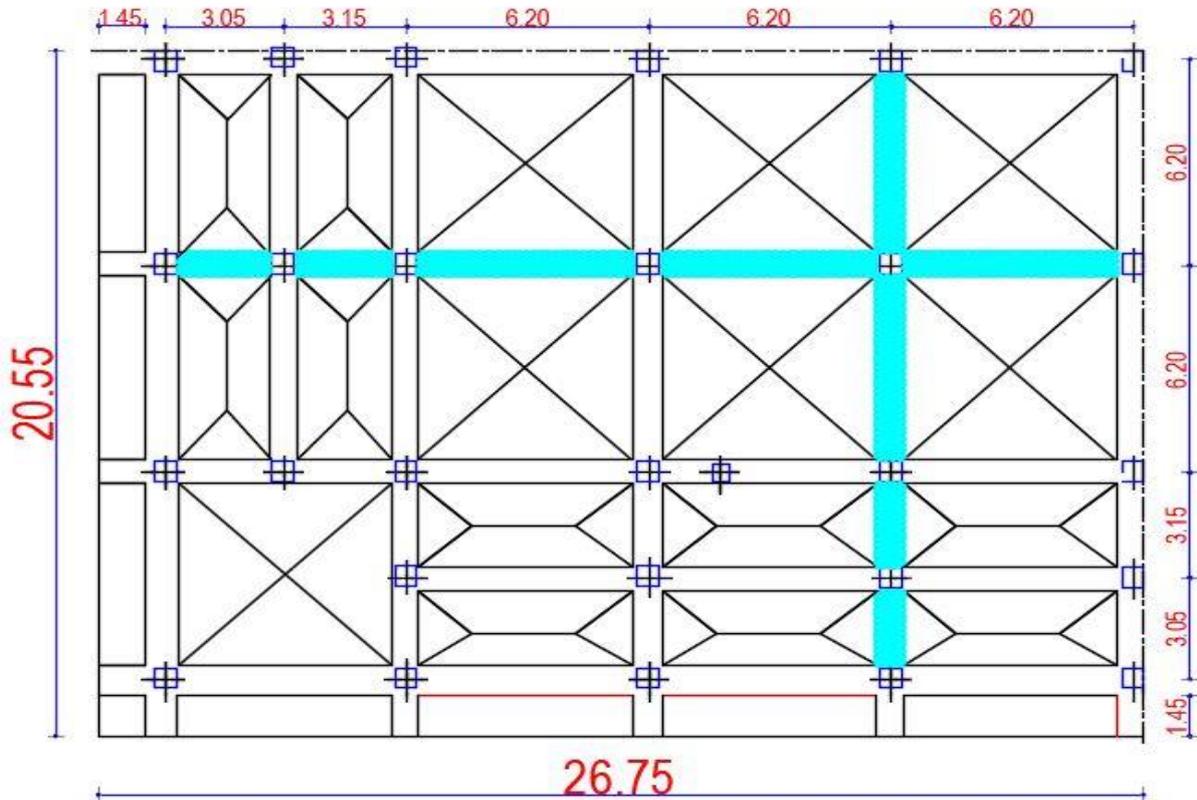


Figure.V.7. Schéma des lignes de ruptures.

La transmission des charges est subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires). Pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

Méthode de calcul

✓ Charges triangulaires

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée :

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée :

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

Remarque : Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

✓ **Charges trapézoïdales**

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

✓ **Sens X-X :**

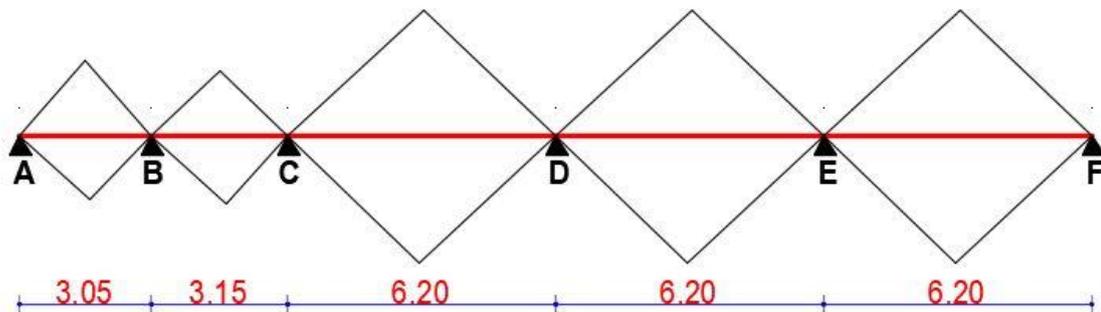


Figure.V.8. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.

✓ **Sens Y-Y :**

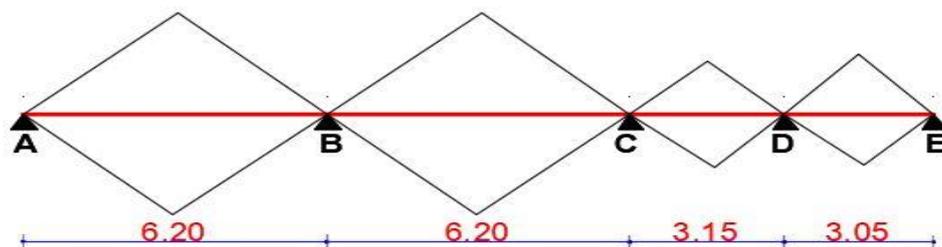
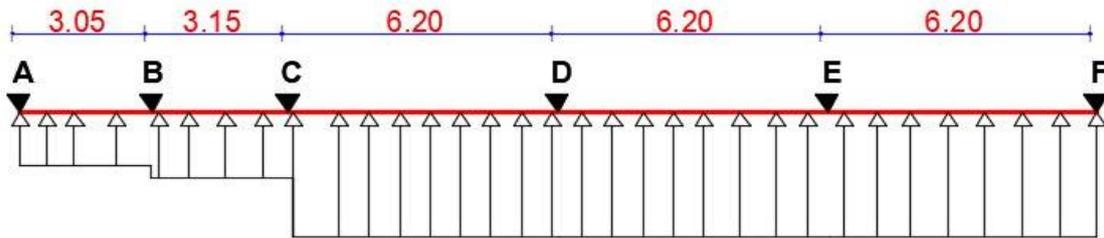


Figure.V.9. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.

Calcul de chargement**Détermination de P_u et P_s :**

$$\begin{cases} P_u = Q_u = 203.34 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = Q_s = 148.36 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

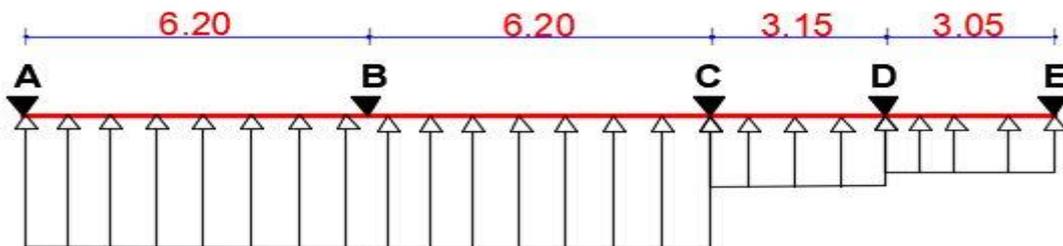
Avec :

Sens X-X :**Figure.V.10.** Schéma statique de la nervure selon X-X.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.8. Les chargements sur les travées sens X-X.

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
q_m^u (KN/m)	291.45	305.01	718.46	718.46	718.46
q_m^s (KN/m)	212.64	222.54	524.20	524.20	524.20
q_v (KN/m)	218.59	228.75	538.85	538.85	538.85

Sens Y-Y :**Figure.V.11.** Schéma statique de la nervure selon Y-Y.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.9. Les chargements sur les travées sens Y-Y.

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4
q_m^u (KN/m)	711.69	711.69	298.23	284.67
q_m^s (KN/m)	519.26	519.26	217.59	207.70
q_v (KN/m)	533.76	533.76	223.67	213.50

Calcul des sollicitations

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

$$\text{Donc : } P_{ner}^U = 1.35 \times b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 1.35 \times 0.95 \times 1 \times 25 = 32.062 \text{ KN/m}$$

$$P_{ser}^S = b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 0.95 \times 1 \times 25 = 23.75 \text{ KN/m}$$

Sens X-X :

✓ **A l'ELU**

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Tableau.V.10. Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X.

Travées	L (m)	q _m (KN/m)	q _v (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	3.05	291.45	218.59	0	139.25	0.85	161.21	105.97	248.54	-378.08
BC	3.15	305.01	228.75	139.25	1101.35	-0.28	-106.72	-127.56	84.46	770.74
CD	6.2	718.46	538.85	1101.35	1519.55	2.94	2492.64	2002.07	2111.72	-1696.12
DE	6.2	718.46	538.85	1519.55	2374.30	2.65	2522.69	2522.69	1903.92	1903.92
EF	6.2	718.46	538.85	2374.30	0	2.03	2383.03	1475.21	1455.94	-2351.90

✓ **L'ELS**

Tableau.V.11. Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.

Travées	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)
AB	3.05	212.64	0	-101.59	0.85	117.62	77.32
BC	3.15	222.54	-101.59	-803.56	-0.28	-77.86	-93.06
CD	6.20	524.20	-803.56	-1108.69	2.94	1818.67	1460.74
DE	6.20	524.20	-1108.69	-1732.33	2.65	1840.60	1840.60
EF	6.20	524.0	-1732.33	0	2.03	1738.70	1738.70

Sens Y-Y :

✓ A l'ELU

Tableau.V.12. Tableau des sollicitations l'ELU sens Y-Y.

Travées	L (m)	q _m (KN/m)	q _v (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	6.20	711.69	533.76	0	-1938.52	-0.19	-159.92	13.10	-136.57	1666.70
BC	6.20	711.69	533.76	-1938.52	-1072.91	1.67	346.38	-951.37	1185.37	-415.94
CD	3.15	298.23	223.67	-1072.91	-129.906	3.33	978.45	579.41	992.75	-587.87
DE	3.05	284.67	213.50	-129.906	0	2.65	999.55	999.55	754.38	-754.38

✓ A l'ELS

Tableau.V.13. Tableau des sollicitations à l'ELS sens Y-Y.

Travées	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)
AB	6.20	519.26	0	-1414.37	-0.19	-116.68	9.56
BC	6.20	519.26	-1414.37	-782.81	1.67	252.73	-694.13
CD	3.15	217.59	-782.81	-116.50	3.33	713.88	422.74
DE	3.05	207.70	-116.50	0	2.65	999.55	999.55

V.5.1. Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple.

✓ Détermination de la largeur b selon les deux sens

Donnés :

$$\begin{cases} h_t = 1 \text{ m} ; h_r = 0.4 \text{ m} \\ b_0 = 0.95 \text{ m} ; d = 0.95 \text{ m} \end{cases}$$

✓ Sens X-X :

On a :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10} \right) \dots \dots \dots \text{CBA (Art 4.1.3)}$$

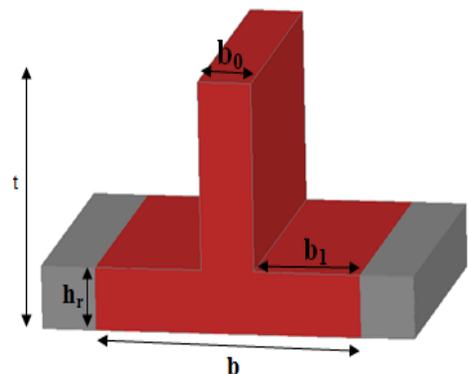


Figure.VI.12. Schéma des nervures.

$$\frac{b - 0.9}{2} \leq \min\left(\frac{6.2}{2}; \frac{3.05}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.9}{2} \leq \min(3.10; 0.305) = 0.305 \text{ m}$$

Donc : $b = 1.5 \text{ m} = 150 \text{ cm}$

✓ **Sens Y-Y :**

$$\frac{b - 0.95}{2} \leq \min\left(\frac{6.2}{2}; \frac{3.05}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.95}{2} \leq \min(3.1; 0.305) = 0.305 \text{ m}$$

Donc : $b = 1.50 = 150 \text{ cm}$

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau.V.14. Calcul des ferrillages.

