

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure
Et de la Recherche Scientifique



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'Etudes

En vue de l'obtention du diplôme de *Master II* en Génie Civil

« Option : Structure »

Thème :

**Étude d'un Immeuble en (R+8+1Sous-sol) à usage
Commercial et d'Habitation, Contreventé par un Système
Mixte (Voiles Portiques)**

Préparé par :

- Mr BOUSSAA Saadi
- Mr AMEZIANE Mohamed.

Encadré par :

- Mme BOUSSAA. L

Année Universitaire 2019-2020

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.

- ❖ Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.*
- ❖ Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice Mme BOUSSAA, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*
- ❖ Nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir acceptés de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*
- ❖ Ainsi, nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.*
- ❖ Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de notre travail.*

Dédicaces

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on
Dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie
en*

*Exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute
notre
existence.*

*Je dédie ce travail, tout d'abord à mes parent que dieu le tout
puissant les préserve, bonne santé et longue vie qui mont
encourager et soutenu tout le long de mon parcours*

*A mon frère Sofiane et mes sœur : Assia, Turkia, Warda, Fatma-
zohra, Atika et Fairouz*

Au petits Arris, Dina, Rima, Lana

*A tous mes amis et mes collègues : Abd el-hamid, Yacine, Yanis,
Yasmine, Amokrane, Meziane et Abd el-ghani*

Et finalement, à mon compagnon de parcours Moumed

Boussaa Saadi

Dédicaces

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on
Dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie*

en

Exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute

notre

existence.

Je dédie ce travail

*A mes très chers parents qui m'ont guidés durant toute ma vie,
qui ont tant donné pour me voir réussir.*

A mes chères adorables sœurs : kahina, Lamia et wassila

A mon cher frère : Cherif

A mon cher binôme : Saadi

A toute ma famille

A toute la promotion 2020

Ameziane Mohamed

Résumé

L'étude d'un immeuble de forme irrégulier contreventée par un système mixte (voile – portique), est une expérience qui nous a permis de mettre en application toute notre connaissance théorique acquise tout au long de notre formation et de maîtriser le logiciel de calcul ETABS.

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs dispositions des voiles de contreventement ont été testées dans le but d'avoir un système de contreventement mixte satisfaisant, et une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction).

L'étude sismique, particulièrement la recherche du comportement dynamique nous a conduits à certaines conclusions dont les plus importantes sont :

- Une bonne disposition des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds sert à assurer que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux (poteaux forts ; poutre faible).
- Le choix d'un bon site avec des fondations adaptées, tout en respectant les mesures de prévention imposées et celles recommandées, permettra de limiter les dommages en cas de secousse.

Sommaire

CHAPITRE I : GENERALITES

1. Présentation de l'ouvrage.....	1
1.1 implantation de l'ouvrage	1
1.2 caractéristiques géométriques de l'ouvrage	1
1.4. Données géotechnique du site.....	1
1.5. Caractéristiques structurales de l'ouvrage.....	1
1.6. Choix du contreventement	2
2. Généralités.....	2
2.1. Règlements et normes utilisés.....	2
2.2. Méthodes de calcul aux états limites	2
2.3. Action et sollicitation	3
2.3.1. Les actions	3
2.3.2. Sollicitations	3
2.3.3. Les combinaisons des actions	3
2.4. Caractéristiques des matériaux	4

Chapitre II : Pré Dimensionnement Et Calcul Des Eléments Secondaires

1. Introduction.....	6
2.1.1. Plancher A Corps Creux	6
2.1.1.1. Disposition Et Schémas De Différents Types De Poutrelles	6
2.1.1.2 Evaluation Des Charges	8
2.1.1.3 Etude Des Poutrelles	9
2.1.1.4. Ferrailage	10
2.1.1.5. Tableaux Récapitulatifs	13
2.1.1.6. Etude De La Dalle De Compression	16
2.1.2. Plancher A Dalle Pleines	16
2.1.2.1. Introduction	16
2.1.2.2. Pré Dimensionnement	16
2.1.2.3. Etudes Des Dalles Pleines	18
2.2 Étude Des Escaliers	24
2.2.1. Etudes De l'escalier Type 1	26
2.2.1.1. Etude De La Volé	26
2.2.1.2le Ferrailage De La Volé	27
2.2.1.3. Etude Du Palier	29
2.2.1.4. Le Ferrailage Du Palier	29
2.2.2. Etudes De l'escalier Type 3	30
2.2.2.1. Pré Dimensionnement	30
2.2.2.2. Le Ferrailage	31
2.2.3. Etude De La Poutre Palière.....	33
2.2.3.1. Dimensionnement.....	33
2.2.3.2. Ferrailage A l'ELU.....	34
2.2.3.3. Calcul A La Torsion	34

2.2.3.4. Ferrailage Globale	35
2.2.4. Etude De La Poutre Brisée	36
2.2.4.1. Dimensionnement	36
2.2.4.2. Ferrailage A l'ELU.....	36
2.2.4.3. Calcul A La Torsion	37
2.2.4.4. Ferrailage Globale.....	38
2.3. Etude De l'acrotère	38
2.3.1 Introduction.....	38
2.3.2. Evaluation Des Charges Et Surcharges	39
2.3.3. Ferrailage De l'acrotère	40
2.4. Etude De l'ascenseur.....	42
2.5. Pré Dimensionnement Des Eléments Structuraux	44
2.5.1 poutres	44
2.5.2. Voiles.....	45
2.5.3. Les Poteaux	45
2.6. Conclusion	51

Chapitre III : Etude Dynamique

3.1. Introduction	52
3.2. Modélisation.....	52
3.3. le choix de la méthode de calcul.....	52
3.3.1. Méthode statique équivalente	52
3.3.2. Méthode dynamique	53
3.3.3. Présentation de la méthode modale spectrale.....	53
3.3.4. Calcul de la force sismique v statique	53
3.4 résultats obtenus.....	56
3.4.1. Disposition des voiles de contreventement	57
3.4.2. Période de vibration et participation massique	57
3.4.3. Vérification des résultats vis-à-vis des exigences rpa99/2003.....	60

Chapitre IV : Etudes Des Eléments Structuraux

4.1. Introduction.....	65
4.2. Etude des poteaux.....	65
4.2.1. Recommandations.....	65
4.2.2. Sollicitation de calcul.....	67
4.2.3. Calcul du ferrailage.....	67

4.2.4. Vérifications nécessaires.....	69
4.2.4.1. Vérification au flambement.....	69
4.2.4.2. Vérification des contraintes a l'ELS.....	70
4.2.4.3. Vérification des contraintes de cisaillement.....	71
4.2.5. Détermination de la zone nodale.....	71
4.2.6. Schémas de ferrailage	72
4.3. Etude des poutres.....	72
4.3.1. Recommandations.....	72
4.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres.....	73
4.3.3. Vérifications nécessaires.....	75
4.3.3.1. Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales.....	75
4.3.4. Vérifications a l'ELU.....	75
4.3.5. Vérification a l'ELS.....	76
4.3.6. Vérification de la zone nodale.....	77
4.3.7. schémas de ferrailage des poutres	79
4.4. Étude des voiles.....	79
4.4.1. Introduction.....	79
4.4.3. Exemple de calcul ($v_x // a x-x'$ au niveau du Sous-sol + RDC et 1 ^{er} étage).....	80
4.4.4. Schémas de ferrailage	85
4.4.5. Conclusion.....	85

Chapitre 5 : Etude des fondations

5.1. Introduction.....	86
5.2. Combinaisons de calcul.....	86
5.3. Reconnaissance du sol.....	86
5.4. Choix du type de fondation.....	86
5.4.1. Radier général.....	86
5.4.1.1. Caractéristiques géométriques du radier.....	87
5.4.1.2. Vérifications nécessaires.....	88
5.4.2. Interprétations des résultats.....	89
5.4.2.1. Vérification au cisaillement.....	89
5.4.2.2. Vérification au poinçonnement.....	90
5.4.2.3. Vérification de la poussée hydrostatique	90
5.4.3. Ferrailage du radier général.....	90

5.5. Etude des nervures.....	93
5.5.1. Définition des charges qui reviennent aux nervures.....	93
5.5.2. Calcul des sollicitations.....	94
5.5.3. Ferrailage des nervures.....	96
5.5.4. Vérifications nécessaires.....	97
5.5.4.1. Vérification des efforts tranchants a l'ELU.....	97
5.5.4.2. Vérification des contraintes	97
5.5.5. schéma de ferrailage des nervures	97
5.6. Etude de voile périphérique.....	98
5.6.1. Introduction.....	98
5.6.2. Dimensionnement des voiles.....	98
5.6.3. Ferrailage du voile périphérique.....	99
5.6.4. Vérification de l'effort tranchant	100
5.6.6. Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	101
5.6.7. Conclusion	101

Conclusion générale

Liste de figures

Chapitre II : Pré Dimensionnement Et Calcul Des Eléments Secondaires

Figure 2.1. Coupe transversale d'un plancher a corps creux.....	6
Figure 2.2. Disputions des poutrelles.....	7
figure 2.3. Coupe transversale poutrelle.....	9
Figure 2.4. Coupe transversale poutrelle.....	9
Figure 2.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	16
Figure 2.6. Schéma statique de dalle plane	18
Figure 2.7. Schéma statique d'escalier a deux volé.....	24
Figure 2.8. Schéma statique de palier	29
Figure 2.9. Schéma statique de 2eme type d'escalier	30
Figure 2.10. Schéma statique de la poutre palière	33
Figure 2.11. Coupe transversale de l'acrotère et schéma statique	39
Figure 2.12. schémas de ferrailage de l'acrotère	42
Figure 2.13. Mode de fixation de l'ascenseur.....	43
Figure 2.14. Détail d'un ascenseur a câbles de traction.....	44
Figure 2.15. Coupe transversale des poutres.....	45
Figure 2.16. Surface affairant des planches courant.....	46

Chapitre III : Etude Dynamique

Figure 3.1 spectre de réponse.....	56
Figure 3.2. Disposition des voiles (vue en plan d'étage 08).....	56
Figure 3.3. Vue en 3d du model obtenu par le logiciel etabs2017 17.0.1.....	57
Figure.3.4. Mode 1 (translation suivant l'axe x-x au niveau de l'étage 8).....	58
Figure. 3.5. Mode 2 (translation suivant l'axe y-y au niveau de l'étage 8).....	59
Figure. 3.6. Mode 3 (rotation selon l'axe z-z au niveau de l'étage 10).....	59

Chapitre IV : Etudes Des Eléments Structuraux

Figure 4.1. Zone nodale.....	66
Figure 4.2. Ancrage des armatures transversales.....	67
Figure 4.3. Section d'un poteau.....	70
Figure 4.4. sollicitations statique dans les poutres principales	73
Figure 4.5. Répartition des moments dans les zones nodales	77

Figure 4.6. Formation des rotules plastique.....	77
Figure 4.7. Diagrammes des contraintes.....	81

Chapitre V: Etude des fondations

Figure 5.1. Schéma de ferrailage du radier.....	93
Figure 5.2. Schéma des lignes de rupture du radier.....	93
Figure 5.3. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée s sens x-x et y-y.....	94
Figure 5.4. Schéma de nervure.....	97
Figure 5.5.5 Schémas de ferrailage des nervures	98
Figure 5.6. Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	101

Liste de tableaux

CHAPITRE I : GENERALITES

Tableau.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	2
Tableau.2. Caractéristiques mécaniques des aciers.....	5

Chapitre II : Pré Dimensionnement Et Calcul Des Eléments Secondaires

Tableau 2.1. Types de poutrelle.....	7
Tableau 2.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	8
Tableau 2.3. Charge et surcharge du plancher courant.....	8
Tableau 2.4. Charge et surcharge pour le plancher terrasse inaccessible.....	8
Tableau 2.5. Charge et surcharge revenant aux poutrelles.....	9
Tableau 2.6. Moment isostatique et moment en travée.....	9
Tableau 2.7. Moment aux appuis	10
Tableau 2.8. Effort tranchant au niveau des travées.....	10
Tableau 2.9. Ferrailage de poutrelle type 4.....	10
Tableau 2.10. Sollicitation maximales des poutrelles de l'étage courant.....	13
Tableau 2.11. Sollicitation maximales des poutrelles de l'étage commerce.....	14
Tableau 2.12. Sollicitation maximales des poutrelles de l'étage terrasse.....	14
Tableau 2.13. Sollicitation opté pour le ferrailage des poutrelles.....	14
Tableau 2.14. Calcul du ferrailage a l'ELU des différents niveaux.....	15
Tableau 2.15. Vérification a l'ELU.....	15
Tableau 2.16. Vérification a l'ELS.....	15
Tableau 2.17. Dimensionnement des panneaux de dalles.....	16
Tableau 2.18. Évaluation de charges et surcharges sur la dalle pleine.....	17
Tableau 2.19. Coefficients ρ	20
tableau 2.20. Moment isostatique.....	20
Tableau 2.21. Moments en travée et en appui	21
Tableau 2.22. Résultat du ferrailage panneau D2.....	21
Tableau 2.23. Vérification des contraintes a l'els.....	21
Tableau 2.24. Vérification en appuis a l'els.....	22
Tableau 2.25. Vérification de la flèche.....	22
tableau 2.26. Coefficients ρ	22