Localisation		M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Choix des barres
x-x	travée	2522.69	82.35	17.21	90.66	7HA32 +7HA25
	appui	2374.30	77.12	10.89	80.84	7HA32+5HA25
y-y	travée	999.55	31.11	17.21	34.36	7HA25
	appui	1938.52	62.08	10.89	66.12	7HA32+2HA25

Vérification nécessaires

Vérification des efforts tranchants à l'ELU

On a: $\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$ Avec : $\bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots F.N$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } x - x: \tau_u = \frac{2351.90 \times 10^{-3}}{1.5 \times 0.95} = 1.65 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \text{Sens } y - y: \tau_u = \frac{1666.70 \times 10^{-3}}{1.5 \times 0.95} = 1.17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Vérification de la jonction de table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b - b_0}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_r} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Sens X-X} \Rightarrow \tau_u = \frac{2351.90 \times \left(\frac{1.5 - 0.90}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.95 \times 1.5 \times 0.4} = 1.37 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y-Y} \Rightarrow \tau_u = \frac{1666.70 \times \left(\frac{1.5 - 0.95}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.95 \times 0.4 \times 1.5} = 0.89 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes à l'ELS**Tableau.V.15.** Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\frac{\sigma_{bc} \leq}{\bar{\sigma}_{bc}}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
x-x	travée	1840.60	33.42	7023205.6	8.76<15	<i>vérifiée</i>	242.09> 201.63	N.vérifiée
	appui	1732.33	31.93	6451181.9	8.57<15	<i>vérifiée</i>	254.03> 201.63	N.vérifiée
y-y	travée	999.55	22.34	3278509.0	6.81<15	<i>vérifiée</i>	332.27> 201.63	N.vérifiée
	appui	1414.37	29.44	5538671.4	7.52>15	<i>vérifiée</i>	251.11> 201.63	N.vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Tableau.V.16. Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres
x-x	travée	1840.60	7	0.421	111.77	112.59	14HA32
	appui	1732.33	6	0.41	104.76	112.59	14HA32
y-y	travée	999.55	4	0.324	58.50	66.12	7HA32+2HA25
	appui	1414.37	5	0.376	84.40	90.66	7HA32 +7HA25

Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1^{\max} \right] \leq 28.57 \text{ mm, alors, } \phi_t = 10$$

$$A_t = 7HA10 = 5.50 \text{ cm}^2$$

$$s_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{lmin} \right) = 12 \text{ cm soit } s_t = 10 \text{ cm}$$

Les armatures de peau

Vu la hauteur des nervures il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3cm² par mètre de longueur de

Soit : 3HA14=4.62 cm² par face

Schémas de ferrailage

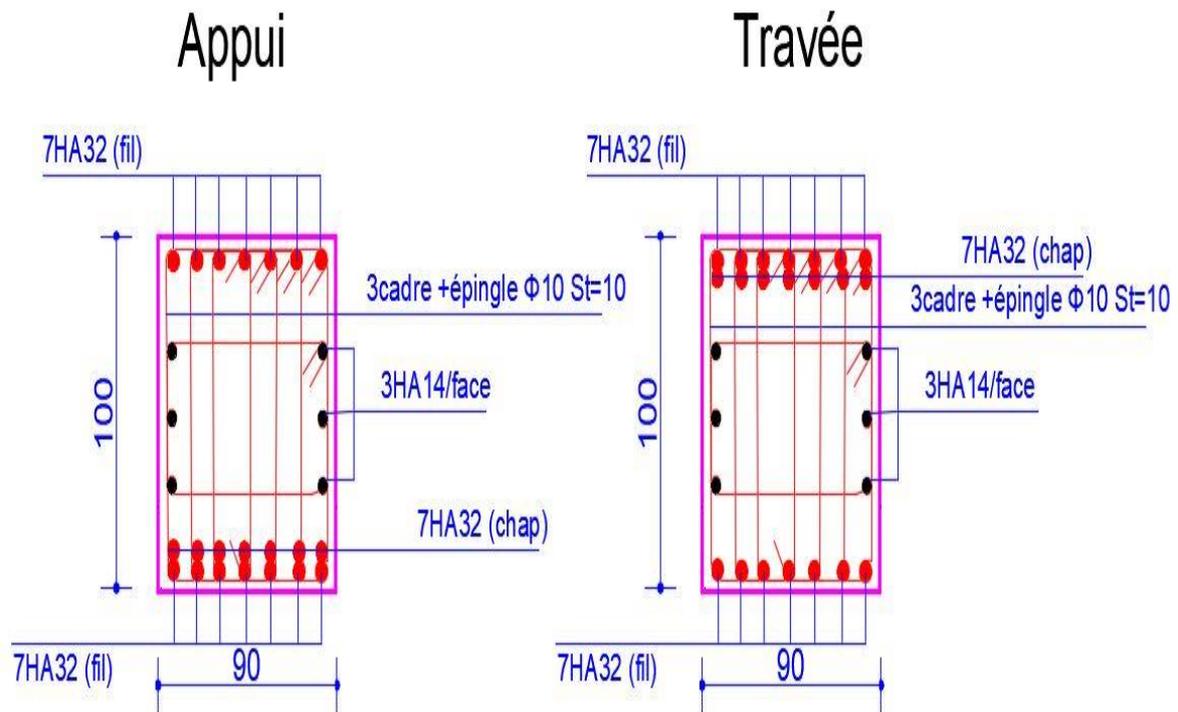


Figure.V.13. Ferrailage des nervures sens X-X.

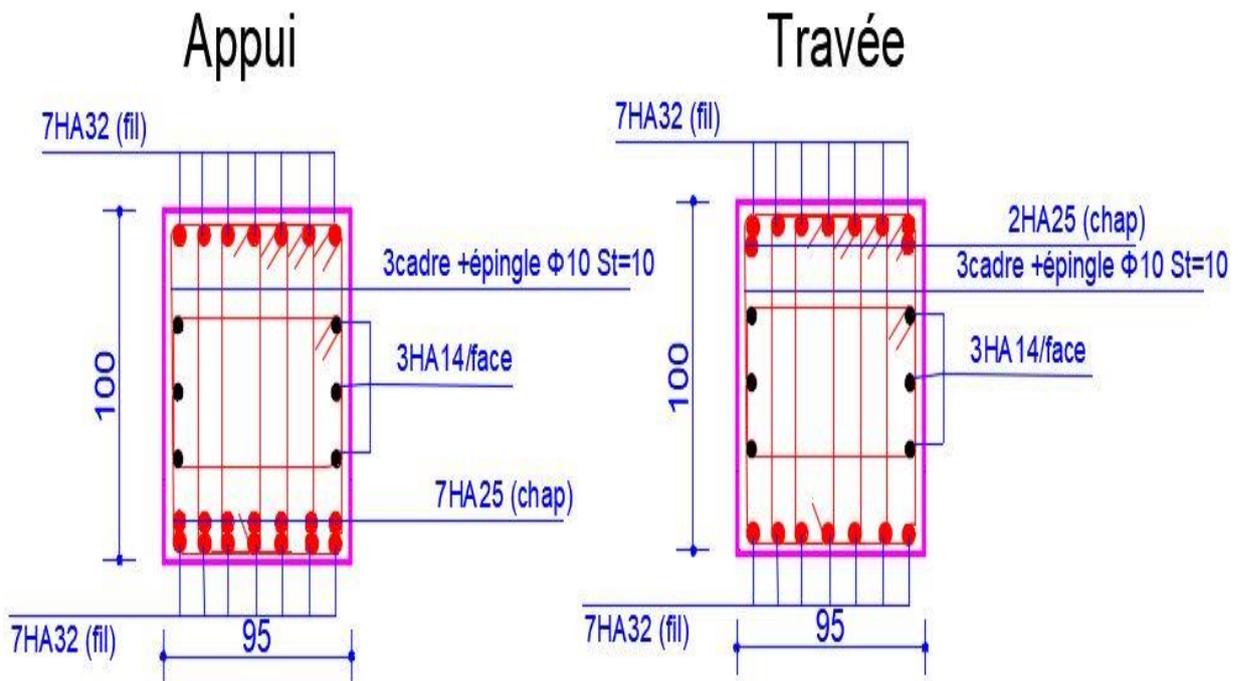


Figure.V.14. Ferrailage des nervures sens y-y.

V.6. Etude de voile périphérique

Introduction

Selon le **RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15 cm ;
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Dimensionnement des voiles

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 3.74 \text{ m} \\ \text{longueur } L = 6.2 \text{ m} \\ \text{épaisseur } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Caractéristiques du sol

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique : } \gamma = 20 \text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0.1 \text{ bars} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 16^\circ \end{array} \right.$$

Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- ✓ **Poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3.74 \times 20 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{16}{2} \right) - 2 \times 10 \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{16}{2} \right) \Rightarrow G = 27.40 \text{ KN/m}^2$$

- ✓ **La surcharge accidentelle :**

On a : $q = 10 \text{ KN/m}^2$ surcharge accidentelle

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times C}{\gamma \times h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{14}{2} \right) - \frac{2 \times 10}{20 \times 3.74} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{14}{2} \right) \Rightarrow Q = 5.48 \text{ KN/m}^2$$

Ferrailage du voile périphérique

Méthodologie de calcul

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

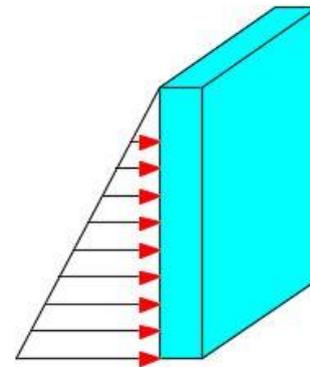


Figure.V.15. Poussée des terres sur le voile périphérique.

✓ A'PELU

$$\begin{cases} \sigma_{min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 5.48 = 8.22 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 27.40 + 1.5 \times 5.48 = 45.21 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 45.21 + 8.22}{4} = 35.96 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 35.96 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques sont :

$$\begin{cases} l_x = 6.20 \text{ m} \\ l_y = 6.20 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} b = 1 \text{ ml} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{6.20}{6.20} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens.}$$

Calcul des moments isostatiques

$$\text{On a : } \rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0368 \times 35.96 \times 6.2^2 = 50.87 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 1 \times 50.87 = 50.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 50.87 = 43.24 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 50.87 = 43.24 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 50.87 = -25.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times e) \text{ m}^2$.

Les résultats de calcul de ferrailage sont dressés dans le tableau ci-après :

$$\text{Avec : } A_{min} = 0.1\% \times b \times h$$

Tableau.V.17. Ferrailage des voiles périphériques.

localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
Travées	X-X	43.24	7.76	2	8HA12 = 9.05
	Y-Y	43.24	7.76	2	8HA12 = 9.05
Appui		-25.44	4.45	2	5HA12 = 5.65

Espacements

$$\begin{cases} \text{sens } X - X: S_t \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{sens } Y - Y: S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérifications

$$\text{On a: } \begin{cases} \rho = 0.76 > 0.4 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 1) \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Calcul des efforts tranchants

$$V_u^x = V_u^y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{35.96 \times 6.20}{2} \times \frac{(6.20)^4}{(6.20)^4 + (6.20)^4} = 55.74 \text{ KN}$$

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{55.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.33 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ A PELS

Calcul des moments

$$\text{On a: } \rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases} \text{ Soit } \begin{cases} \sigma_{\max} = G + Q = 27.40 + 5.48 = 32.88 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = Q = 5.48 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Donc

$$\begin{cases} \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 32.88 + 5.48}{4} = 26.03 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 26.03 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Les moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0441 \times 26.03 \times 6.20^2 = 44.13 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 1 \times 44.13 = 44.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 44.13 = 37.51 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 44.13 = 37.51 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 44.13 = -22.065 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

Tableau.V.18. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation	M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs	
Travée	x-x	37.51	5.57	23495.33	8.18 < 15	vérifiée	251.81 > 201.63	N.vérifiée
	y-y	37.51	5.57	23495.33	8.18 < 15	vérifiée	251.81 > 201.63	N.vérifiée
Appui	-22.065	5.59	16275.60	6.22 < 15	vérifiée	252.43 > 201.63	N.vérifiée	

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Tableau.V.19. Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation	M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t
Travée	x-x	6	0.433	12.79	14.07	7HA16	15
	y-y	6	0.433	12.79	14.07	7HA16	15
Appui	-22.065	4	0.332	7.24	7.92	7HA12	15