Tableau 2.27. Moments isostatiques.....	22
Tableau 2.28. Moments en travée et en appui	22
Tableau 2.29. Résultat du ferrailage.....	23
Tableau 2.30. Vérification des contraintes a l'els en travée.....	23
Tableau 2.31. Vérification des contraintes a l'els en appuis.....	23
Tableau 2.32. Vérification de la flèche.....	23
Tableau 2.34. Evaluations des charges et surcharges de la volé.....	25
Tableau 2.35. Evaluation de charge sur le palier.....	26
Tableau 2.36. Calculs des sollicitations a l'.....	27
Tableau 2.37. Ferrailage de la volé	27
Tableau 2.38. Vérifications des contraintes	28
Tableau 2.39. Vérification de la flèche.....	29
Tableau 2.40. Ferrailage du palier.....	30
Tableau 2.41. Vérification des contraintes.....	30
Tableau 2.42. Pré dimensionnement de l'escalier.....	31
Tableau 2.43. Récapitulatif de calcul a l'ELU	31
Tableau 2.44. Ferrailage de l'escalier.....	31
Tableau 2.45. Calcul des sollicitations a l'ELU.....	31
Tableau 2.46. Vérifications des contraintes.....	31
Tableau 2.46. La vérification de la flèche.....	32
Tableau 2.47. Ferrailage de la vole cd.....	32
Tableau 2.48. Vérifications des contraintes	33
Tableau 2.49. Sollicitations de la poutre palière.....	34
Tableau 2.50. Ferrailage de la poutre palière.....	34
Tableau 2.51. Vérification des contraintes a l'els.....	36
Tableau 2.52. Sollicitations de la poutre brise	36
Tableau 2.53. Ferrailage de la poutre brise.....	37
Tableau 2.54. Vérification des contraintes a l'els.....	38
Tableau 2.55. Charge revenant a l'acrotère.....	39
Tableau 2.56. Calcule des sollicitations de l'acrotère.....	40
Tableau 2.57. Ferrailage de l'acrotère.....	41
Tableau 2.58. Résume les calculs des racines.....	42
Tableau 2.59. Chargement d'un ascenseur.....	42
Tableau 2.60. Épaisseurs optés pour les différents niveaux.....	45
Tableau 2.61. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.....	46

Tableau 2.62. Charge et surcharge repris par le poteau.....	47
Tableau 2.63. Résultats de la descente de charge de poteau.....	47
Tableau 2.64. Résultats de l'effort normal.....	49
Tableau 2.65. Résultats de la vérification au flambement.....	50
Tableau 2.66. Épaisseurs optes les différents niveaux.....	51

Chapitre III : Etude Dynamique

Tableau 3.1 valeurs des pénalités.....	54
Tableau. 3.2. Périodes et taux de participation massique de la structure.....	57
Tableau 3.3. Vérification des forces sismiques a la base.....	60
Tableau 3.4. Vérification des forces sismiques a la base après amplification.....	60
Tableau 3.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.....	60
Tableau 3.6. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales.....	61
Tableau 3.7. Vérifications des déplacements de niveaux.....	62
Tableau 3.8. Justification vis-à-vis de l'effet p- δ	63
Tableau 3.9. Vérification de l'effort normal réduit.....	63
Tableau 3.10. Dimensions finales des poteaux.....	64

Chapitre IV : Etudes Des Eléments Structuraux

Tableau 4.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	66
Tableau4.2. Sollicitations dans les différents poteaux.....	67
Tableau 4.3. Ferrailage longitudinal des poteaux.....	68
Tableaux 4.4. Ferrailage transversales des poteaux.....	69
Tableau4.5. Vérification au flambement des différents poteaux.....	70
Tableau 4.6. Vérification des contraintes dans le béton.....	70
Tableau 4.7. Vérification des contraintes de cisaillement.....	71
Tableau 4.8. Dimensions de la zone nodale.....	71
Tableau 4.9. Ferrailage des poutres principales (30×45)	74
Tableau 4.10. Ferrailage des poutres secondaires (30×40)	74
Tableau 4.11. Vérification des contraintes tangentielles.....	75
Tableau 4.12. Vérification des contraintes tangentielles.....	75

Tableau 4.13. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	76
Tableau 4.14. Vérification de l'état limite de compression du béton	76
Tableau 4.15. Calcul de la flèche dans les poutres principales.....	76
Tableau 4.16. Calcul de la flèche dans les poutres secondaires.....	77
Tableau 4.17. Moments résistants dans les poteaux.....	78
Tableau 4.18. Moments résistants dans les poutres principales.....	78
Tableau 4.19. Moments résistants dans les poutres secondaires.....	78
Tableau 4.20. Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	78
Tableau 4.21. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	79
Tableau 4.22. Sollicitations maximales dans le voile.....	81
Tableau 4.23.ferraillage du voile	81
Tableau 4.24. Sollicitations et ferraillage du voile groupe 1.....	83
Tableau 4.25. Sollicitations et ferraillage des voile de groupe 02.....	83
Tableau 4.26. Sollicitations et ferraillage des voiles groupe 1 sens y-y.....	84
Tableau 4.27.sollicitations et ferraillage des voiles groupe 2 y-y.....	85

Chapitre V: Etude des fondations

Tableau 5 1.vérifications des contraintes de sol sous combinaisons accidentelles.....	89
Tableau 5.2. Section d'armateur du radier.....	92
Tableau 5.3. Vérifications des contraintes a l'ELS.....	92
Tableau 5.4. Section d'armateur du radier a l'ELS.....	92
Tableau 5.5. Les charges équivalentes transmises aux nervures selon x-x.....	95
Tableau 5.6.les charges équivalentes transmises aux nervures selon y-y.....	95
Tableau 5.7. Sollicitation dans les nervures a l'ELU selon les deux sens.....	95
Tableau 5.8. Sollicitation dans les nervures a l'ELS selon les deux sens.....	96
Tableau 5.9. Résultats de ferraillage des nervures.....	97
Tableau 5.10. Vérification des contraintes a l'ELS.....	97
Tableau 5.11. Ferraillage des nervures a l'ELS.....	98
Tableau 5.12. Ferraillage des voiles périphériques.....	100
Tableau 5.13. Vérification des contraintes.....	101

Liste des Symboles et Notations

I	Moment d'inertie
I_f	Moment d'inertie fissuré
Q	Charge d'exploitation / facteur de qualité
L	Portée d'un élément
L_{max}	Longueur maximales entre deux éléments porteurs
L_x	Distance entre nus de poutrelles
L_y	Distance entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles
M	Moment en générale
M_a	Moment en appui
M_t	Moment en travée
M₀	Moment isostatique
N	Effort normale
n	Nombre de marche sur la volé / coefficient d'équivalence acier béton
R	Coefficient de comportement global
S	Section d'un élément
S_{rad}	Surface du radier
S_t	Espacement des armatures
T₁ T₂	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
V	Effort tranchant
W	Poids de la structures
σ_{bc}	Contraintes de compression du béton
σ_{st}	Contraintes de traction dans l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité du béton
γ_w	Poids volumiques de l'eau
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier
σ_{adm}	Contrainte admissible
τ	Contrainte de cisaillement
ξ	Pourcentage d'amortissement critique
C_T	Coefficient qui dépend du système de contreventement
β	Coefficient de pondération
λ_i	Coefficient instantané
λ_v	Coefficient différé
A', A_{ser}	Section d'acier comprimé / section d'acier à l'ELS
A_t	Section d'un cours d'armature transversale
A	Coefficient d'accélération de la zone
α	Coefficient de la fibre neutre
B	Aire d'une section du béton
B_r	Section réduite
b	La largeur en générale
c	Cohésion du sol
D	Facteur d'amplification dynamique
E	Module d'élasticité longitudinale
E_i	Module de Yong instantané
E_v	Module de Yong différé
E_s	Module d'élasticité de l'acier
ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite de service

f_{bu}	Contrainte de compression du béton
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{c28}	Résistance à la compression du béton à 28 jours
f_{ji}	Flèche instantané due aux charges permanentes sans revêtement
f_{gi}	Flèche instantané due aux charges permanentes
f_{gv}	Flèche différé due aux charges permanentes
Δ_f	Flèche totale
Δf_{amd}	Fleche admissible
G	Charges permanentes
H	Hauteur
h_t	Hauteur totale du plancher à corps creux / hauteur des nervures du radier
h_{cc}	Hauteur du corps creux
h_r	Hauteur de la dalle du radier
h_{dc}	Hauteur de la dalle de compression
h_e	Hauteur de l'étage libre
V_{st}	Force sismique statique
V_{dyn}	Force sismique dynamique
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible de compression du béton



CHAPITRE INTRODUCTIF

Introduction générale

Construire a toujours été l'a un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières années de s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis de l'effet sismique

Le Génie civil est un domaine très vaste et spécialisé qui regroupe l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol. Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles ...) aux différentes sollicitations (compression, traction, flexion) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leur dimensions et caractéristiques.

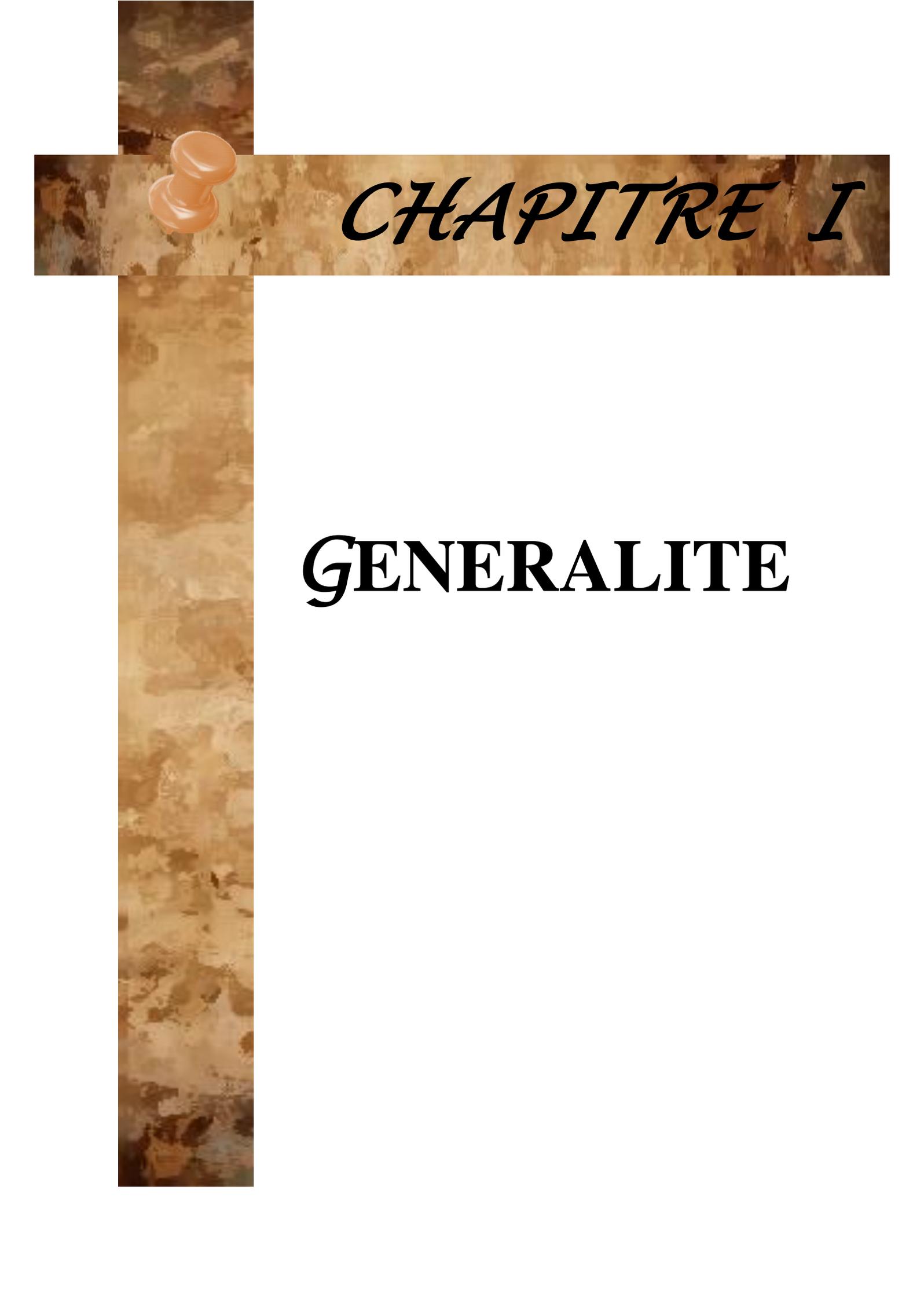
Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un immeuble multifonctionnel (commerciale et habitations) en (R+8+1sous sols) implanté à Bejaia qui classé d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité IIa. Donc il y a lieu de déterminer leur comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on à utiliser le code national « règlement parasismique algérien RPA99 »

Le travail est réalisé selon le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires.
- Le troisième chapitre, pour l'étude dynamique (modélisation par le logiciel ETABS V 2017
- Le quatrième chapitre, pour l'étude des éléments principaux (poteaux poutres voiles).
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.



CHAPITRE I

GENERALITE

1. Présentation de l'ouvrage

Ce projet consiste à faire l'étude génie civil d'une tour (R+8+Sous-sol) en béton armé contreventé par un système mixte (voiles-portiques). Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien (RPA99/version 2003) dans le groupe d'usage 2.

1.1 Implantation de l'ouvrage

Cet immeuble est implanté à AOKAS au centre ville de d'AOKAS (Wilaya de Bejaia) qui est classée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/version 2003, annexe1), en zone IIa. Le site concerné par la présente étude est situé sur un terrain relativement plat.

1.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

En élévation	Hauteur totale du bâtiment y compris l'acrotère	31,58 m
	Hauteur totale du bâtiment sans l'acrotère.....	31,28m
	Hauteur du sou sol.....	3,06 m
	Hauteur du RDC et le 1^{er} étage	3,40 m
	Hauteur de l'étage courant	3,06 m
En plan	Longueur total.....	28,5m
	Largeur total	22,4 m

Tableau.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

1.4. Données géotechniques du site

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 d'après le RPA 99 version 2003.
- D'après le rapport de sol on peut classer le sol en classe S3 (sol meuble) selon sa nature géotechnique
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.50 \text{ bar}$.
- L'ancrage minimal des fondations $D = 3.4 \text{ m}$
- Les caractéristiques mécaniques $0.20 \text{ bar} \leq c \leq 0.45 \text{ bar}$ et $5 \leq \phi \leq 19^\circ$

1.5. Caractéristiques structurales de l'ouvrage

- ❖ Les planchers des étages courants seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme rigide conçu pour assurer la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ La dalle des paliers, des voiles, de l'ascenseur est un élément porteur en béton armé, son épaisseur dépend des conditions d'utilisation.
- **Les escaliers :** ce sont des éléments secondaires permettent le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. Dans notre cas on a :
 - ◇ Escalier droit à deux volées.
 - ◇ Escalier balancé

- **Les maçonneries :**
 - ◇ Les murs extérieurs seront réalisés avec de la brique creuse, en double parois d'épaisseur totale de 30 cm et constitué de :
 - Deux panneaux, intérieur en brique de 10 cm et extérieur de 15 cm d'épaisseur.
 - Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
 - ◇ Les cloisons de séparation seront en une seule paroi de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- **L'acrotère :** c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse coulée sur place.
- **Terrasses :** notre projet comporte un type de terrasses :
 - ◇ Terrasse inaccessible : se situe au niveau +28.22
- **L'infrastructure :** elle dépend généralement de la nature de sol, réalisée en béton armé, après l'étude de la superstructure. Elle est constituée d'un ensemble rigide et résistant qui assure les fonctions suivantes :
 - ◇ Transmission des charges verticales au sol.
 - ◇ Réaliser l'encastrement de la structure au sol.
 - ◇ Limiter les tassements différentiels.

1.6. Choix du contreventement

Selon le **RPA99/2003**, tout ouvrage dépassant les 14m de hauteur doit être constitué de portiques et de voiles en béton armé (contreventement mixte avec justification d'interaction voile-portique) **RPA99 version 2003 (Art3.4. A.1.a)**.

2. Généralités

2.1. Règlements et normes utilisés

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

- ❖ CBA93 (Code De Béton Armé).
- ❖ RPA99 version 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- ❖ BAEL91 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- ❖ DTR BC2.2 (Document Technique Réglementaire Charges Et Surcharges).
- ❖ DTR BC2.331 (Règles De Calcul Des Fondations Superficielles).

2.2. Méthodes de calcul aux états limites

- Etat Limite Ultime (ELU)

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

On distingue :

- Un état d'équilibré statique
- Etat Limite Ultime de l'un des matériaux.

➤ Etat Limite Ultime de stabilité de forme

- **Etat Limite de Service (ELS)**

C'est un état qu'il faut respecter parfaitement pour compromettre à la durabilité et à l'exploitation de l'ouvrage dans de bonne condition, on distingue :

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

2.3. Action et sollicitation

2.3.1. Les actions

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, ...etc.) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variation de températures, tassements d'appuis, ... etc.) qui entraînent des déformations dans la structure, on distingue :

• **Les actions permanentes (G)**

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

- Le poids propre des éléments de la structure.
- Le poids des poussés des terres ou les pressions des liquides.
- Le poids des murs, cloisons, revêtements... etc.

• **Les actions variables (Q)**

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

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution.
- Charges climatiques (neige, vent).
- Les actions dues à la température.

• **Les actions accidentelles (E)**

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application :

- Séisme.
- Chocs.
- Explosion.
- Les feux.

2.3.2. Sollicitations

Les sollicitations sont des efforts (normaux, tranchants) et des moments (de flexion, de torsion) calculés à partir des actions.

2.3.3. Les combinaisons des actions

- A l'état limite ultime ELU : la combinaison est $1.35G+1.5Q$
- A l'état limite de service ELS : la combinaison est $G+Q$
- Sollicitations sismiques : les combinaisons sismiques données par RPA 99/2003

Situation durable :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Situation accidentelle :

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

$G + Q \pm 1.2 \times E$ (uniquement pour les poteaux dans les constructions auto-stable)

2.4. Caractéristiques des matériaux

2.4.1 Béton

Le béton est un mélange composite hétérogène, constitué de granulats (gravier, sable), d'un liant hydraulique et de l'eau. A ces composants s'ajoutent parfois des adjuvants qui améliorent les performances du béton. Sa composition doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.
- Un entretien facile.
- Une bonne résistance aux feux.

2.4.2. Acier

L'acier est un alliage de minerai de fer et de carbone en faible pourcentage. Son rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité. On distingue :

- Les treillis soudés.
- Les ronds lisses.
- Les barres de haute adhérence.

✚ Le tableau suivant représente quelques exemples d'aciers utilisés en construction et leurs caractéristiques.

Type	Nuance	Limite élastique FeE	Limite de rupture (Mpa)
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	480
	FeE500	500	550
Ronds lisses (RL)	FeE215	215	330-390
	FeE235	235	460-490
Treillis soudés (TS)	FeE400	400	400

Tableau.2. Caractéristiques mécaniques des aciers.

La contrainte limite des aciers

- Etat limite ultime : la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- Etat limite de service : on distingue les cas suivants :

Fissuration peu nuisible :

pas de vérification à faire.

Fissuration nuisible :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$$

Fissuration très nuisible :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min (1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$$

Avec :

η : coefficient de fissuration.

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

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



CHAPITRE II

PRE ***DIMENSIONNEMENT ET*** ***CALCUL DES ELEMENTS*** ***SECONDAIRES***

1. Introduction

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

2. Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

2.1. Plancher

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre projet on a deux types de plancher

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle plaines

2.1.1 Plancher à corps creux

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur h_t

$$(h_t = h_{cc} + h_{Dc}).$$

Avec : h_t : hauteur totale

h_{cc} : hauteur du corps creux

h_{Dc} : hauteur de la dalle de compression

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

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

Avec

L_{\max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

$$L_{\max} = 450 - 30 = 420 \text{ cm} \quad \rightarrow h_t \geq \frac{420}{22,5}$$

$$\text{Alors } h_t \geq 18,67 \text{ cm} \quad \rightarrow h_t = 16 + 4 = 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \{h_{cc}=16 \text{ cm et } h_{dc}=4 \text{ cm}$$

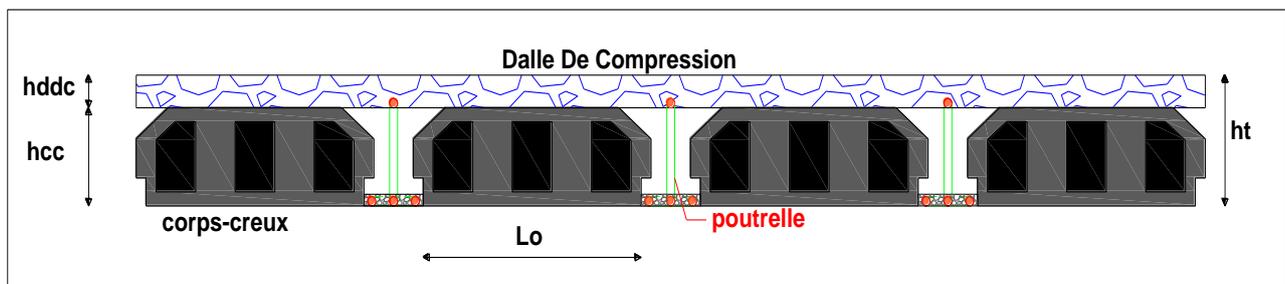


Figure 2.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

2.1.1.1. Disposition et schémas de différents types de poutrelles

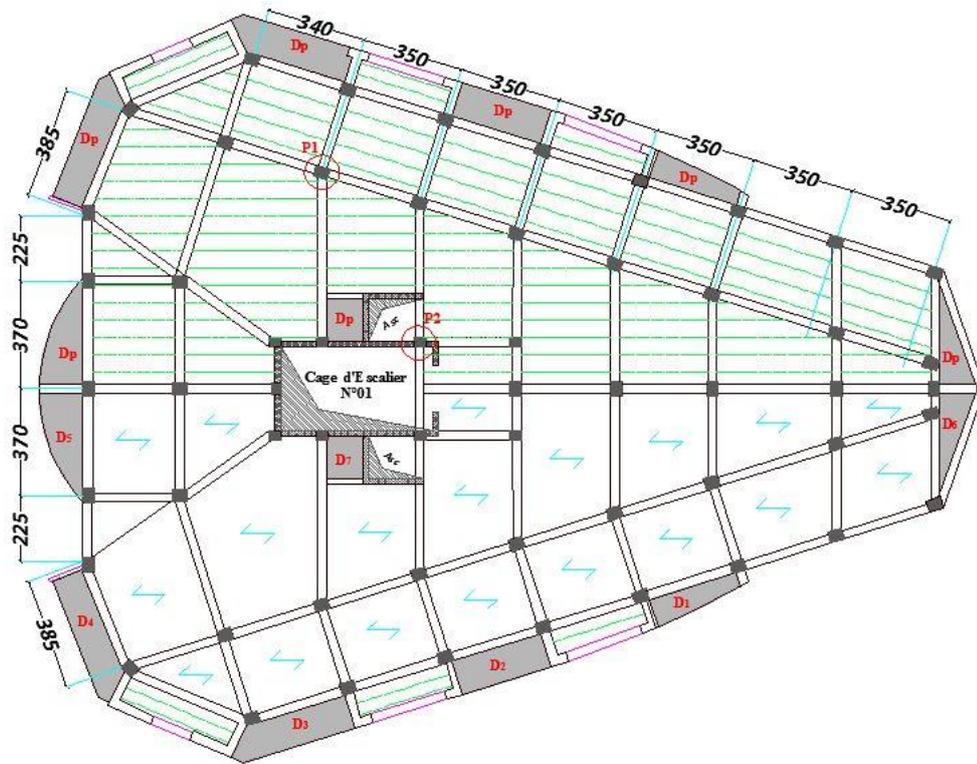


Figure 2.2. Dispositions des poutrelles

Tableau 2.1. Types de poutrelle

Type	Schéma statide
Type 01	
Type 02	
Type 03	
Type 04	
Type 05	
Type 06	
Type 07	
Type 08	
Type 09	

Tableau 2.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de poutrelles	Vérification des conditions	Méthodes adopté
Type 1, 2, 3, 4 et 9	$Q \leq \min \left(2G; 5 \frac{KN}{m^2} \right)$ $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ F.P.N I=constant	Forfaitaire
5, 6, 7 et 8	Isostatique	Methode de la RDM

2.1.1.2.évaluation des charges

Tableau charges et surcharges des plancher commerce, habitation et la terrasse

Tableau 2.3. Charge et surcharge du plancher courant

Nature	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ³)	Q(KN/m ²)	
Plancher courant	Carrelage	20	0,02	0,4	1,5	
	Mortier de pose	20	0,02	0,4		
	Cloisons	/	/	1		
	Corps creux 20	14	0,2	2,8		
	Dalle pleine	25	0,15	3,75		
	Lit de sable	18	0,02	0,36		
	Enduit de ciment	10	0,02	0,2		
	G_{tot} pour corps creux					5,16
	G_{tot} pour la dalle pleine					6,11