Ferraillage du voile périphérique

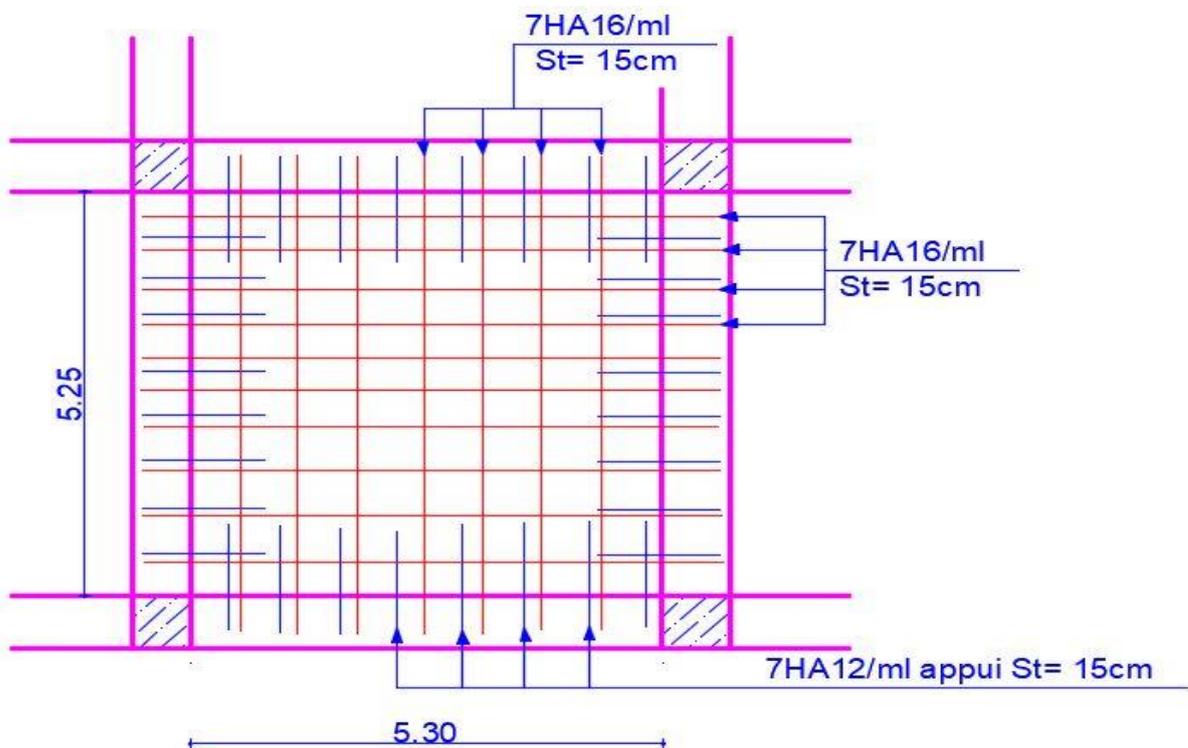


Figure.V.16. Ferraillage du voile périphérique.

Coupe A-A

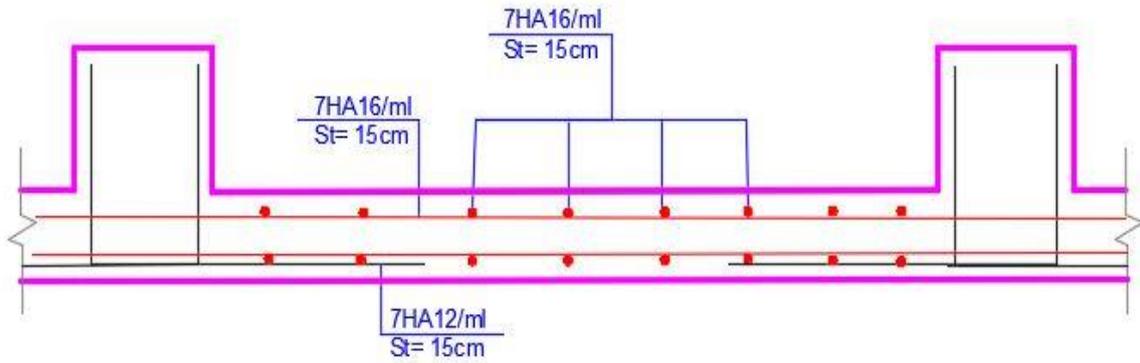


Figure.V.17. Coupe A-A du Ferrailage du voile périphérique.



CONCLUSION GENERALE



Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées et les différentes techniques de calcul ainsi que la réglementation régissant sur les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment en béton armé.

L'étude dynamique du bâtiment a été faite par analyse modale en utilisant le logiciel ETABS 2016 les résultats obtenus nous ont permis de dimensionner le ferrailage des différents éléments de contreventement.

Durant la recherche du meilleur comportement dynamique de la structure, un certain nombre de conclusions ont été tirées, à savoir :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La bonne disposition des voiles joue un rôle important sur le comportement dynamique de la structure face aux sollicitations dynamiques, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques" mis en place, cette dernière est souvent compromise par l'aspect architectural du bâtiment.
- Les contraintes de traction dans les aciers des éléments de l'infrastructure ne sont très souvent pas vérifiées, c'est pour cela qu'on ferraille ces derniers à l'ELS.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs qui nous permettront d'exploiter ces connaissances dans la vie professionnelle.

Bibliographie

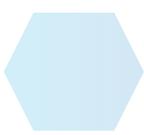
- Règles parasismiques Algériennes. **RPA99 / VERSION 2003.**
- Règles de conception et calcul des structures en béton arme **C.B.A. 93.**
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (**B.A.E.L 91**).
- **DTR B.C.2.2** (Charges permanentes et surcharges d'exploitation. Edition 1989).
- **DTR B.C.2.33.1** (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992).

Autres documents consultés :

- Cahier de cours du cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

- ETABS 2016.
- MD Solide 4.0.
- SOCOTEC.
- AutoCAD 2016.
- Microsoft 2013.



ANNEXES

Annexe : 1

ORGANIGRAMME -I- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Cas générale

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

Cas accidentelle

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1$$

LES DONNEE
Caractéristique du béton et
l'acier

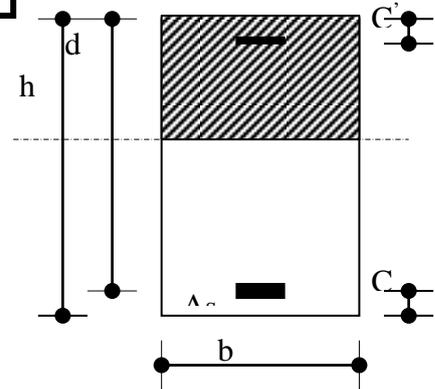
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$



Oui ($A_s' = 0$)

Non ($A_s' \neq 0$)

Decision: $\mu < \mu_R$

$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d - c')/d] - \zeta_{es}$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

Oui

Non

Decision: $\mu \leq 0,186$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

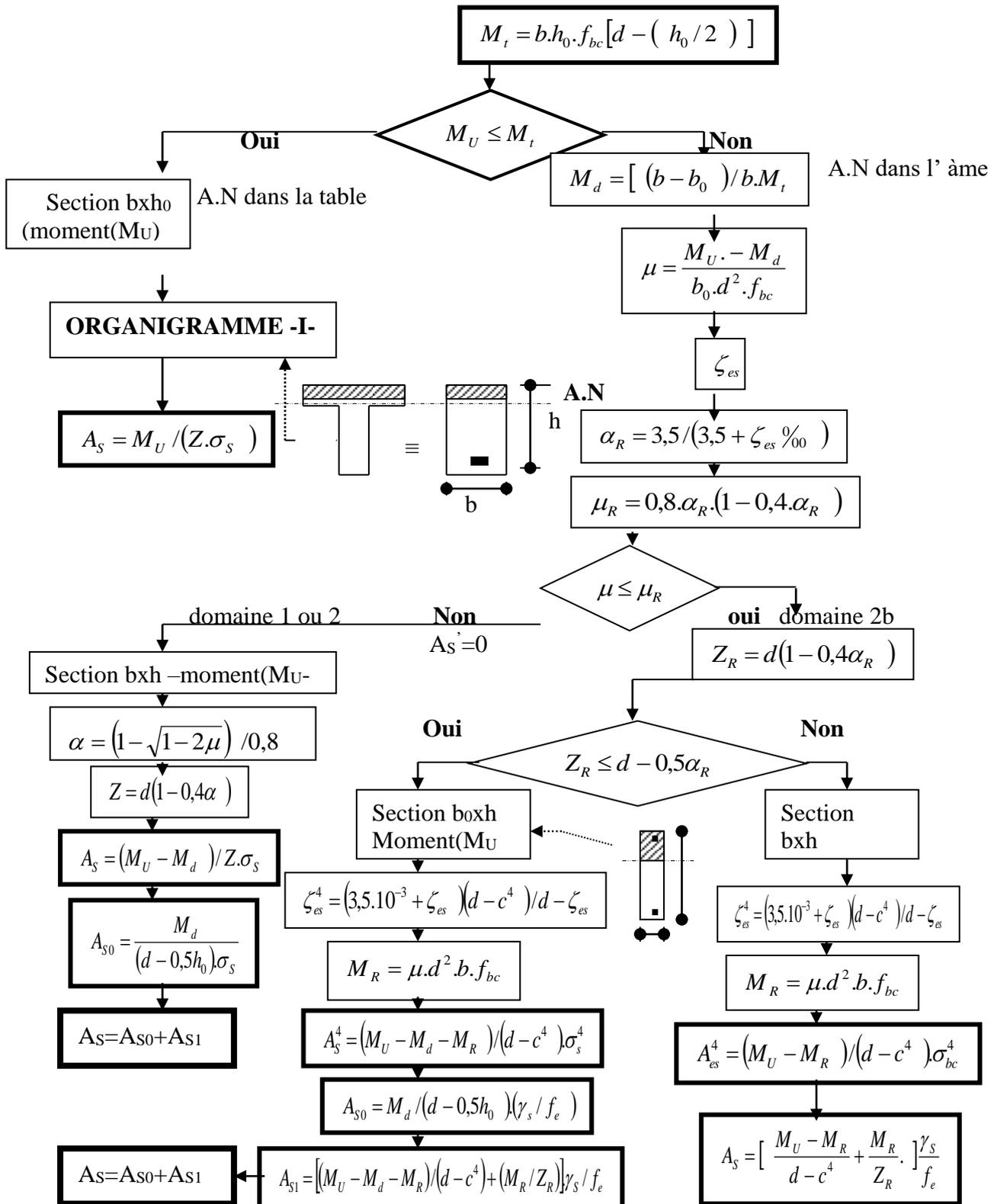
$$\varepsilon_s = 3,5 \frac{0}{100} \cdot \left[\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

$$A_s' = (M_U - M_R) / [(d - c') \cdot \sigma_s']$$

$$A_s = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$

$$A_s = \left[\frac{(M_U - M_R)}{(d - c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_e / \gamma_s}$$

**ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE-
A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**



Annexe : 2

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe : 3

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe : 4

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimensions :

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

		u/lx v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M ₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	0.042
Valeur de M ₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	0.032

Annexe : 5

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimensions :

$$L_x \times L_y$$

$$\rho = 1$$

		u/lx v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M ₁ et M ₂	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	0.044	
	1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03	

N.B : Pour avoir les valeurs de M₂, il suffit de permuter u et v.

Annexe : 6

Symboles et notations

Symboles	Notations
<i>A'</i>, <i>Aser</i>	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
<i>At</i>	Section d'un cours d'armature transversale.
<i>A</i>	Coefficient d'accélération de zone.
<i>α</i>	Coefficient de la fibre neutre
<i>B</i>	Aire d'une section de béton
<i>Br</i>	Section réduite
<i>b</i>	La largeur en générale.
<i>c</i>	Cohésion du sol
<i>D</i>	Facteur d'amplification dynamique
<i>E</i>	Module d'élasticité longitudinale
<i>Ei</i>	Module de Yong instantané
<i>Ev</i>	Module de Yong différé.
<i>Es</i>	Module d'élasticité de l'acier
<i>ELU</i>	Etat limite ultime.
<i>ELS</i>	Etat limite de service.
<i>fbu</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>fe</i>	Limite d'élasticité de l'acier.
<i>fc28</i>	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
<i>ft28</i>	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
<i>fji</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement
<i>fgi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes
<i>fqi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
<i>fgv</i>	Flèche différée due aux charges permanentes.
Δf	Fleche totale
Δf_{adm}	Fleche admissible
<i>G</i>	Charges permanentes.
<i>H</i>	Hauteur.
<i>ht</i>	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
<i>hcc</i>	Hauteur du corps creux
<i>hr</i>	Hauteur de la dalle du radier.
<i>hdc</i>	Hauteur de la dalle de compression
<i>he</i>	Hauteur libre d'étage.

<i>I</i>	Moment d'inertie
<i>I_f</i>	Moment d'inertie fissuré
<i>Q</i>	Charge d'exploitation / facteur de qualité
<i>L</i>	Portée d'un élément.
<i>L_{max}</i>	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
<i>L_x</i>	Distance entre de deux poutrelles
<i>L_y</i>	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
<i>M</i>	Moment en générale.
<i>M_a</i>	Moment en appui.
<i>M_t</i>	Moment en travée.
<i>M₀</i>	Moment isostatique
<i>N</i>	Effort normal
<i>n</i>	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
<i>R</i>	Coefficient de comportement global.
<i>S</i>	Section d'un élément.
<i>S_{rad}</i>	Surface du radier.
<i>S_t</i>	Espacement des armatures.
<i>T₁, T₂</i>	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
<i>V</i>	Effort tranchant
<i>W</i>	Poids de la structure.
<i>σ_{bc}</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>σ_{st}</i>	Contrainte de traction dans l'acier.
<i>γ_b</i>	Coefficient de sécurité concernant le béton.
<i>γ_w</i>	Pois volumique de l'eau.
<i>γ_s</i>	Coefficient de sécurité concernant l'acier
<i>σ_{adm}</i>	Contrainte admissible.
<i>τ</i>	Contrainte de cisaillement
<i>ξ</i>	Pourcentage d'amortissement critique.
<i>C_T</i>	Coefficient qui dépend du système de contreventement
<i>β</i>	Coefficient de pondération
<i>λ_i</i>	Coefficient instantané
<i>λ_v</i>	Coefficient différé.

Annexe : 7



SOCIETE DE GESTION DES PARTICIPATIONS ETUDES & ENGINEERING SGP « GENEST »
Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction « Groupe LNHC »
Laboratoire de l'Habitat et de la Construction de l'Est « Filiale LHC-Est »
E.P.E / SPA AU CAPITAL DE 1.000.000 DA

UNITE BEJAIA

V) CONCLUSIONS /

Le sol étudié pour recevoir un ensemble multifonctionnel de 332 logements avec commerces, services et parkings intégrés à la rue MAHFOUDI Fatah à Bejaia, pour le compte de la Sarl ROMANA Bâtiment, est constitué d'alluvions de la Soummam de nature essentiellement marseuse avec des passages de graviers, sables.

La nappe phréatique se situe à 2,50 – 3.00m.

Nous suggérons à cet effet l'emploi de semelles superficielles de type radier.

Vue l'importance du projet en R+10, le taux de travail admissible (σ_{sol}) est définie en fonction de la profondeur de fondation (D) :

- Pour un ancrage de fondation de $D \geq 3.50$ m ; $\sigma_{sol} = 1.20$ bar
- Pour un ancrage de fondation de $D \geq 4.50$ m ; $\sigma_{sol} = 1.50$ bar

Ces profondeurs correspondent à la sous-face de la fondation à partir de la côte du terrain naturel.

Vue la présence de la nappe en surface (au dessus de l'ancrage proposé) il est recommandé de prévoir un puisard lors de l'ouverture de fouilles en grande masse afin de collecter les eaux et de les pompées en dehors de l'assiette du projet.

Il est conseillé d'éviter tous travaux de terrassements et de creusement de fouilles pendant les périodes de pluie,

L'INGENIEUR CHARGE D'ETUDE

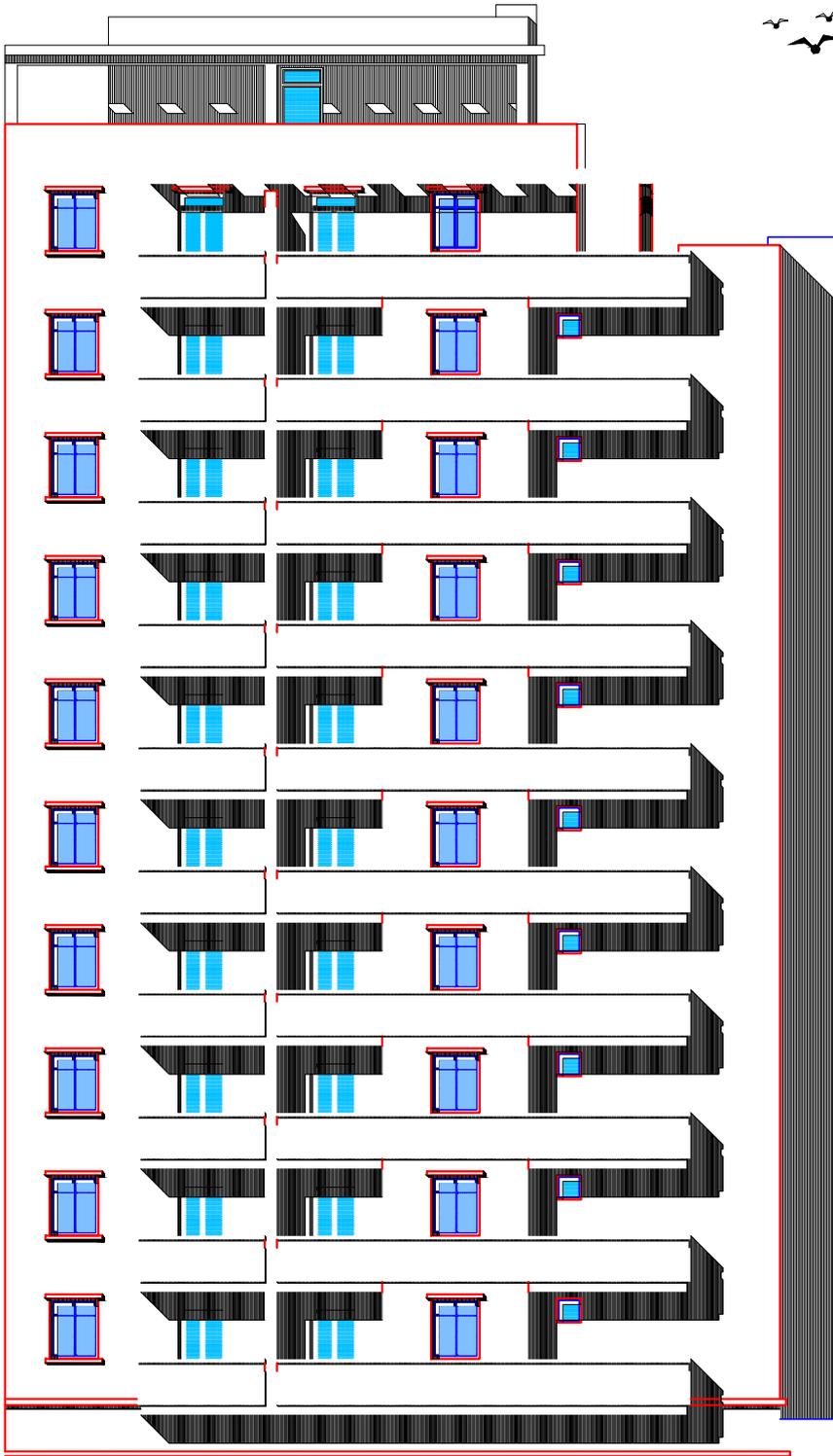
S. LAZIZI



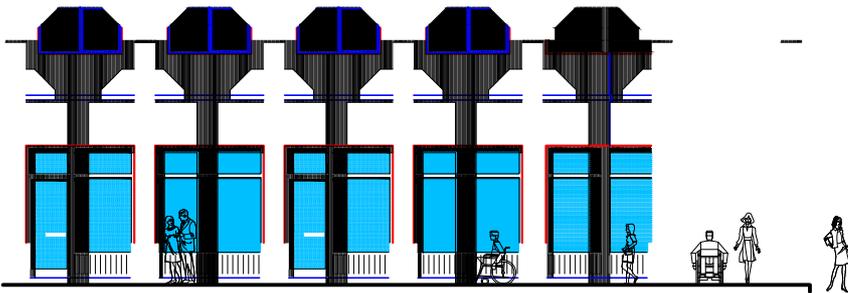
Annexe : 8
Plans architectures

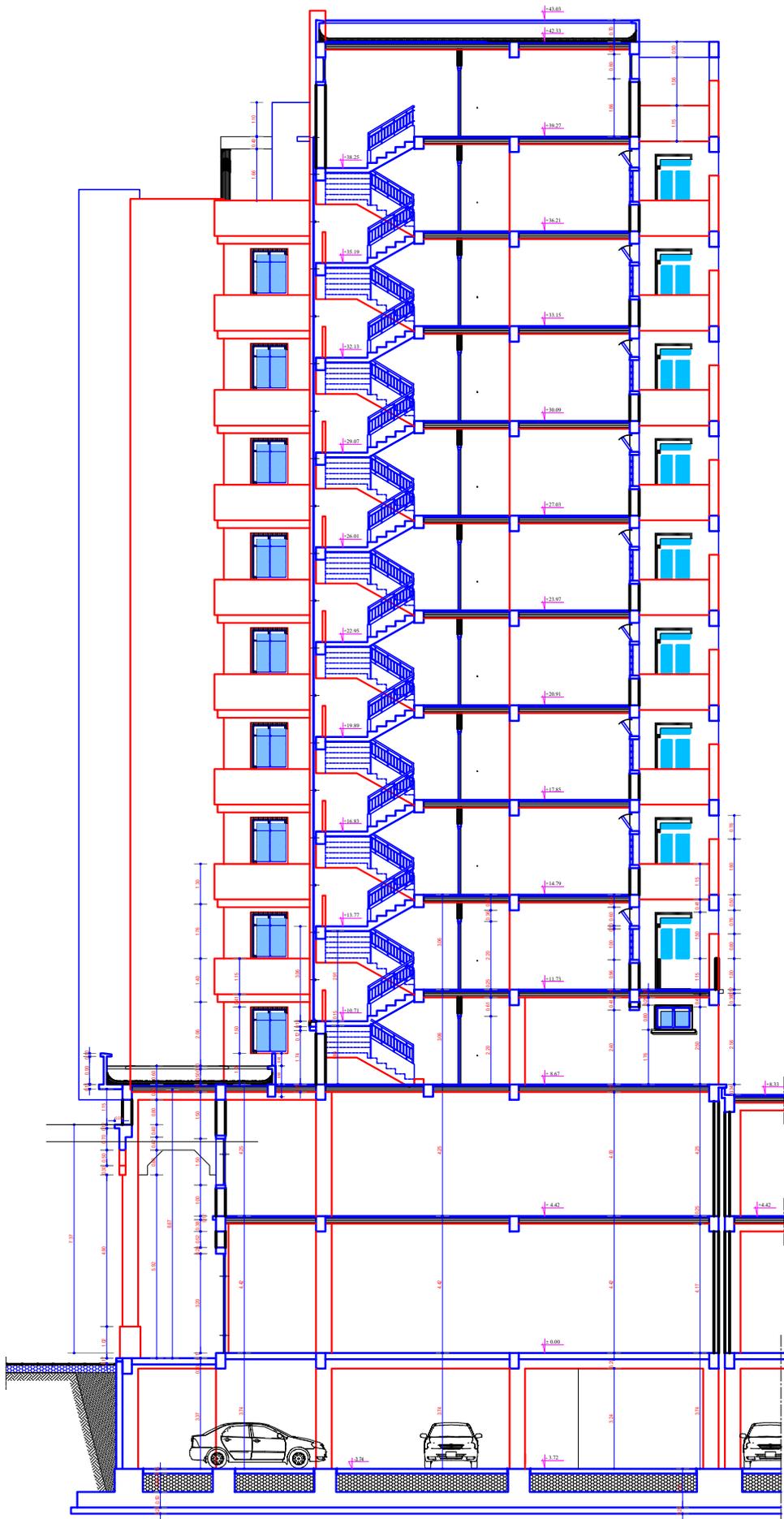
FAÇADE PRINCIPALE
(NORD)