Tableau 2.4. Charge et surcharge pour le plancher terrasse inaccessible

Nature	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ³)	Q(KN/m ²)
Terrasse Inaccessible	Protection gravillon	20	0,05	1	1
	Etanchéité	3	0,02	0,06	
	Forme de pente	22	0,1	2,2	
	Corps creux 20	14	0,2	2,8	
	Isolation thermique	2	0,04	0,08	
	Enduit de ciment	10	0,02	0,2	
	G_{tot} pour corps creux				

Tableau 2.5. Charge et surcharge revenant aux poutrelles

Natur e	G K/m ²	Q K/m ²	ELU		ELS	
			P _u (KN/m ²) (1,35G + 1,5Q)	q _u (KN/m ²) (1,35G1,5Q)0,65	P _s (KN/m ²) (G + Q)	P _s (KN/m ²) (G + Q)0,65

T.I	6,34	1	10,059	6,538	7,34	4,771
E.C	5,16	1,5	9,216	5,94	6,64	4,329
E.com	5,16	5	14,466	9,403	10,16	6,604

2.1.1.3. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé pour transmettre les charges verticales aux poutres .elles sont calculées comme des sections en T a la flexion simple

ht: Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher) → ht = 20cm

h₀: Hauteur de la dalle de compression → h₀ = 4cm

b₀: Largeur de la nervure → b₀ = 10cm

la largeur efficace de la dalle de compression est donnée par la formule suivante :

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

L_x : distance entre nus de deux poutrelles

L_y : longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles

Dans notre cas, on na :

ht =20cm ; h₀ =4cm ; b₀=10 cm ; L_x = 65-10= 55 cm ; L_y= 315 cm

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min(27,5 ; 31,5) \text{ cm} \rightarrow \text{soit } \mathbf{b=65cm}$$

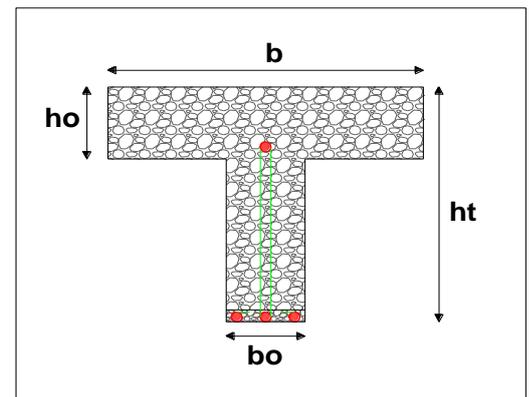


Figure 2.3. Coupe transversale poutrelle

Exemple illustratif : Soit le type 4

On exposera cet exemple de calcul, sur ma méthode forfaitaire, soit le type du plancher étage commercial

G=5, 16 KN/m² Q= 5KN/m² L_o= 65 cm

Moment isostatique $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

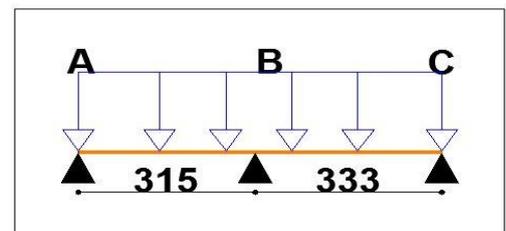


Figure 2.4. Coupe transversale poutrelle.

Tableau 2.6. Moment isostatique et moment en travée

Travée	L (m)	Mo ^u (KN.m)	Mo ^s (KN.m)	Mu ^t (KN.m)	Ms ^t (KN.m)
AB	3,15	11,663	8,191	9,544	6,703
BC	3,3	12,8	8,99	10,849	7,62

Moment aux appuis

Appuis de rive : les moments sont nuls, mais selon le **BAEL 91/99**, exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant fictive de l'ordre **-0,15 M₀**

Appuis intermédiaires : **M_B = -0,6M₀**

Tableau 2.7. Moment aux appuis

Postions	M A_u (KN.m)	MA _s (KN.m)	V _u (KN)
Appui A	-1,92	-1,348	14,81
Appui B	-7,68	-5,394	17,842
Appui C	-1,92	-1,348	-15,515

Tableau 2.8. Effort tranchant au niveau des travées

Postions	Vu _i (KN)	V _{ui+1} (KN)
Travée AB	14,809	-17,031
Travée BC	17,842	-15,5149

2.1.1.4. Ferrailage

le ferrailage se calcul a L'ELU avec les sollicitations max

On a : $M^{tmax} = 10,849$ KN.m , $M_{A_{int}}^{max} = -7,68$ KN.m , $M_{A_{rive}}^{max} = -1,92$ KN.m

Moment équilibré par la table de compression MT_u :

$$Mt_u = f b_u \times b \times h_o \times \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$Mt_u = 0,059 \text{ MN.m} > Mt = 0,010849 \text{ MN.m} \rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire}$$

$$\mu_{bu} = \frac{MT_u}{f b_u \times b \times d^2}, \quad \alpha = 1,25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}} \right], \quad z = d(1 - 0,4\alpha) \quad A = \frac{M_t}{z \times f_{st}}$$

$$f_{st} = \frac{f_e - 400}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Tableau 2.9. Ferrailage de poutrelle type 4

type	Mt(KN.m)	U _{b_u}	α	Z(m)	A _{min} (m ²)	A _{cal} (m ²)	A _{choisit} (m ²)
Travée	10,849	0,0363	0,0463	0,177	1,412	1,76	3HA12=3,39
App rive	7,68	0,167	0,230	0,163	1,412	1,351	1HA10+1HA12=1,92
App int	1,92	0,0418	0,0534	0,176	1,412	0,313	1HA10= 0,79

Armature transversale

$$\phi_t \geq \min \left(\phi_l^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10 \text{ mm}; 5,71 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

D'où, $A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Vérifications nécessaires

1. Vérifications à l'ELU

Vérification de rupture par cisaillement

$$\tau_u = V_u^{max} / (b_0 \times d)$$

$$\tau_u = (16,2 \times 10^{-3}) / (0,1 \times 0,18) = 0,9 \text{ MPa}$$

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement

Espacement (St)

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

$$1) \quad St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad St \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$2) \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \quad \Rightarrow \quad St \leq 57 \text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \quad \Rightarrow \quad St \leq 67,56 \text{ cm}$$

D'où, $St = \min(1, 2, 3)$ donc **St = 15 cm**

❖ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

• Appui de rive

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$$

$$\Rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 17,842 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow A_l^{min} \geq 0,502 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 3\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 4,18 \text{ cm}^2 > 0,68 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

• Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$$

$$A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(17,842 \times 10^{-3} - \frac{7,68 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$A_l = -0,848 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment

2. Vérifications a ELS

En Travée

Position de l'axe neutre

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -191,9 \text{ cm}^3 < 0$$

Donc calcul d'une section en T

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

Calcul de y et I

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

$$5y^2 + 270,85y - 1355,3 = 0 \rightarrow y = 4,61 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 11235 \text{ cm}^4$$

Donc $\sigma_{bc} = 3,58 \text{ mpa} < 15 \text{ mpa} \rightarrow$ vérifiée

En Appuis

$$Y = 4,39 \text{ cm} \quad I = 10391 \text{ cm}^4 \quad \sigma_{bc} = 2,2827 \text{ mpa} < 15 \text{ mpa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M^t}{15M_0} \rightarrow \frac{0,2}{3,3} \geq \frac{7,62}{15 \times 8,99} \rightarrow 0,061 > 0,056 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A^t}{b_0 \times d} < \frac{3,6}{f_e} \rightarrow 0,018 > 0,009 \rightarrow \text{nest pas vérifié}$$

$$l \leq 8 \text{ m} \rightarrow 3,3 \text{ m} < 8 \text{ m} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Remarque : Comme la 2eme condition n'est pas vérifiée on doit vérifier la flèche

$$\Delta f \leq \bar{f} \quad ; \quad l < 5 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3,5}{500} = 7 \text{ mm}$$

Δf : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,...).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 révisé 99}$$

$$G = 5,16 \text{ KN/m}^2$$

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

$$j = l_0 (G - G^{revt}) = 1,82 \text{ KN/m}^2$$

$$P = l_0 (G + Q) = 6,604 \text{ KN/m}^2$$

$$g = l_0 G = 3,354 \text{ KN/m}^2$$

Calculs des moments

$$M_{ser}^g = 0,8476 M_0^g = 3,869 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ser}^j = 0,8476 M_0^j = 2,099 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ser}^p = 0,8476 M_0^p = 7,619 \text{ KN/m}^2$$

Modules de Young instantané et différé

$$\left\{ E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \right.$$

$$\left\{ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \right.$$

Coefficients λ, μ

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 2,26 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 0,905 \end{cases} \quad \text{Avec,} \quad \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{10 \times 18} = 0,0188$$

$$\text{avec} \quad \begin{cases} I = 11239 \text{ cm}^4 \\ y = 4,58 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{2,099 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,0458)}{1,1239 \times 10^{-4}} = 37,604 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{3,869 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,0458)}{1,1239 \times 10^{-4}} = 69,299 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t_{sp}} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{7,619 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0458)}{1,1239 \times 10^{-4}} = 136,449 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{t_{sj}} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0188 \times 37,604 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.254$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{t_{sg}} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0188 \times 69,229 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.498$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{t_{sp}} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0188 \times 136,449 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.703$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fji} = 1,422 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fgi} = 1,0548 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fpi} = 8,657 \times 10^{-5} \text{ cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fgv} = 1,5468 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 1,2309 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 2,9529 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 2,5183 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 0,4952 \text{ mm}$$

$$\text{Donc } \Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 3,7451 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{L}{500} = 6,6 \text{ mm}$$

D'où la flèche est vérifiée

2.1.1.5. Tableaux récapitulatifs

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'Elu et à l'ELS des différents types de poutrelles sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau 2.10. Sollicitation maximales des poutrelles de l'étage courant

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant V_u (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
1	-1,375	-4,586	7,498	11,53	-0,904	-3,315	5,419
2	-1,375	-4,586	7,498	11,53	-0,904	-3,315	5,419
3	-1,797	-5,99	7,389	13,178	-1,29	-4,329	5,346

4	-1,223	-4,892	6,258	11,36	-0,883	-3,536	4,523
5	-1,11	/	7,429	9,34	-0,805	/	5,369
6	-1,245	/	8,303	9,73	-0,9	/	6
7	-2,31	/	15,43	13,59	-1,67	/	11,153
8	1,37	/	9,172	10,48	-0,99	/	6,629
9	-1,245	-4,982	6,372	11,36	-0,9	-3,6	4,491

Tableau 2.11. Sollicitation maximales des poutrelles de l'étage commerce

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant $V_u(KN)$	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
1	-2,159	-7,199	12,92	18,1	-1,52	-5,349	9,07
2	-2,159	-7,199	12,924	18,1	-1,516	-5,056	9,07
3	-2,82	-9,403	13,119	20,68	-1,98	-6,604	9,214
4	-1,919	-7,68	10,849	17,84	-1,34	-5,39	7,62
5	-1,74	/	11,663	14,81	-1,22	/	8,191
6	-1,95	/	13,03	15,65	-1,37	/	9,154
7	-3,63	/	24,226	21,34	-2,85	/	17,015
8	-2,159	/	14,39	16,45	-1,516	/	10,112
9	-1,95	-7,82	11,048	18	-1,37	-5,49	7,75

Tableau 2.12. Sollicitation maximales des poutrelles de l'étage terrasse

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant $V_u(KN)$	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
1	-1,502	-5,01	8,01	12,586	-1,096	-3,653	5,845
2	-1,502	-5,01	8,01	12,586	-1,096	-3,653	5,845
3	-1,96	-6,538	7,846	14,384	-1,431	-4,771	5,725
4	-1,335	-5,34	6,675	12,42	-0,974	-3,897	4,871
5	-1,216	/	8,11	10,297	-0,88	/	5,918
6	-1,36	/	6,82	10,86	-0,992	/	6,613
7	-2,527	/	16,845	14,841	-1,844	/	12,292
8	-1,502	/	10,011	11,44	-1,095	/	7,306
9	-1,335	-5,437	6,797	12,519	-0,974	-3,968	4,96

Tableau 2.13. Sollicitation opté pour le ferrailage des poutrelles

Niveaux	Sollicitation les plus défavorable						
	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T.inaccessible	-2,527	-6,538	16,845	14,841	-1,844	-4,771	12,292
E. courant	-2,31	-5,99	15,43	13,59	-1,67	-4,329	11,153
E.Commerce	-3,63	-9,403	24,226	21,34	-2,85	-6,604	17,015

Tableau 2.14. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

Niveaux	position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Terrasse inaccessible	travée	16,845	0,056	0,073	0,175	2,77	1,41	3HA12	3,39
	App inter	-6,538	0,142	0,193	0,166	1,132	0,217	1HA12+1HA10	1,92
	App rive	-2,527	0,055	0,071	0,175	0,415	0,217	1HA10	0,79
Etagé courant	travée	15,43	0,052	0,066	0,175	2,534	1,41	3HA12	3,39
	App inter	-5,99	0,131	0,175	0,167	1,09	0,217	1HA10+1HA12	1,92
	App rive	-2,31	0,05	0,064	0,175	0,38	0,217	1HA10	0,79
Etagé commercial	travée	24,226	0,081	0,106	0,172	4,04	1,41	2HA14+1HA12	4,21
	App inter	-9,403	0,205	0,289	0,159	1,70	0,217	1HA10+1HA12	1,92
	App rive	-3,63	0,079	0,103	0,172	0,605	0,217	1HA10	0,79

Vérification des poutrelles aux états limite (ELU et ELS)

Tableau 2.15. Vérification à l'ELU

Niveaux	cisaillement $\tau_u \leq \bar{\tau}$ (Mpa)	Armatures longitudinales $A_l^{min} \geq$		Bielle $V_u \leq 0,267ab_0f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_u^1 \leq \bar{\tau}$ (Mpa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9d})$		
Terrasse inaccessible	0,824 < 3,33	4,18 > 0,427	5,31 > 1,587	14,84 < 108,135	0,99 < 3,33
Etagés courants	0,75 < 3,33	4,18 > 0,391	4,96 > 1,454	13,5 < 108,135	0,89 < 3,33
Etagé commercial	1,18 < 3,33	5 > 0,613	6,54 > 2,28	21,3 < 108,135	1,39 < 3,33
observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau 2.16. Vérification à l'ELS

Niveaux	Endroit	M^s (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (Mpa)	Obse
Terrasse inacc	Travée	12,292	3,39	3,91	8323	5,78 < 15	vérifiée
	appui	-4,771	1,92	4,39	10391	2,01 < 15	vérifiée
Etagé courant	Travée	11,153	3,39	3,91	8323	5,25 < 15	vérifiée
	appui	-4,329	1,92	4,39	10391	1,83 < 15	vérifiée
Etagé commerce	Travée	17,015	3,39	3,91	8323	8,01 < 15	vérifiée
	appui	-6,604	1,92	4,39	10391	2,79 < 15	vérifiée

- Schémas de ferrailage : voire annexe 01 : ferrailage des poutrelles (plan de ferrailage)

2.1.1.6. Etude de la dalle de compression

On utilise un treillis soudé de nuance $f_{cE} = 400$ MPa

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

CBA93 (B.6.8.4.2.3)

On choisit : 5 $\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec : $St=20\text{cm} \leq 20\text{cm} \dots \dots \dots$ vérifiée.

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

CBA93 (B.6.8.4.2.3)

On choisit : 4 $\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec : $St=25\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots \dots \dots$ vérifiée.

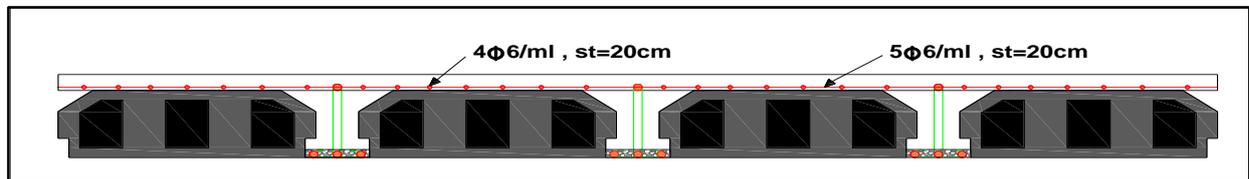


Figure 2.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

2.1.2. Plancher à dalle pleines

2.1.2.1. Introduction

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

Critère de résistance

$$e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow \text{cas d'un panneau de dalle sur un appui}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \rightarrow \text{cas d'un panneau de dalle sur 2,3 ou 4 appuis avec } \rho < 0,4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \text{cas d'un panneau de dalle sur 2,3 ou 4 appuis avec } \rho > 0,4$$

Avec $L_x =$ la plus petite dimension du panneau de dalle

Critère de coupe feu

$$e \geq 7 \text{ cm} \quad 1 \text{ heure de coupe feu}$$

$$e \geq 11 \text{ cm} \quad 2 \text{ heure de coupe feu}$$

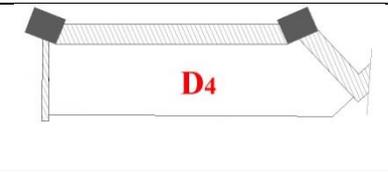
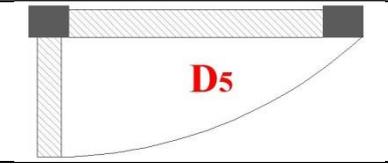
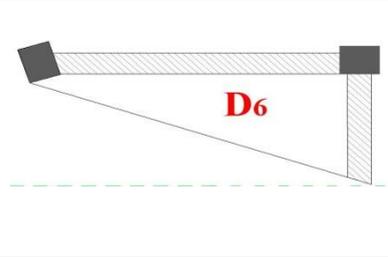
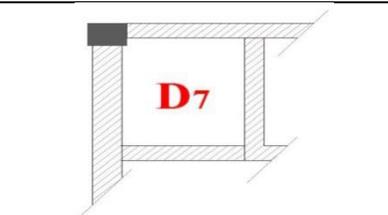
$$e \geq 14 \text{ cm} \quad 4 \text{ heure de coupe feu}$$

Critère d'isolation phonique $e \geq 14 \text{ cm}$

2.1.2.2. Pre dimensionnement

Tableau 2.17. Dimensionnement des panneaux de dalles

Panneaux Des dalle	Appuis	L_x (cm)	L_y (cm)	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	Epaisseur (cm)	Schémas
D_1	3	125	320	0,39 < 0,4	14	
D_2						
D_3			310	0,4 > 0,4		

D_4	3	135	340	$0,39 < 0,4$	14	
D_5	2	115	565	$0,2 < 0,4$	14	
D_6	3	125	350	$0,35 < 0,4$		
D_7	4	160	160	$1 > 0,4$		

D'après les résultats obtenus on opte le critère de 2h de coupe feu $e=14\text{ cm}$

Tableau 2.18. Évaluation de charges et surcharges sur la dalle pleine

Eléments	Poids volumiques (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Surcharge Q (KN/m^2)
Carrelage	20	0,02	0,4	3,5
Mortier de pose	20	0,02	0,4	
Lit de sable	18	0,02	0,36	
Dalle pleine	25	0,14	3,5	
Enduit de ciment	18	0,015	0,27	
Charge permanente G			4,93	

2.1.2.3. Etudes des dalles pleines

❖ 1^{er} Exemple de calcul → panneau D_2 (sur 3 appuis)

On a $G = 4,93 \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right)$ $Q = 3,5 \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right)$ et $e = 14\text{ cm}$ $L_x = 125\text{ cm}$ $L_y = 320\text{ cm}$

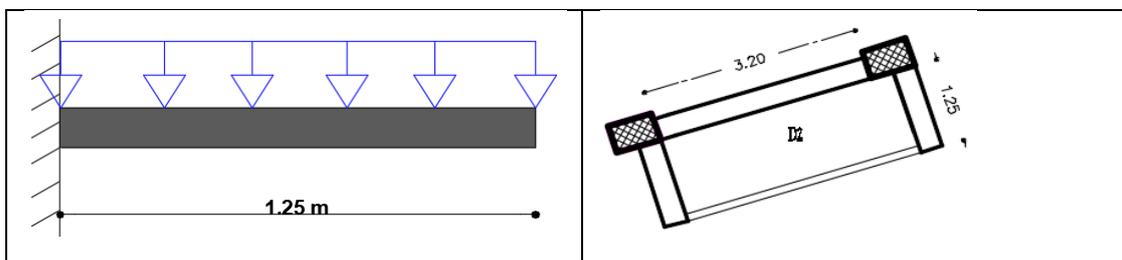


Figure 2.6. Schéma statique de dalle pleine

$\rho = 0,39 \rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens

1. Evaluation des charges

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 11,905 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G + Q = 8,43 \text{ KN/m}$$

$$P = \gamma \times v \Rightarrow P = 18 \times 1 \times 0,1 \times 0,8$$

$$P_u = 1,35 \times P = 1,944 \text{ KN}$$

2. Calcul du moment

$$M_u = -\left(\frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l\right) = -\left(\frac{11,905 \times 1,25^2}{2} + 1,944 \times 1,25\right)$$

$$M_u = -11,73 \text{ Kn.m}$$

3. Calcul de l'effort tranchant

$$V_u = q_u \times l + P_u \Rightarrow V_u = 11,905 \times 1,25 + 1,944 \Rightarrow V_u = 16,82 \text{ KN}$$

4. Calcul à l'ELS

$$P_s = 1,44 \text{ KN}$$

$$M_s = -\left(\frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l\right) = -\left(\frac{8,43 \times 1,25^2}{2} + 1,44 \times 1,25\right) \Rightarrow M_s = -8,38 \text{ Kn.m}$$

❖ Calcul du ferrailage

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 14 \text{ cm} \quad d = 12 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{11,73 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 0,057 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,073 ; z = 0,116 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{11,73 \times 10^{-3}}{0,116 \times 348} = 2,91 \text{ ncm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 1 \times 0,12 \times 2,1/400 = 1,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc on choisit } A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L'espacement

$$S_t \leq \begin{cases} \min(2e, 25 \text{ cm}) \\ 100/4 = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

Les Armatures de répartition

$$A_y = A_t/3 = 1,05 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit } A_y = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } S_t \leq \begin{cases} \min(3 e, 33 \text{ cm}) \\ 100/4 = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Vérification a L'ELU**

• **Vérification l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{16,82 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} \leq \frac{0,07}{1,5} \times 25 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

Vérification a L'ELS

• **Etat limite de compression de béton**

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_y - 15Ad \Rightarrow 50y^2 + 47,1y - 565,2 = 0$$

$$Y = 2,92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A_s(d - y) \Rightarrow I = 4713,13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \frac{8,38 \times 10^{-3}}{4713,13 \times 10^{-8}} \times 0,0292 \leq 0,6 \times 25$$

$$5,01 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$15 \times \frac{8,38 \times 10^{-3}}{4713,13 \times 10^{-8}} (0,12 - 0,0292) \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right)$$

$$\sigma_{st} = 242,16 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ non Verifiée}$$

Remarque : la condition de la contrainte σ_{st} n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_s}{bd^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{8,38 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 201,63} = 2,88 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}}$$

D'après les itérations qu'on a effectuées, on trouve $\alpha = 0,26$

$$A_s = \frac{M_s}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} = \frac{8,38 \times 10^{-3}}{0,12 \left(1 - \frac{0,26}{3}\right) 201,63} = 3,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Les Armatures de répartition**

$$A_y = \frac{3,93}{3} = 1,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_y = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$

• **Evaluation de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd}{f_e} \end{array} \right.$$

$14\text{cm} > 6,25 \text{ cm}$ Vérifiée

$3,93\text{cm}^2 < 6 \text{ cm}^2$ vérifiée

Donc ce n'est pas la peine de vérifier la flèche

• **2eme Exemple** → calcul Panneau D_3 (sur 3 appuis)

On a $G=4,93 \text{ KN/m}^2$ $Q=3,5 \text{ kn/m}^2$

$L_x = 125 \text{ cm}$ $L_y = 310\text{cm}$

$\rho = 0,4$ Donc la dalle travaille dans les deux sens

$q_u = 11,905 \frac{\text{kn}}{\text{m}^2}$ $q_s = 8,43 \frac{\text{kn}}{\text{m}^2}$

On a D_3 (sur 3 appuis) et $L_x = 1,25\text{m} < \frac{L_y}{2} = 1,55\text{m}$

Donc $M_0^x = \frac{q \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2}{3} \times q \times L_x^2$ $M_0^y = \frac{q \times L_x^3}{6}$

Tableau 2.19. Coefficients ρ

Tableau 2.20. Moment isostatique

$\rho = 0,4$	ELU	ELS	sens	Moment isostatique (KN.m)		
	μ_x	0,1101		0,0121	ELU	ELS
	μ_y	0,2500		0,1110	x-x	13,33
			y-y	3,87	2,74	

Tableau 2.21. Moments en travée et en appui $M_t = 0,85 M_0$ et $M_a = -0,3 M_0$

Sens	Moments en travée (KN.m)		Moments en appuis (KN.m)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
x-x	11,33	8,024	-3,99	-2,83
y-y	3,29	2,33	-1,161	-0,822

Calcul du Ferrailages

Le calcul se fait a la flexion simple avec $b=1\text{m}$ $e=0,14\text{m}$ $d=0,12\text{m}$