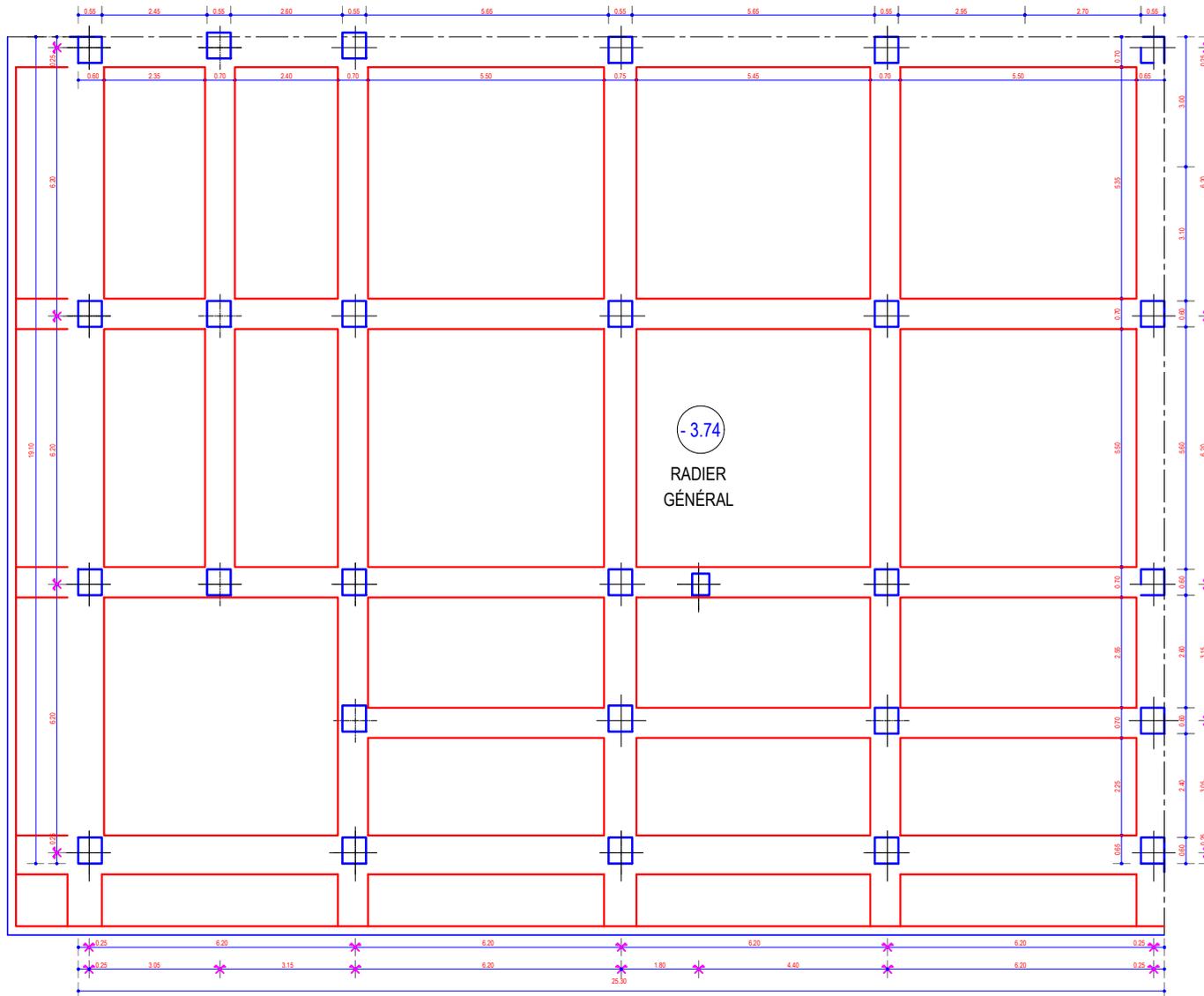
**FAÇADE PRINCIPALE
(OUEST)**



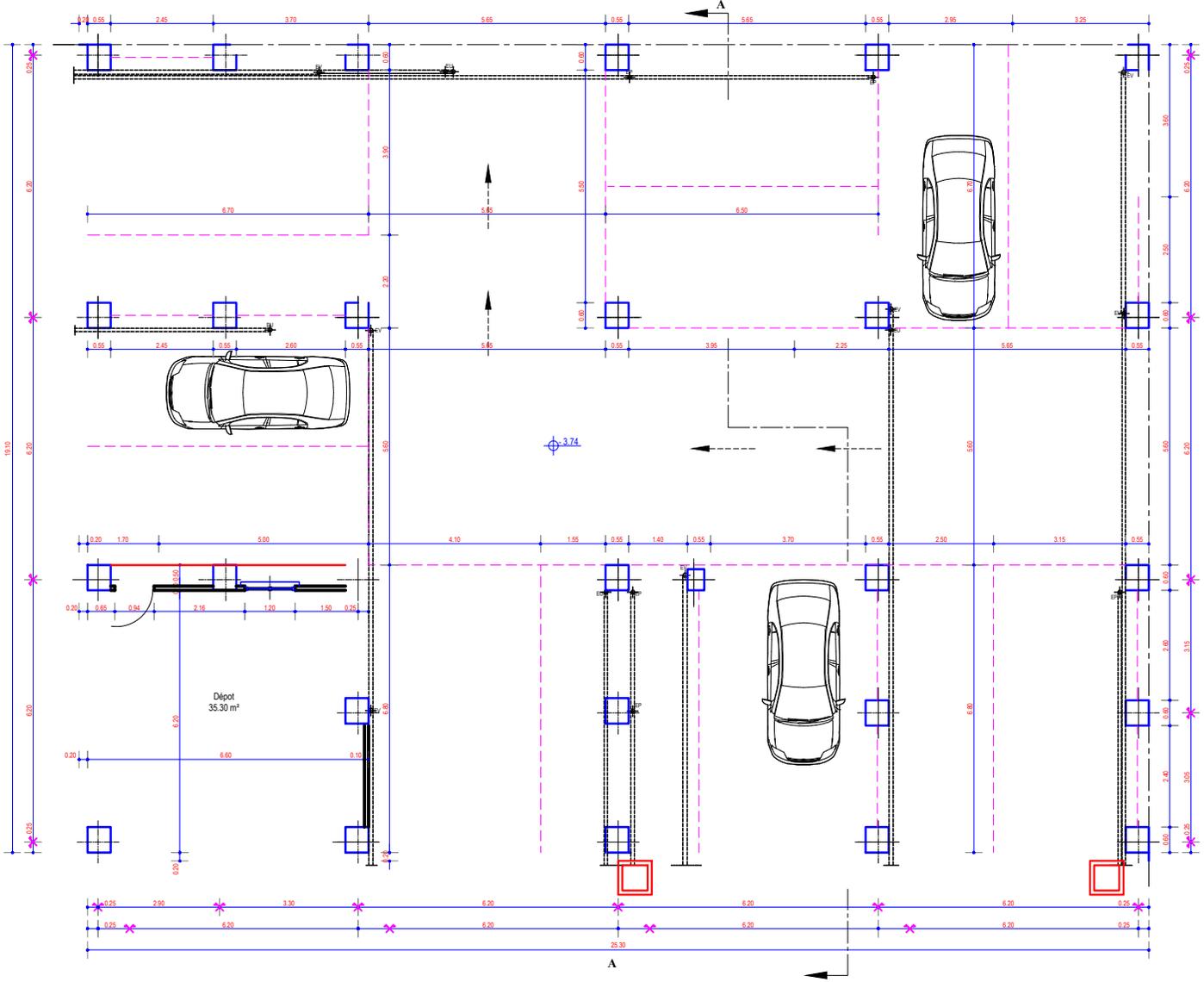


COUPE A-A

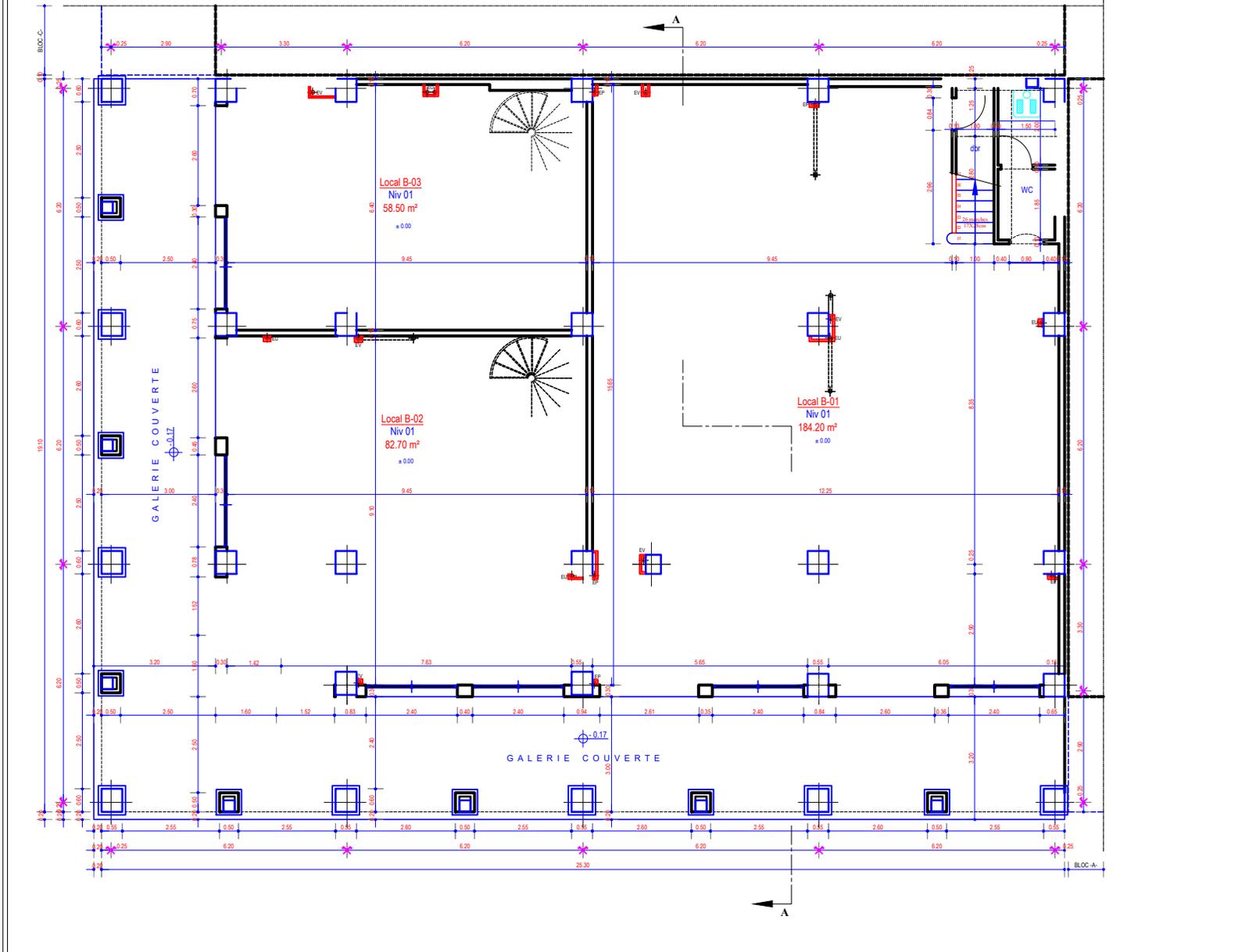
VUE EN PLAN DES FONDATIONS



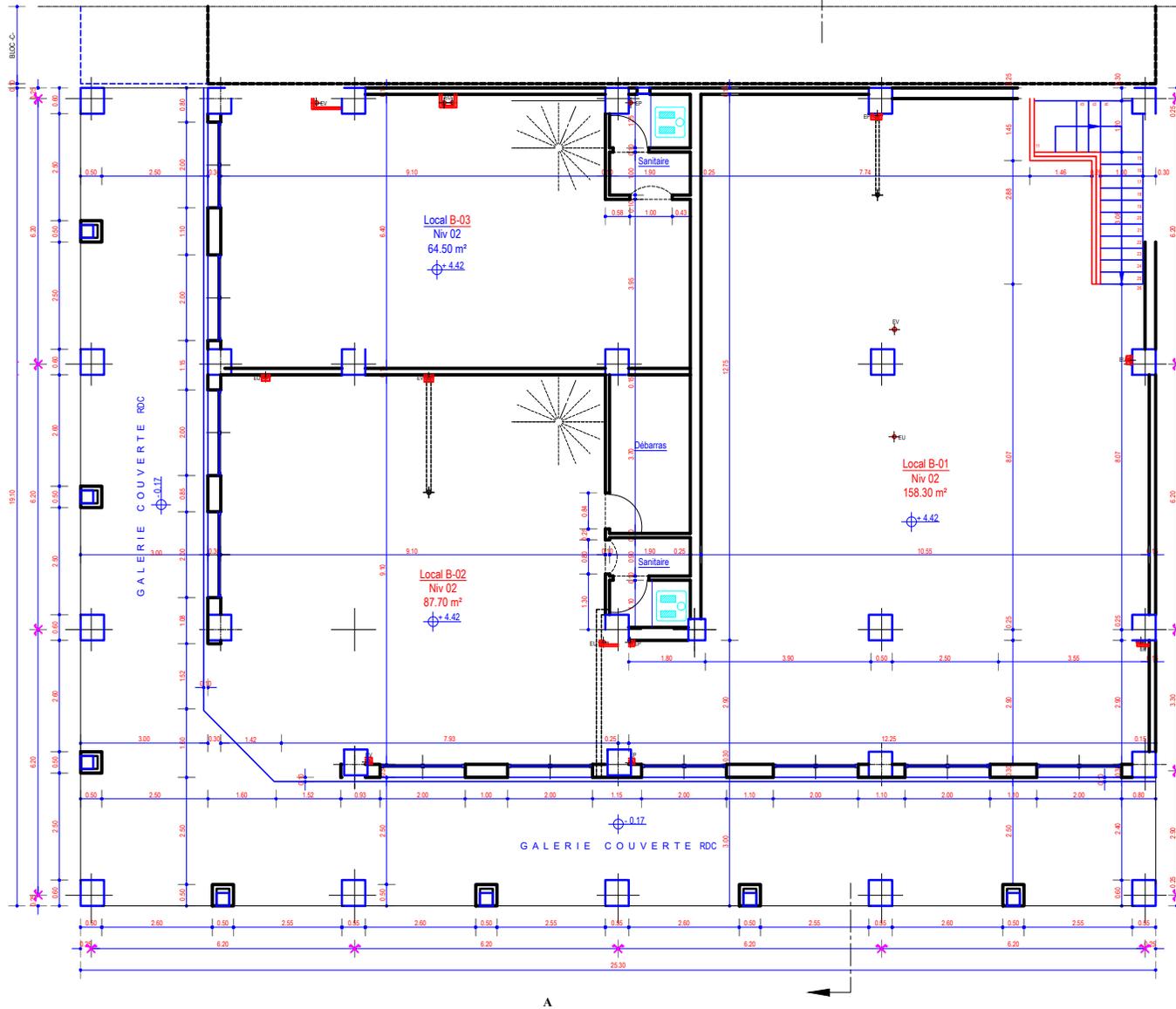
VUE EN PLAN DU SOUS-SOL (Parking souterrain)