Tableau 2.22. Résultat du ferrailage panneau D_2

Position	Sens	$M_u(KN.m)$	μ_{bu}	α	$z(m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{choisit}(cm^2)$
Travée	x-x	11,33	0,055	0,071	0,116	2,81	4HA10 = 3,14
	y-y	3,29	0,016	0,02	0,119	0,79	4HA8 = 2,01
Appuis	x-x	-3,99	0,019	0,024	0,119	0,96	4HA8 = 2,01
	y-y	-1,161	0,0057	0,007	0,119	0,28	4HA8 = 2,01

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPA}$$

$$V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11,905 \times 1,25}{2} \times \frac{3,10^4}{1,25^4 + 3,10^4} = 7,25 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11,905 \times 3,10}{2} \times \frac{1,25^4}{1,25^4 + 3,10^4} = 0,48 \text{ KN} \text{ Donc } V_u^{max} = 7,25 \text{ KN}$$

alors $\tau_u = 0,06 \text{ Mpa} < \tau_{adm} = 1,17 \text{ MPA}$ vérifiée

Tableau 2.23. Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	M_s (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Obs
x-x	8,024	2,92	4713,13	4,97 < 15	Vérifiée	231,88 > 201,63	N.vérifiée
y-y	2,33	2,4	3239,424	1,73 < 15	Vérifiée	103,57 < 201,63	Vérifiée

Remarque Comme dans le sens X l'état de fissuration n'est pas vérifié on doit recalculer à l'ELS

$$\beta = \frac{M_s}{bd^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{8,024 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 201,63} = 2,76 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}$$

D'après les itérations qu'on a effectuées, on trouve $\alpha = 0,26$

$$A_s = \frac{M_s}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} = \frac{8,024 \times 10^{-3}}{0,09 \left(1 - \frac{0,26}{3}\right) 201,63} = 3,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Les Armatures de répartition

$$A_y = \frac{3,93}{3} = 1,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_y = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau 2.24. Vérification en appuis à l'ELS

Sens	M_a (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	observati on	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Obs
x-x	-2,83	2,4	3239,424	2,09 < 15	Vérifiée	125,8 > 201,63	vérifiée
y-y	-0,822	2,4	3239,424	0,61 < 15	Vérifiée	36,54 < 201,63	Vérifiée

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right)l \\ A_t \leq \frac{2bd}{f_e} \end{array} \right.$$

Tableau 2.25. Vérification de la flèche

Sens	e (cm)	$\max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right)$	Obs	A_t	$\frac{2bd}{f_e}$	Obse
x-x	14	7,5	Vérifiée	3,93	6	Vérifiée
y-y	14	13,8	Vérifiée	2,01	6	Vérifiée

- 3eme Exemple → Panneau de dalle D_7 (sur 4 appuis)

$$G_{dp} = \frac{6,11KN}{m^2} \quad Q = \frac{1,5KN}{m^2}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,50KN/m^2$$

$$q_s = G + Q = 7,61 KN/m^2$$

Calculs des moments isostatiques

$$M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \quad M_0^y = \mu_y M_0^x$$

Tableau 2.26. Coefficients ρ

Tableau 2.27. Moments isostatiques

$\rho = 1$	ELU	ELS	sens	Moment isostatique (KN.m)	
	μ_x	0,036		0,0441	ELU
μ_y	1	0,1	x-x	0,97	0,7
			y-y	0,97	0,07

Tableau 2.28. Moments en travée et en appui $M_t = 0,85 M_0$ et $M_a = -0,3 M_0$

Sens	Moments en travée (KN.m)		Moments en appuis (KN.m)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
x-x	0,7275	0,525	-0,291	-0,21
y-y	0,7275	0,0525	-0,291	-0,021

Calcul du Ferrailages

le calcul se fait a la flexion simple avec $b=1m$ $e=0,14m$ $d=0,12m$

Tableau 2.29. Résultat du ferrailage

Position	Sens	$M_u(KN.m)$	μ_{bu}	μ_l	α	z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{choisit}(cm^2)$
Travée	X-x	0,7275	0,0035	0,392	0,0044	0,119	0,176	4HA8 = 2,01
	Y-y	0,7275	0,0035	0,392	0,0044	0,119	0,176	4HA8 = 2,01
Appuis	X-x	-0,291	0,0014	0,392	0,0017	0,119	0,07	4HA8 = 2,01
	y-y	-0,291	0,0014	0,392	0,0017	0,119	0,07	4HA8 = 2,01

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPA}$$

Comme $L_x = L_y = l = 1,6 \text{ m}$ donc $V_u^{max} = \frac{q_u \times l}{2} \times \frac{l^4}{2 \times l^4} = \frac{10,50 \times 1,6^5}{4 \times 1,6^4} = 4,2 \text{ KN}$

Donc $V_u^{max} = 4,2 \text{ KN}$ alors $\tau_u = 0,035 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 1,17 \text{ MPA}$condition vérifiée

Vérifications des contraintes à l' ELS

Tableau 2.30. Vérification des contraintes à l'ELS en travée

Sens	M_s (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Obs
x-x	0,525	2,4	3239,424	0,39 < 15	Vérifiée	23,34 < 201,63	vérifiée
y-y	0,0525	2,4	3239,424	0,039 < 15	Vérifiée	2,33 < 201,63	Vérifiée

Tableau 2.31. Vérification des contraintes à l'ELS en appuis

Sens	M_s (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Obs
x-x	-0,21	2,4	3239,424	0,15 < 15	Vérifiée	9,33 < 201,63	vérifiée
y-y	-0,021	2,4	3239,424	0,015 < 15	Vérifiée	0,933 < 201,63	Vérifiée

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right)l \\ A_t \leq \frac{2bd}{f_e} \end{array} \right.$$

Tableau 2.32. Vérification de la flèche

Sens	e (cm)	$\max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right)$	Obs	A_t	$\frac{2bd}{f_e}$	Obs
x-x	14	6	Vérifiée	2,01	6	Vérifiée
y-y	14	6	Vérifiée	2,01	6	Vérifiée

Remarque impotente : pour les autres panneaux de dalle on adoptera le même ferrailage

2.2 Etude Des Escaliers

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois

Dans notre structure on a deux types d'escaliers :

1- escalier à deux volé

2-escalier balancer

Exemple de calcul du type a deux volé sous sol et 2eme au 8eme étage

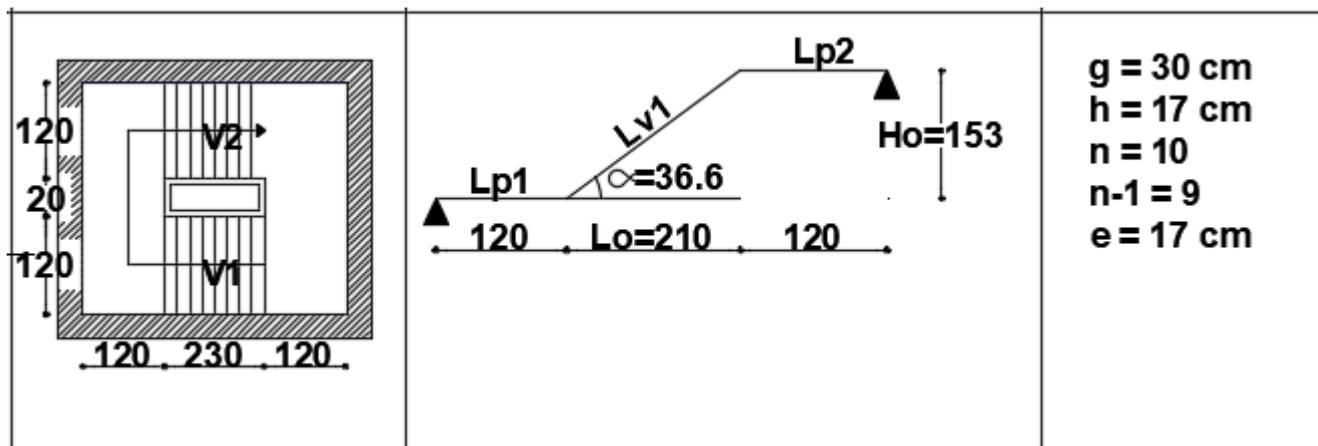


Figure 2.7. Schéma statique d'escalier à deux volé

- Pré dimensionnement de l'escalier

$$L = L_{p1} + L_0 + L_{p2} = L_{p1} + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} + L_{p2} = 1,2 + \sqrt{2,1^2 + 1,53^2} + 1,2 = 4,99 \approx 5m$$

- Epaisseur de l'escalier

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{500}{30} \leq e \leq \frac{500}{20}$$

$e > 11cm$ pour 2h de coupe feu donc on pote $e = 17 cm$

Calcul des marches et contre marches on a $L_0 = 2,1m$, $H = 1,53m$

On fixe la hauteur des contres marches $h = 17 cm$

Avec $n - 1$: nombre de marche et n : nombre de contre marche

$$n = \frac{H_0}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marche d'ou nombre de marche} = 8$$

Calcul du giron (g) : $g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{210}{8} = 26,25 \rightarrow g = 30cm$

Angle de raccordement $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H_0}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{153}{210}\right) = 36,60^\circ$

Tableau 2.33. Les différents types d'escaliers

Position	Vue en plan	schéma Statique	Caractéristique Géométriques
Sous Sol		Voilée 1 	g = 30 cm h = 17 cm n = 9 n-1 = 8 e = 17 cm
RDC & Etage 01		voilée 	g = 30 cm h = 17 cm n = 9 n-1 = 8 e = 17 cm
RDC & Etage 01			g = 30 cm h = 17 cm n = 9 n-1 = 8 e = 14 cm
Etage 02 à étage 08			g = 30 cm h = 17 cm n = 10 n-1 = 9 e = 17 cm

Tableau 2.34. Evaluations des charges et surcharges de la volée

Couches		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
carrelage	horizontale	0,02	20	0,4
	verticale	$0,02 \times 0,17/0,3$	20	0,23
Mortier de pose	horizontale	0,02	20	0,4
	verticale	$0,02 \times 0,17/0,3$	20	0,23
marche		$h/2 = 0,17/2$	22	1,87
Dalle pleine		$0,17/\cos(\alpha)$	25	5,29
Enduit de ciment		$0,015/\cos(\alpha)$	18	0,34
Carde du corps		/	/	0,6
Charge permanentes G				9,36
Charge d'exploitation Q				2,5

Tableau 2.35. Evaluation de charge sur le palier

Couches	Poids volumique	Epaisseur	Poids (KN/m ²)	Q
---------	-----------------	-----------	----------------------------	---

	(KN/m ³)	(m)		(KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0,4	2,5
Mortier de pose	20	0,02	0,4	
Lit de sable	14	0,02	0,28	
Dalle pleine	25	0,17	4,25	
Enduit de ciment	14	0,015		
G totale		5,54		

2.2.1. Etudes de l'escalier type 1

2.2.1.1 études de la volée

- La charge permanente sur la volée d'escalier

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 9.36 \text{ KN/m}^2. \\ Q = 2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

- La charge permanente sur le palier

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,54 \text{ KN/m}^2. \\ Q = 2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

Combinaison des charges

- La charge qui revient sur la volée

$$\text{ELU} \quad q_u^v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 9.36) + (1.5 \times 2.5) = 16.39 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS} \quad q_s^v = G_v + Q_v = 9.36 + 2.5 = 11.86 \text{ KN/ml.}$$

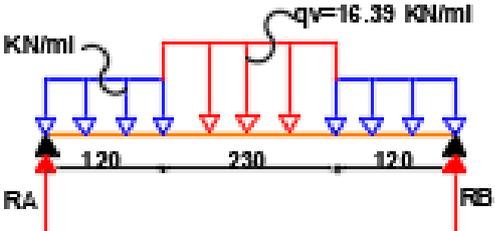
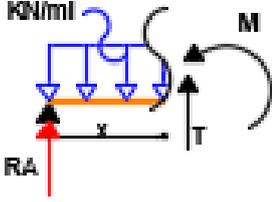
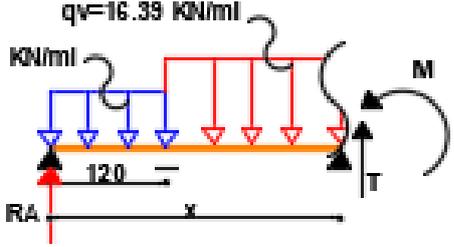
- La charge qui revient sur le palier

$$\text{ELU} \quad q_u^p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.54) + (1.5 \times 2.5) = 11,23 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS} \quad q_s^p = G_p + Q_p = 5,54 + 2,5 = 8,04 \text{ KN/ml}$$

Calculs des sollicitations à l'ELU

Tableau 2.36. Calculs des sollicitations à l'ELU

<p> $R_A + R_B = 64.6 \text{ kN}$ $R_A = 32.3 \text{ kN}$ $R_B = 32.3 \text{ kN}$ </p>	
<p> 1er Travéan: $0 \leq x < 120\text{m}$ $M(0) = 0 \text{ KN.m}$ $N(1.2) = 30.67 \text{ KN.m}$ </p>	
<p> Travéan02: $1.2 \leq x \leq 3.3\text{m}$ $N(1.2) = 30.67 \text{ KN.m}$ $M(3.3) = 30.67 \text{ KN.m}$ </p>	
<p> Calcul de Mmax: $M_{max} = 41.53 \text{ KN.m} = M_0$ $V_{max} = 32.3 \text{ kN}$ </p>	<p> Calcul de Moments réel: $M_a = -0.5 M_{max} = -20.76 \text{ KN.m}$ $M_t = 0.75 M_{max} = 31.15 \text{ KN.m}$ </p>