VUE EN PLAN DU RDC Niveau-1



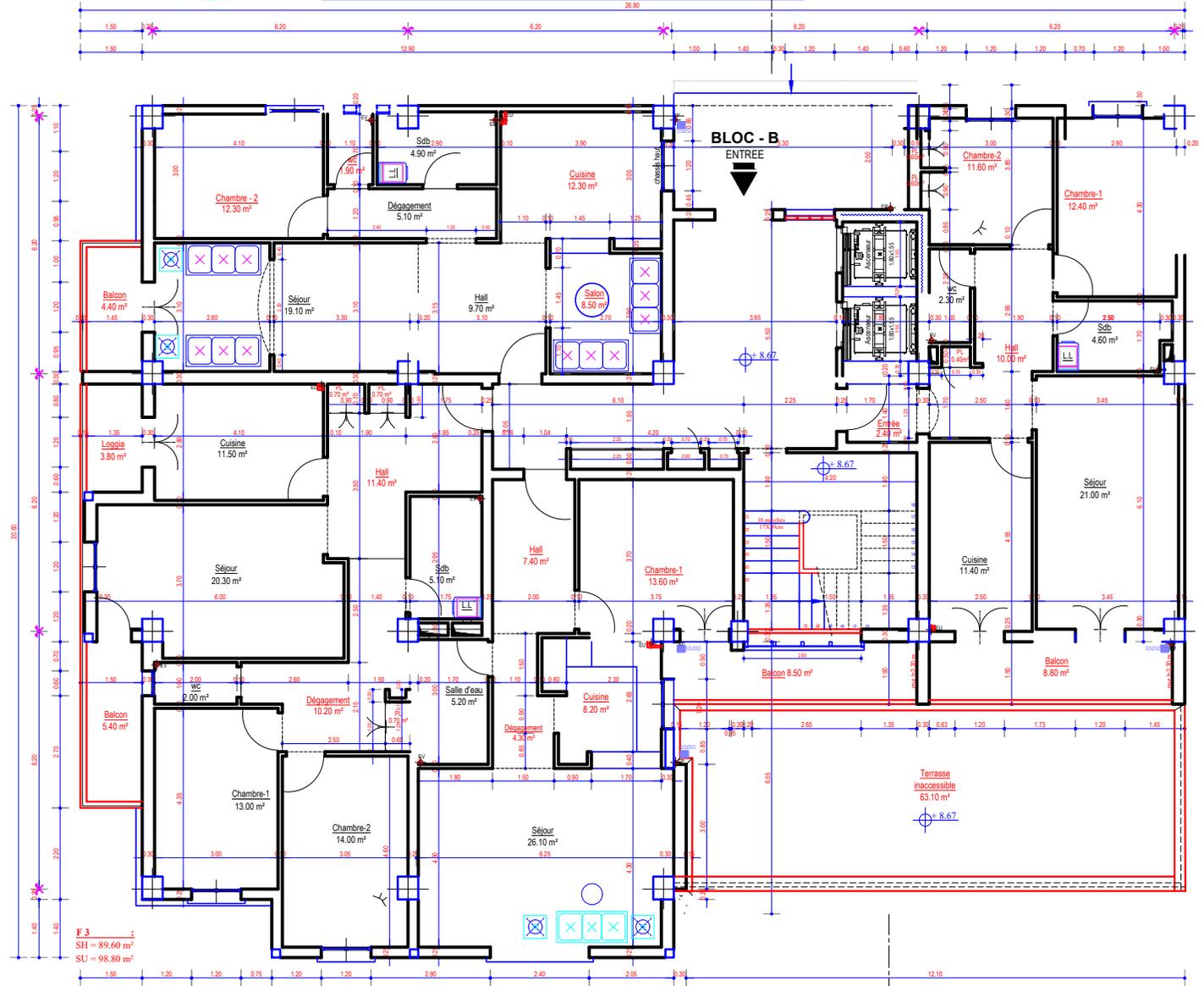
VUE EN PLAN DU RDC Niveau-2



VUE EN PLAN DU 1er ETAGE

F 3 :
SH = 73.80 m²
SU = 78.20 m²

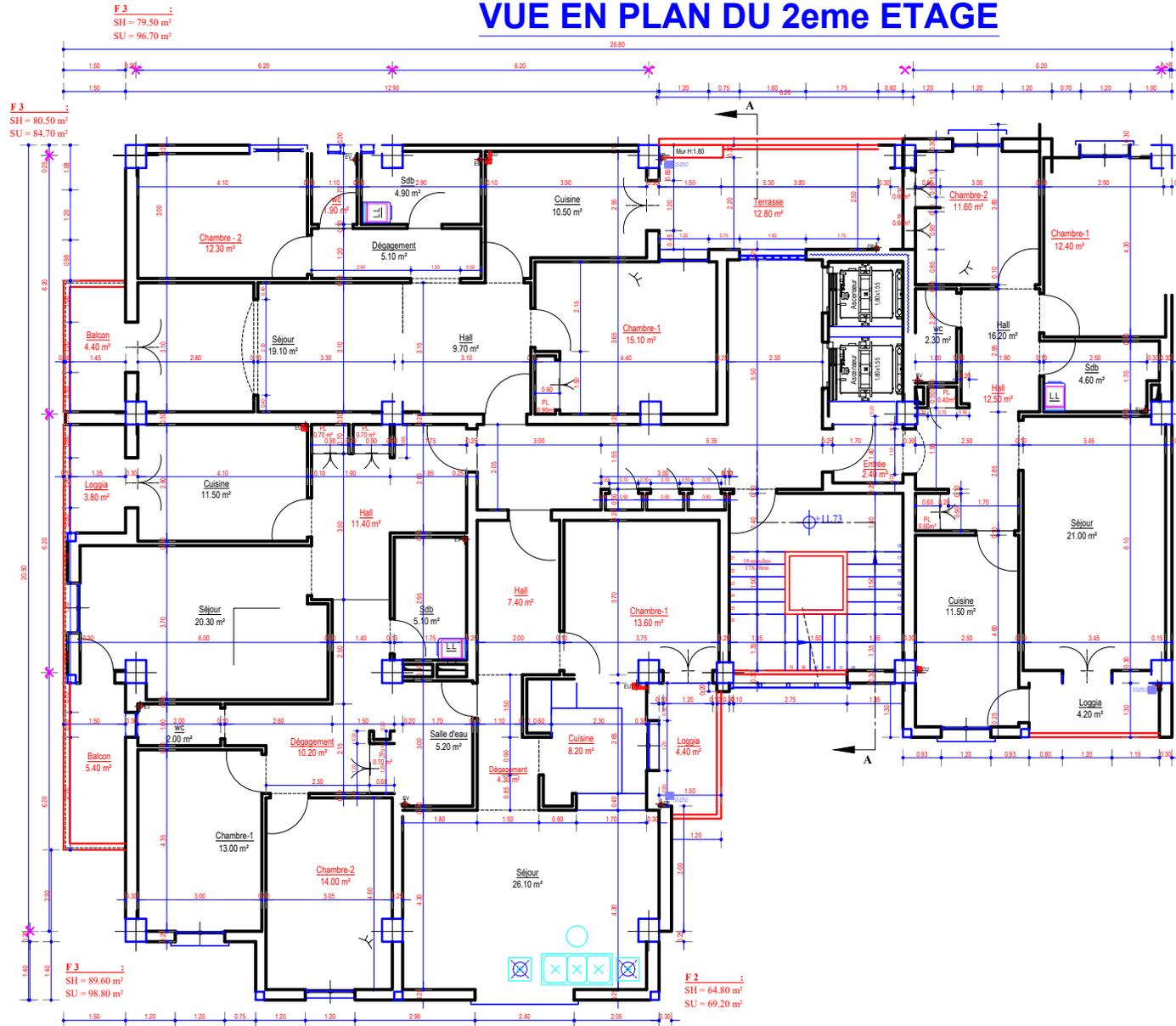
F 3 :
SH = 77.30 m²
SU = 86.10 m²



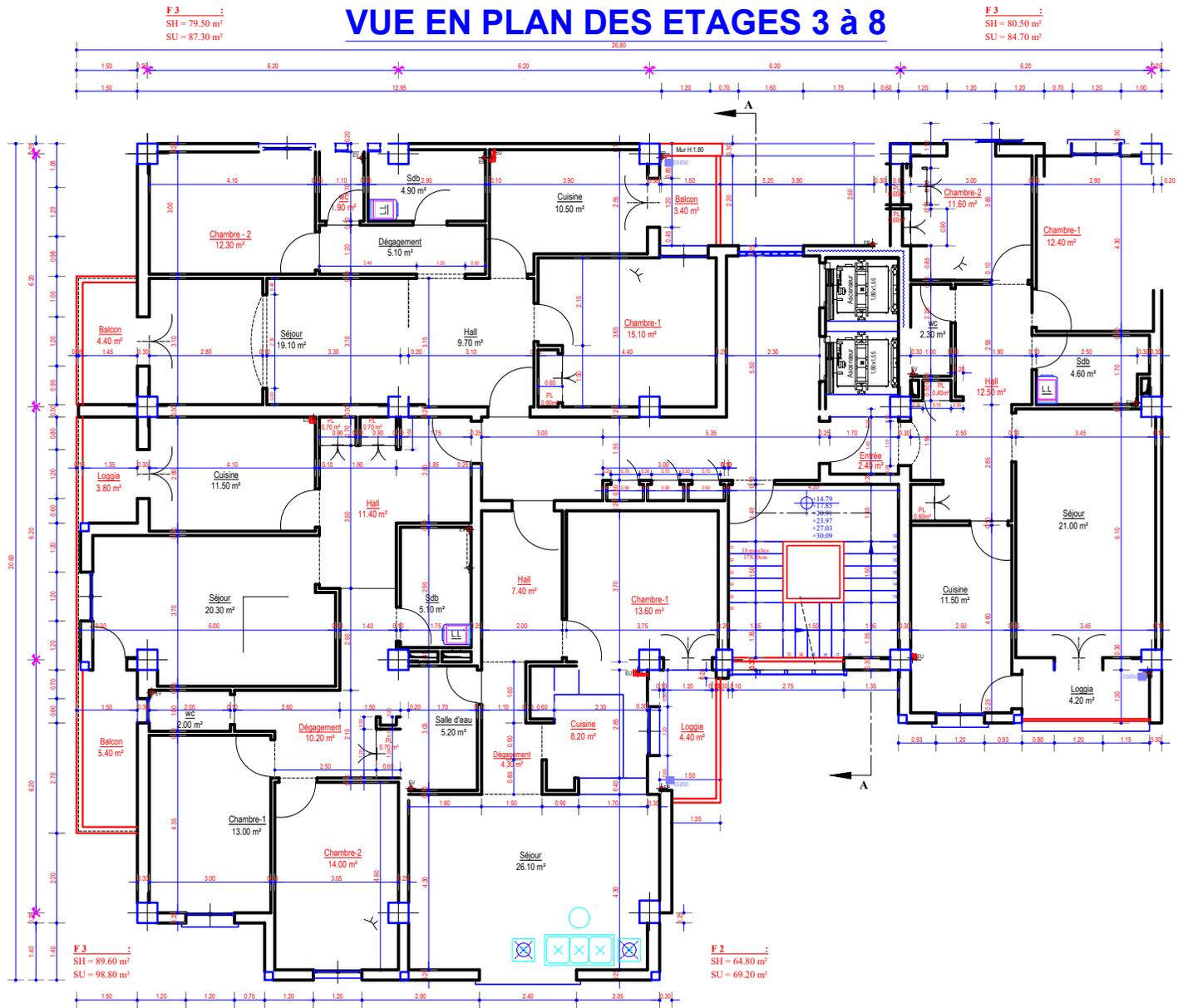
F 3 :
SH = 89.60 m²
SU = 98.80 m²

F 2 :
SH = 64.80 m²
SU = 73.30 m²

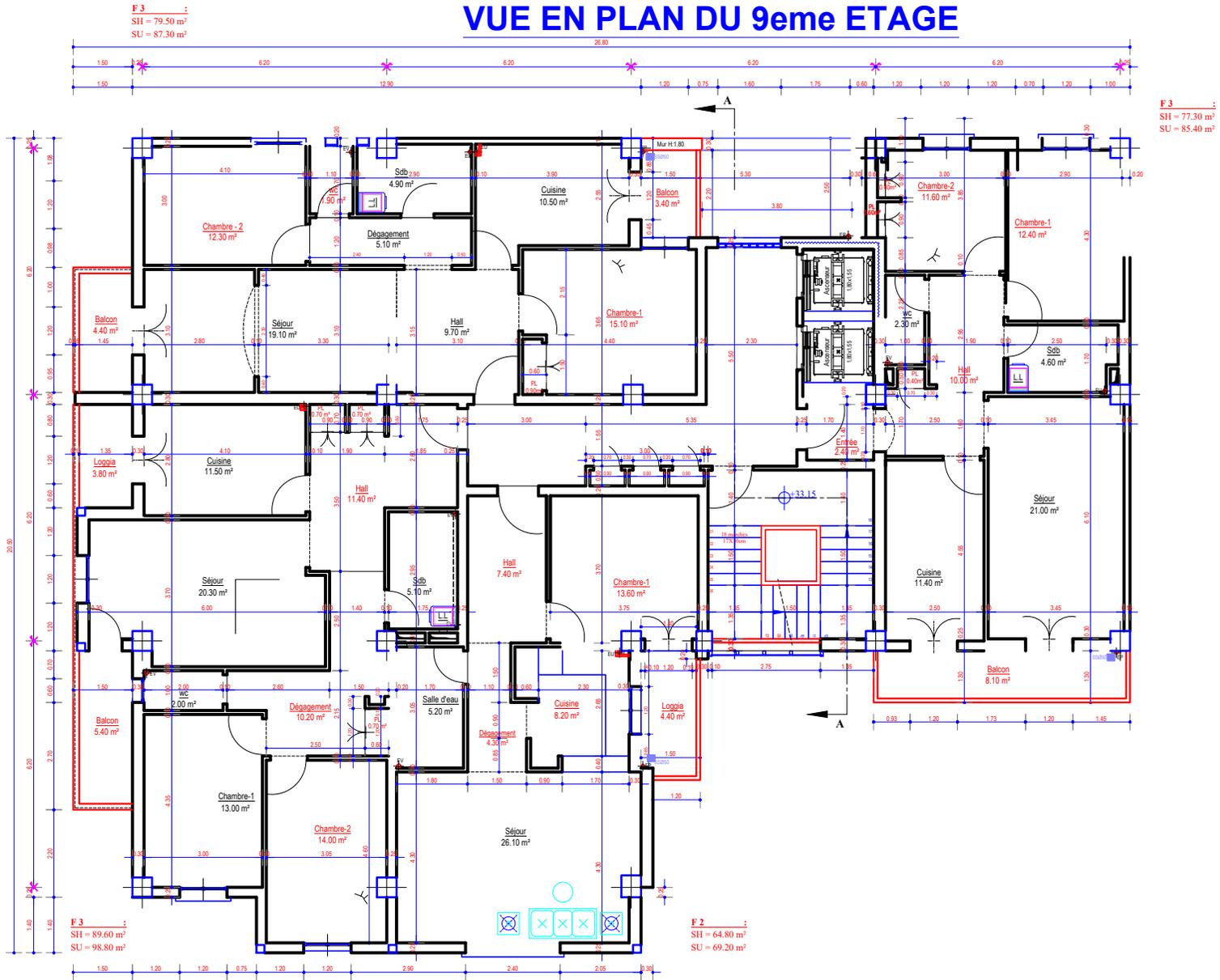
VUE EN PLAN DU 2eme ETAGE

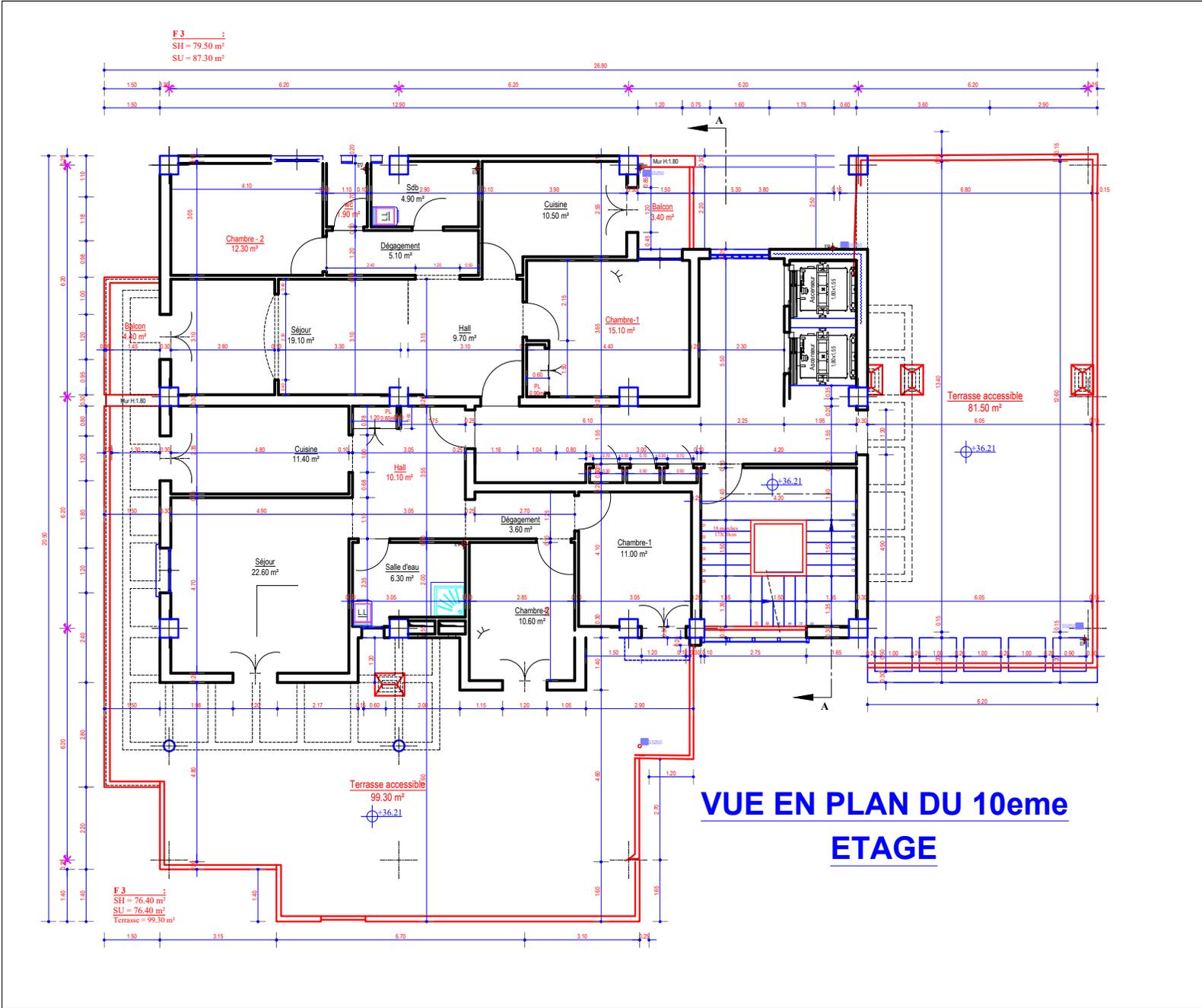


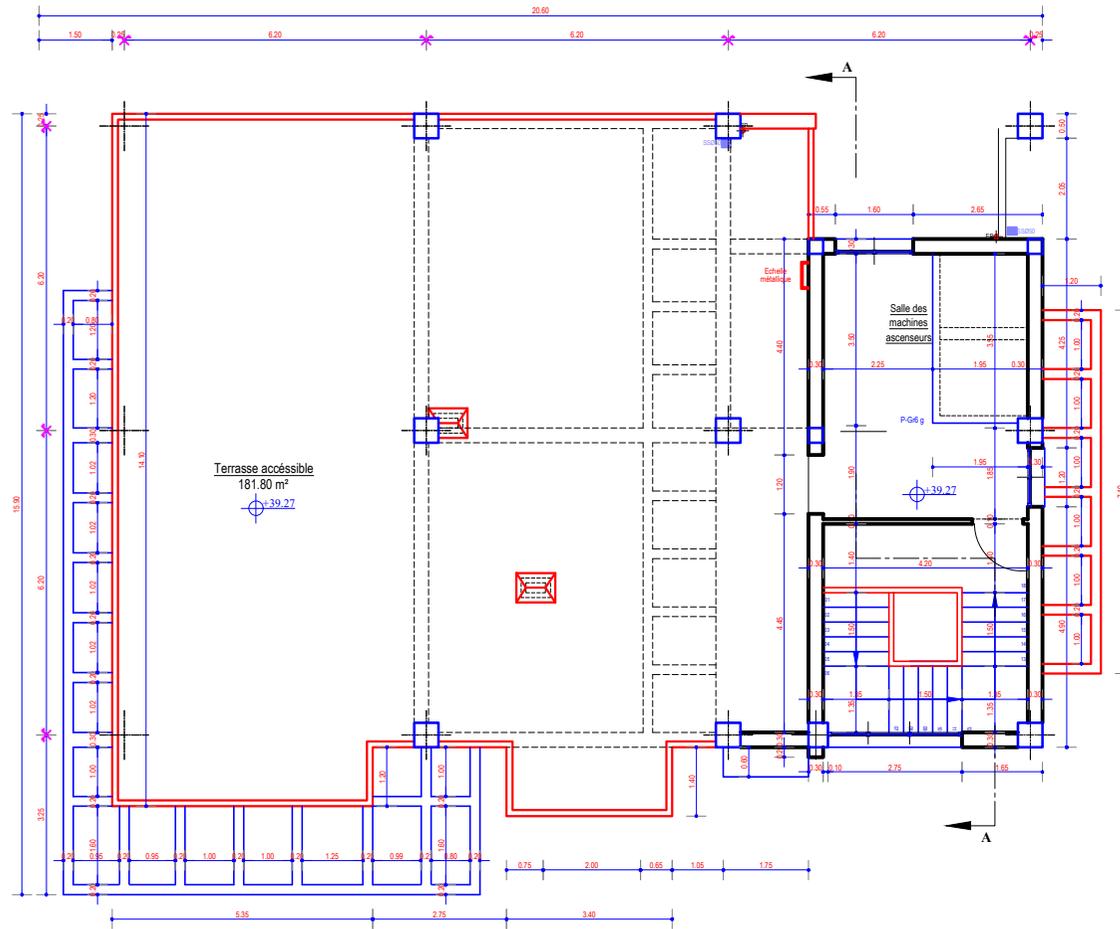
VUE EN PLAN DES ETAGES 3 à 8



VUE EN PLAN DU 9eme ETAGE

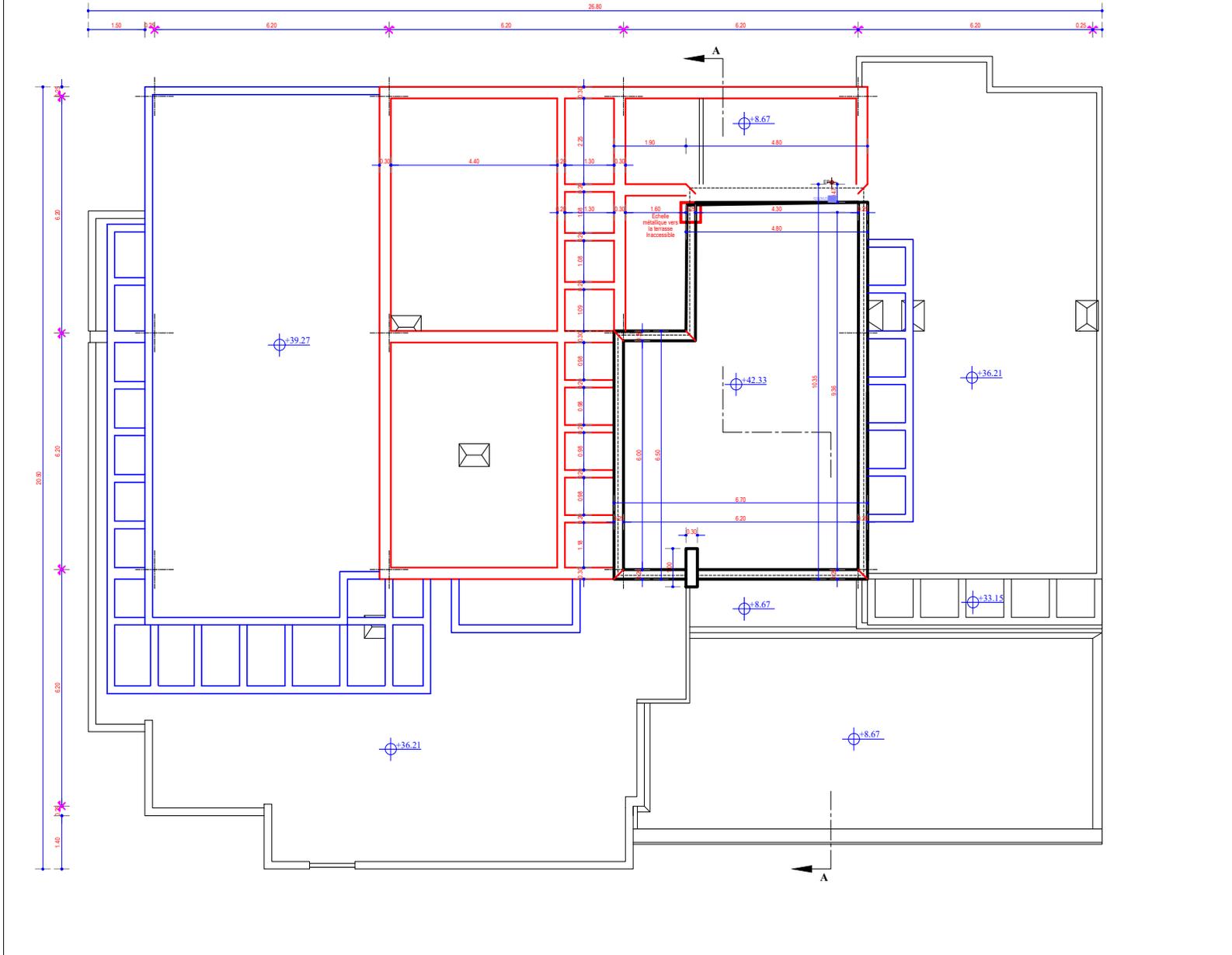






VUE EN PLAN DE LA TERRASSE

VUE EN PLAN DE LA TOITURE



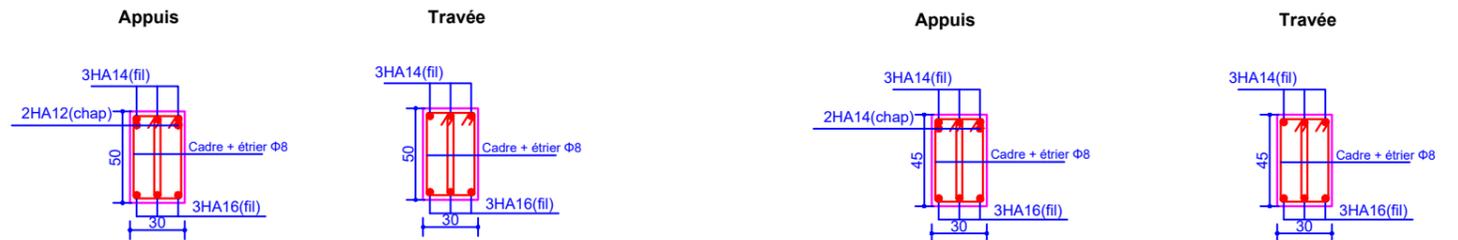
Annexe : 9
Schémas De Ferrailage
Des Poutres

Ferrailage des Poutres

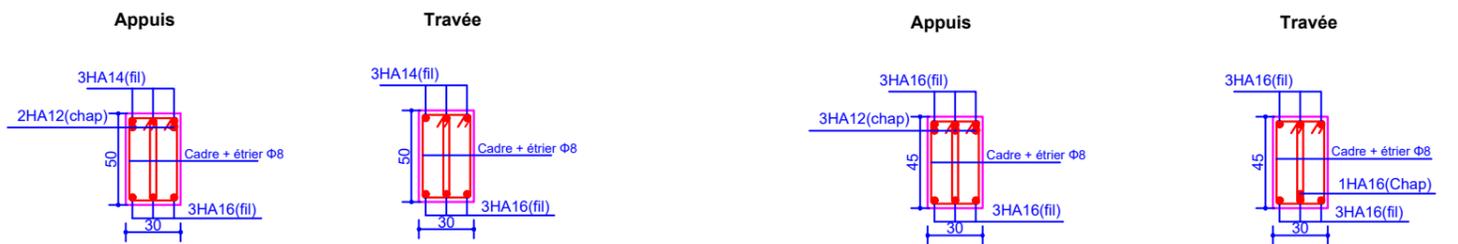
Poutre Principale

Poutre secondaire

Sous-sol + RDC 1



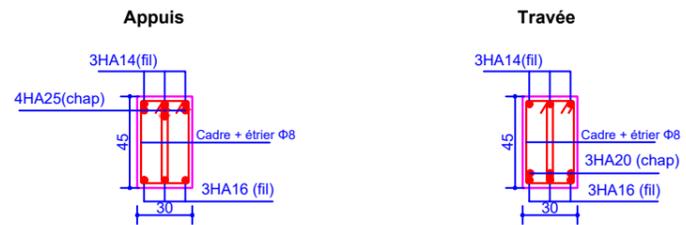
RDC 2 + Etage courant



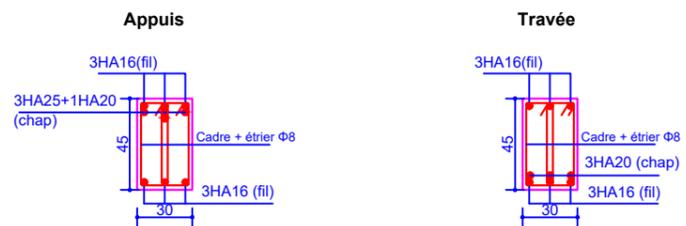
Toiture



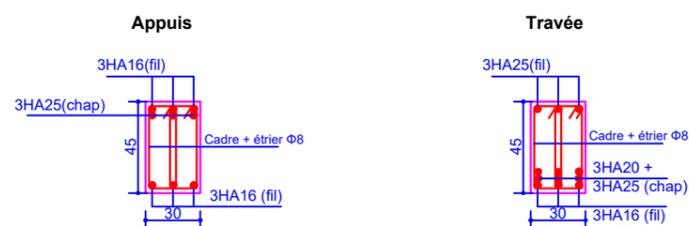
Poutre associé au voile Niveau sous-sol+RDC1



Poutre associé au voile Niveau RDC2 au 10ème



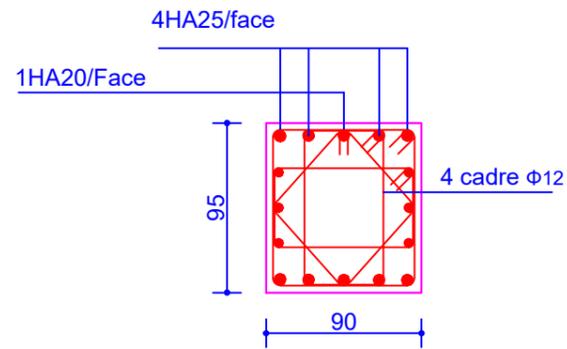
Poutre porteuse dalle d'ascenseur Niveau 10ème