2.2.1.2. Le ferrailage de la volé

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} pour une section $(b \times h) = (100 \times 14) \text{ cm}^2$ avec $(h=e)$, et sa sera la même chose pour les appuis avec M_a^{max} . Avec FPN, $d=0,12\text{m}$

Tableau 2.37. Ferrailage de la volé

Zone	$M_u(\text{KN.m})$	$U b_u$	α	Z(m)	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{choisit}(\text{cm}^2)$
Travée	31.15	0.097	0.128	0.142	1.81	6.29	6HA12=6.79
Appuis	20.76	0.065	0.084	0.145	1.81	4.11	6HA12=6.79

Calcul des armatures de répartition

$$A_R \geq \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2, \text{ on choisit } A_R = 5 \text{ HA } 8 = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ et st} = 20\text{cm}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = 0.215 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{verifier}$$

Calculs à l'ELS

$$q_s^v = 11.86 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad q_s^p = 8.04 \text{ KN/ml}$$

D'après le calcul RDM on trouve : $R_A = R_B = 23.28 \text{ KN}$

Calculs des moments :

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1,2$

$$M_x = 23.28 x - 8.04 \frac{x^2}{2}$$

$$M_{(0)} = 0 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{(1,2)} = 22.14 \text{ KN.m}$$

Tronçon 2 : $1.2 \leq x \leq 3.3$

$$M_x = 11.86 x - 11.86 \frac{(x-1.2)^2}{2} + 5.89$$

$$M_{(1,2)} = 20.12 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{(3,3)} = 18.88 \text{ KN.m}$$

Donc $M^{\max} = 29.9 \text{ KN.M}$ et $V^{\max} = 28.96 \text{ KN.M}$

Calcul des moments réels

$$M^t = 0.75 M^{\max} = 22.42 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M^a = -0.5 M^{\max} = -14.95 \text{ KN.m}$$

Vérifications des contraintes

Tableau 2.38. Vérifications des contraintes

position	y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}(\text{Mpa})$	Obs
Travée	3,31	17595	11.06 ≤ 15	verifiée
Appuis	2,72	11970	6.25 ≤ 15	verifiée

Vérification de la flèche

$$\frac{e}{l} \geq \frac{M^t}{10M_0} \rightarrow 0,04 < 0,084 \text{ nom vérifiée donc on doit vérifier la flèche}$$

La vérification de la flèche est résumée sur le tableau suivant

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 révisé 99}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4500}{500} = 9 \text{ mm}$$

Tableau 2.39. Vérification de la flèche

L(m)	A ^t (cm ²)	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	Δ _f (mm)	\bar{f} (mm)
4,5	6.79	3,198	0,713	2,72	1,81	3,39	9

$\Delta_f = 3,39 \text{ mm} < \bar{f} = 9 \text{ mm}$ d'ou la fleche est verifiée

2.2.1.3. Etude du palier

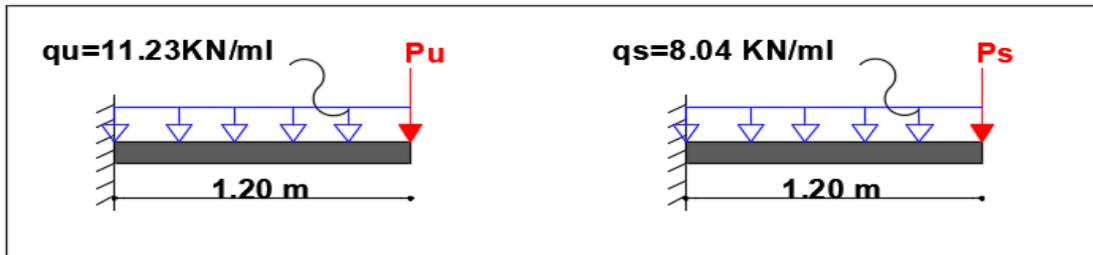


Figure 2.8. Schéma statique de palier

Evaluation des charges

ELU $q_u^p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.54) + (1.5 \times 2.5) = 11,23 \text{ kN/ml}$.

ELS $q_s^p = G_p + Q_p = 5,54 + 2,5 = 8,04 \text{ kN/ml}$

$p = \rho[(l \times h) - S_{ouv}] = 2,67[1 \times 3,06 - 0,45] - 1,2 \times 1,2 = 3,12 \text{ KN}$

$P_{mur} = 1,35 \times 3,12 = 4,21 \text{ KN}$

Les sollicitations

$M_u = P_{mur} \times l + q_u^p \times \frac{l^2}{2} = 4,21 \times 1,3 + 11,23 \times \frac{1,3^2}{2} \rightarrow M_u = 14,96 \text{ KN.m}$

$V_u = q_u^p \times l + P_{mur} = 11,23 \times 1,3 + 4,21 = 18,81 \text{ KN}$

2.2.1.4. Le ferrailage du palier

Tableau 2.40. Ferrailage du palier

$M_u(\text{KN.m})$	Ub_u	α	$Z(\text{m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{choisit}(\text{cm}^2)$	$A_r(\text{cm}^2)$	$A_r \text{ choisit}(\text{cm}^2)$
14,96	0,073	0,095	0,115	3,74	4HA12=4,52	1,13	4HA8=2,01
$A_{min}(\text{cm}^2) = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$							

Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} \rightarrow \tau_u = \frac{18,81 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,157 \text{ Mpa} < 1,25 \text{ Mpa}$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement

Vérification des contraintes

Calcul à l'ELS

$M_s = P_s \text{ mur} \times l + q_s^p \times \frac{l^2}{2} = 3,12 \times 1,3 + 8,04 \times \frac{1,3^2}{2} \rightarrow M_s = 10,85 \text{ KN.m}$

Tableau 2.41. Vérification des contraintes

$M_s(KN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	Obs
10,85	3,41	6324,56	5,85 < 15	Vérifié

Vérification de la flèche

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

- 1) $\frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \Leftrightarrow 0,108 > 0,638$ vérifiée
- 2) $A \leq \frac{4,2b \times d}{f_e} \Leftrightarrow 4,52 < 12,6$ Vérifiée
- 3) $L = 1,2 m < 8 m$ Vérifié

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

2.2.2. Etudes de l'escalier type 3

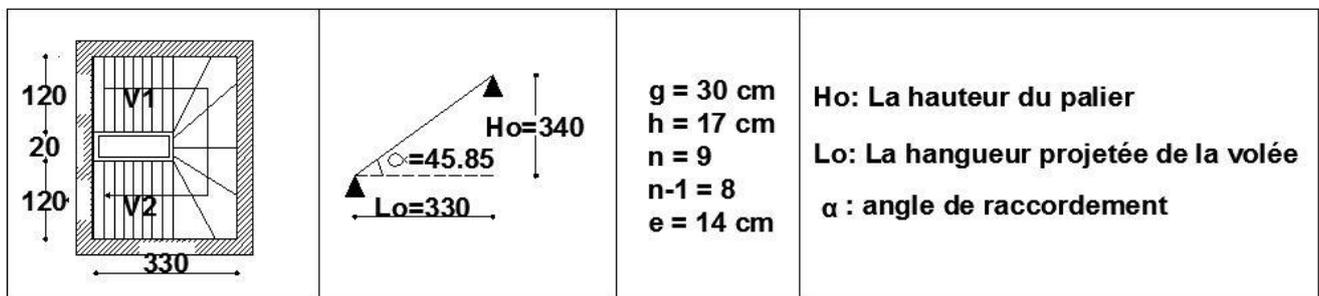


Figure 2.9. Schéma statique de 2eme type d'escalier

Remarque : on na le même chargement que le type 4

2.2.2.1. Pré dimensionnement

Tableau 2.42. Pré dimensionnement de l'escalier

volé	n	n - 1	g (cm)	h (cm)	e (cm)
AB	9	8	30	17	14
BC	11	10	30	17	14
CD	3	2	30	17	14

Tableau 2.43. Récapitulatif de calcul à l'ELU

$q_{uv}\left(\frac{KN}{ml}\right)$	$q_{up}\left(\frac{KN}{ml}\right)$	$R_A(KN)$	$R_B(KN)$	$V^{max}(KN)$	$M^{max}(KN.m)$	$M^t(KN.m)$	$M_{ap}(KN.m)$
15,225	11,23	30,29	33,64	33,64	37,17	27,88	-18,58

2.2.2.2. Le ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} pour une section $(b \times h) = (100 \times 14) \text{ cm}^2$ avec $(h=e)$, et sa sera la même chose pour les appuis avec M_a^{max} . Avec FPN, $d=0,12\text{m}$

Tableau 2.44. Ferrailage de l'escalier

Zone	$M_u(KN.m)$	Ub_u	α	Z(m)	$A_{min}(cm^2)$	$A_{cal}(m^2)$	$A_{choisit}(m^2)$
Travée	27,88	0,0768	0,100	0,153	1,95	5,21	5HA12=5,65
Appuis	-18,58	0,051	0,065	0,155	1,95	3,43	5HA10=3,93

Calcul des armatures de répartition

a) **En travée**

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } A_r = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) **En appuis**

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{33,64 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} \leq \frac{0,07}{1,5} \times 25 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

Calcul a l'ELS

Tableau 2.45. Calcul des sollicitations à l'ELU

$q_{uv}(\frac{KN}{ml})$	$q_{up}(\frac{KN}{ml})$	$R_A(KN)$	$R_B(KN)$	$V^{max}(KN)$	$M^{max}(KN.m)$	$M^t(KN.m)$	$M_{ap}(KN.m)$
11	8,04	21,81	24,29	24,29	26,83	22,81	-10,73

Tableau 2.46. Vérifications des contraintes

position	y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	Obs
Travée	3,43	17574	8,929 < 15	vérifié
Appui	2,82	11970	5,056 < 15	vérifié

Vérification de la flèche

$$\frac{e}{l} \geq \frac{M^t}{10M_0} \rightarrow 0,04 < 0,084 \text{ nom vérifiée donc on doit vérifiée la fleche}$$

La vérification de la flèche est résumée sur le tableau suivant

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 révisé 99}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4500}{500} = 9 \text{ mm}$$

Tableau 2.46. La vérification de la flèche

L(m)	A ^t (cm ²)	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	Δ _f (mm)	f̄ (mm)
4,5	5,65	3,198	0,713	2,72	1,81	3,39	9

Etude de la volé CD

$$\text{On na } G = 8,5 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \quad P_{gc} = 1 \text{ KN}$$

Les combinaisons de charges

$$q_u = 1,35(G + P_{gc}) + 1,5Q = 16,57 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G + P_{gc} + Q = 12 \text{ KN/m}$$

Calcul du moment et l'effort tranchant

$$M_u = -\frac{q_u l^2}{2} - P_{gc} l = -\frac{16,67 \times 1,2^2}{2} - 1 \times 1,2 = -13,55 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \cdot l + P_{gc} = 16,57 \times 1,2 + 1 = 20,884 \text{ KN}$$

Calculs du ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple, les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 2.47. Ferrailage de la vole CD

M _u (KN.m)	U _b	α	Z(m)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (m ²)	A _{choisit} (m ²)	S _t (cm)
-13,55	0,066	0,085	0,116	1,93	3,35	5HA10=3,93	20

Calculs des armatures de répartition

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,99 \text{ cm}^2, \text{ on choisir } A_r = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{20,884 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} \leq \frac{0,07}{1,5} \times 25 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_u = 0,174 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

Vérification a l'ELS**Calcul du moment**

$$M_s = -\frac{q_s l^2}{2} - P_{gc} l = -\frac{12 \times 1,2^2}{2} - 1 \times 1,2 = -9,64 \text{ KN.m}$$

Tableau 2.48. Vérifications des contraintes

$M_s(KN.m)$	$A(cm^2)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	Obs
-9,64	3,93	3,21	5657,26	5,47 < 15	Vérifiée

Vérification de la flèche

$$\frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right) \rightarrow \frac{14}{120} = 0,117 > 0,05 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{3,93}{100 \times 12} = 0,0033 < 0,005 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$L = 1,2m < 8m \rightarrow \text{vérifiée}$$