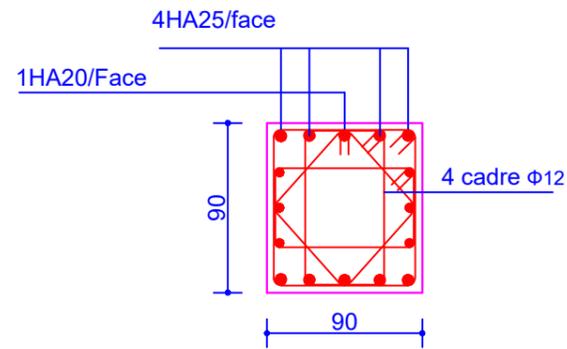
Annexe : 10
Schémas De Ferrailage
Des Poteaux

Ferrailage des Poteaux

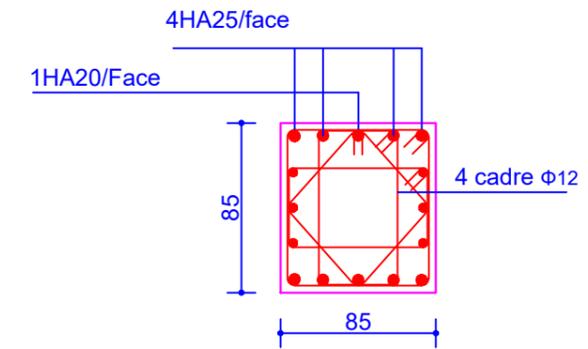
Poteaux Sous-sol (95*90)



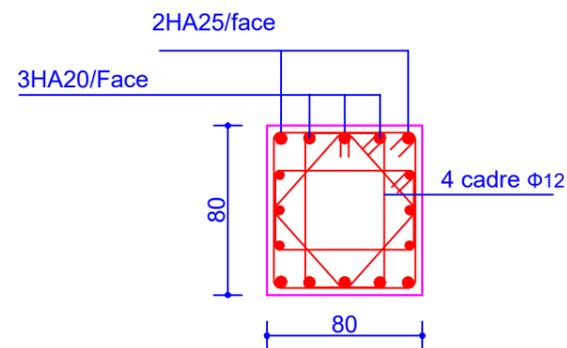
Poteaux RDC1 (90*90)



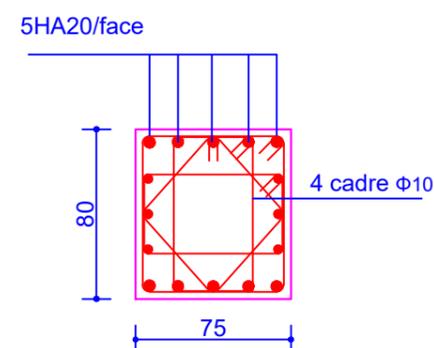
Poteaux RDC2 (85*85)



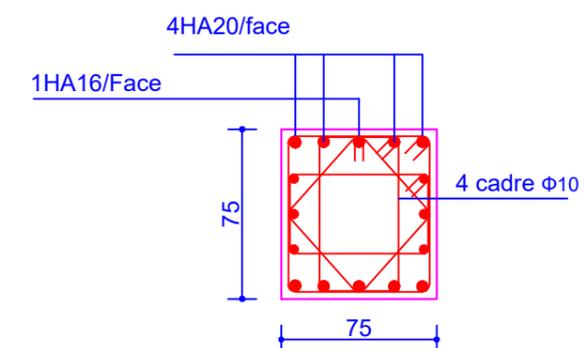
Poteaux 1+2 étage (80*80)



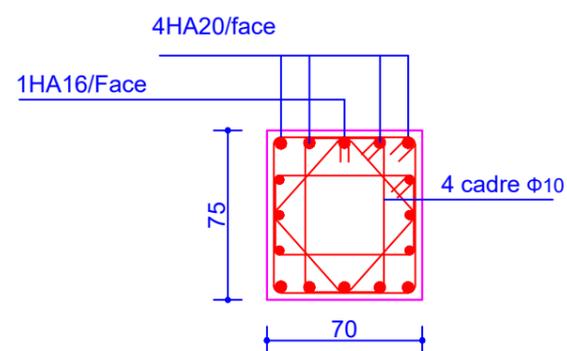
Poteaux 3+4 étage (80*75)



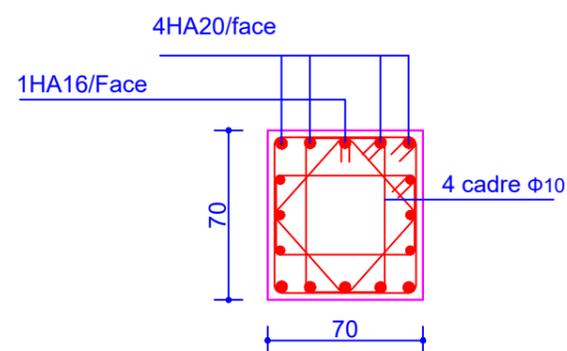
Poteaux 5+6 étage (75*75)



Poteaux 7+8 étage (75*70)



Poteaux 9+10 étage (70*70)



Poteaux Toiture (65*65)