Alors ce n'est pas la peine de vérifier la flèche

2.2.3. Etude de la poutre palière

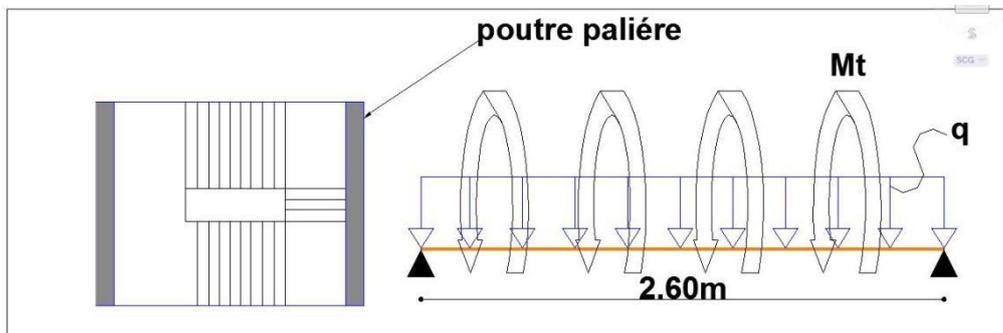


Figure 2.10. Schéma statique de la poutre palière

2.2.3.1. Dimensionnement

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91**

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 17,33 \text{ cm} \leq h \leq 26 \text{ cm}$$

➤ **Exigences du RPA99/2003**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30 \text{ cm}$$

➤ **Définition des charges**

La poutre palière est soumise à :

- **Son poids propre :** $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/m}$
- **Charge transmise de l'escalier :** $\begin{cases} ELU: R_{Bu} = 33,64 \text{ KN/m} \\ ELS: R_{Bs} = 24,29 \text{ KN/m} \end{cases}$

Calcul à la flexion simple

➤ **Calcul des sollicitations**

Tableau 2.49. Sollicitations de la poutre palière

Moment (ELU)	Moment (ELS)
$q_u = 1,35 g_0 + R_{Bu} = 36,67 \text{ KN/m}$ $M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 30,98 \text{ KN.m}$ $V_u = q_u \frac{l}{2} = 47,67 \text{ KN}$	$q_s = g_0 + R_{Bs} = 26,54 \text{ KN/m}$ $M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 22,43 \text{ KN.m}$

Calculs des moments en travée et en appui

$$M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 26,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = -0,5 M_{0u} = -15,49 \text{ KN.m}$$

2.2.3.2. Ferrailage à l'ELU

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau 2.50. Ferrailage de la poutre palière

Zone	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)
Travée	26,34	0,079	0,103	0,268	2,82	1,0143
Appui	-15,49	0,046	0,059	0,391	1,38	1,0143

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \tau_{adm} = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{47,67 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,28} = 0,5675 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa vérifiée}$$

➤ Armatures transversales

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,0781 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,45 \text{ cm}^2; 0,0781) , \text{ donc on prend } A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$$

2.2.3.3. Calcul a la torsion

Moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -5,03 \times \frac{2,6}{2} = -6,539 \text{ KN.m}$$

Avec : M_B : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul précédent

$$(M_B = 18,58 - 13,55 = 5,03 \text{ Kn.m})$$

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \phi/6$); car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\phi = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = \frac{h}{6} = 5\text{cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$U = 2[(b - e) \times (h - e)] = 100 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

Armatures longitudinales $A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{6,539 \times 10^{-3} \times 1}{2 \times 0,0625 \times 348} = 1,503 \text{ cm}^2$

Armatures transversales on fixe $St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,225 \text{ cm}^2$

Contrainte de cisaillement $\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{6,539 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 1,05 \text{ MPa}$

On doit vérifier : $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

Avec : $\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0,5676^2 + 1,05^2} = 1,19 \text{ Mpa}$

$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$

Ce qui donne : $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement

2.2.3.4. Ferrailage globale

En travée: $A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2,82 + \frac{1,503}{2} = 3,57 \text{ cm}^2$ **Soit 3HA14 = 4,62 cm²**

En appui : $A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1,38 + \frac{1,503}{2} = 2,13 \text{ cm}^2$ **Soit 3HA12 = 3.39cm²**

Armature transversales : $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,45 + 0,225 = 0,675 \text{ cm}^2$
Soit 4Ø8 = 2,01 cm² (un cadre + un étrier).

Vérification a l'ELS

✓ **Vérification des contraintes**

$q_s = g_0 + R_{Bs} = 26,54 \text{ KN/m}$

Moments : $M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 22,42 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,85 M_0 = 19,06 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5 M_0 = -11,21 \text{ KN.m} \end{cases}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant

Tableau 2.51. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M(Kn.M)	y(cm)	I(cm ⁴)	$\Sigma_{Bc} \leq \bar{\Sigma}_{Bc}(\text{Mpa})$	Obse
Travée	19,06	9,30	3227,087	5,49 < 15	Vérifié
Appui	-11,21	6,9	18377,71	4,21 < 15	Vérifié

✓ **Vérification de la flèche**

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1) $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \Leftrightarrow 0,115 > 0,085 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

2) $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0055 < 0,0105 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

3) $L = 2,6 \text{ m} < 8 \text{ m}$ vérifié

Donc ce n'est pas la peine de vérifier la flèche

2.2.4. Etude de la poutre brisée

2.2.4.1. Dimensionnement

D'après la condition de flèche défini par le BAEL91 :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 17,87 \text{ cm} \leq h \leq 26,8 \text{ cm}$$

➤ Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend } b = h = 30 \text{ cm}$$

➤ Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/m}$
- Charge transmise de l'escalier : $\begin{cases} ELU: R_{Bu} = 33,64 \text{ KN/m} \\ ELS: R_{Bs} = 24,29 \text{ KN/m} \end{cases}$

➤ Calcul à la flexion simple

➤ Calcul des sollicitations

Tableau 2.52. Sollicitations de la poutre brisée

Moment (ELU)	Moment (ELS)
$q_u = 1,35 g_0 + R_{Bu} = 36,67 \text{ KN/m}$ $M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 110,51 \text{ KN.m}$ $V_u = q_u \frac{l}{2} = 90,02 \text{ KN}$	$q_s = g_0 + R_{Bs} = 26,54 \text{ KN/m}$ $M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 79,98 \text{ KN.m}$

Calculs des moments en travée et en appui

$$M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 93,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = -0,5 M_{0u} = -39,99 \text{ KN.m}$$

2.2.4.2. Ferrailage à l'ELU

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau 2.53. Ferrailage de la poutre brisée

Zone	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)
Travée	93,93	0,281	0,423	0,233	11,58	1,0143
Appui	-39,99	0,119	0,159	0,262	4,39	1,0143

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \tau_{adm} = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{90,02 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,28} = 1,072 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

➤ **Armatures transversales**

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,45 \text{ cm}^2; 0,55) , \text{ donc on prend } A_{trans} = 0,55 \text{ cm}^2$$

2.2.4.3. Calcul a la torsion

Moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -5,03 \times \frac{4,91}{2} = -12,35 \text{ KN.m}$$

Avec : M_B : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul précédent

$$(M_B = 18,58 - 13,55 = 5,03 \text{ Kn.m})$$

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \emptyset/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\emptyset = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$U = 2[(b - e) \times (h - e)] = 100 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{12,35 \times 10^{-3} \times 1}{2 \times 0,0625 \times 348} = 2,84 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

$$\text{on fixe } St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,426 \text{ cm}^2$$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{12,35 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 1,976 \text{ MPa}$$

On doit vérifier : $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0,5676^2 + 1,976^2} = 2,05 \text{ Mpa}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement

2.2.4.4. Ferrailage globale

$$\text{En travée: } A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 11,58 + \frac{2,84}{2} = 13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3HA20 + 3HA14 = 9,42 + 4,62 = 14,04 \text{ cm}^2$$

En appui : $A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 4,39 + \frac{2,84}{2} = 5,81 \text{ cm}^2$

Soit 3HA16 = 6,03 cm²

Armature transversales : $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,55 + 0,426 = 0,976 \text{ cm}^2$

Soit 4Ø8 = 2,01 cm² (un cadre + un étrier).

Vérification a l'ELS

Vérification des contraintes

$q_s = g_0 + R_{Bs} = 26,54 \text{ KN/m}$

Moments : $M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 79,98 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,85 M_0 = 67,983 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5 M_0 = -39,99 \text{ KN.m} \end{cases}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 2.54. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M(KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	obse
Travée	67,983	5,61	107341,91	3,55 < 15	Vérifié
Appui	-39,99	3,81	54770,91	2,78 < 15	Vérifié

✓ Vérification de la flèche

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1) $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \Leftrightarrow 0,061 > 0,085 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

2) $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0055 < 0,0105 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

3) $L = 2,6 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifié}$

Donc ce n'est pas la peine de vérifié la flèche

2.3. Etude de l'acrotère

2.3.1 Introduction

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (Fp).

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure

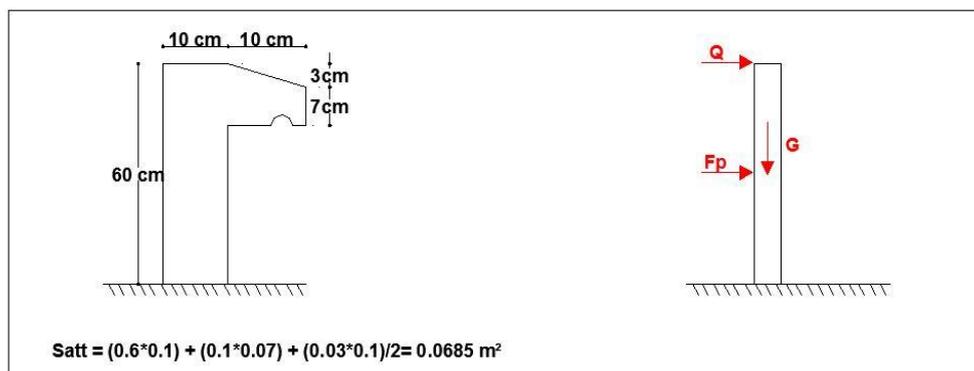


Figure 2.11. Coupe transversale de l'acrotère et schéma statique

Hypothèses de calcul

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- La fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère sera calculé en flexion composée.

2.3.2. Evaluation des charges et surcharges

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times G_{tot} \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} A = 0,3 \text{ (zone III): coefficient d'accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale ;} \\ G_{tot} = 1,87 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{cases}$$

Donc, $F_p = 1,8 \text{ KN}$

Tableau 2.55. Charge revenant à l'acrotère

Hauteur (m)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/m)	G _{tot} (KN/m)	Q (KN/m)	F _p (KN)
0,6	0,0685	1,71	1,87	1	1,8

Calcul des sollicitations

$$\text{Calcul du centre de gravité : } \begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 6,2 \text{ cm} \\ Y_G = 33,01 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à

$$\begin{cases} N_G = 1,87 \text{ KN} & N_Q = 0 \text{ KN} & N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} & M_Q = Q \times h = 0,6 \text{ KN.m} & M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,59 \text{ KNm} \end{cases}$$

Tableau 2.56. Calcule des sollicitations de l'acrotère

Sollicitations	Combinaisons		
	ELU Accidentelle	ELU	ELS
	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	1,87	2,52	1,87
M (KN.m)	1,19	0,9	0,6

Calcul de l'excentricité

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_{u\text{acc}}}{N_{u\text{acc}}} = \frac{0,9}{2,52} \times 10^2 = 62,47\text{cm} \\ \frac{h}{6} = 10\text{cm} \end{array} \right. \Rightarrow e_0 > h/6$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_u = N_u \times e$.

D'après le **BAEL(Art4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2\text{ cm} ; h/250) = 2\text{ cm.}$$

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

\emptyset : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 1,2} = 0$$

$l_f = 2 \times h = 1,2\text{ m}$: Longueur de flambement ($h = 10\text{cm}$: hauteur de la section)

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1,2^2 \times 2}{10^4 \times 0,10} = 0,86\text{cm}$$

$$\text{D'où : } e = 35,71 + 2 + 0,86 = 38,57\text{cm}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 2,52\text{KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 2,52 \times 0,3857 = 0,97\text{ KN.m}$$

2.3.3.Ferrailage de l'acrotère

➤ Calcul à l'ELU

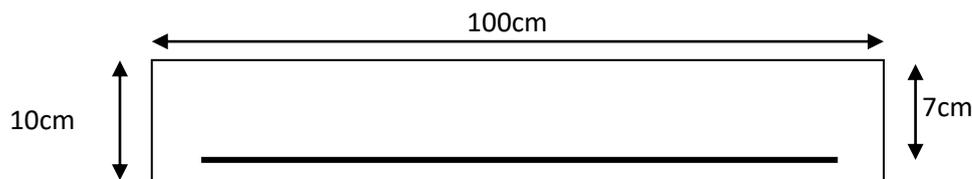


Figure II.8. Section de l'acrotère à ferrailer

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

($h/6 < e_0$) \Rightarrow La section est partiellement comprimée et e_0 en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} :

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,02\text{KN.m}$$

Tableau 2.57. Ferrailage de l'acrotère

$M_{ua}(KN.m)$	μ_{bu}	α	$z(m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
1,02	0,0146	0,018	0,069	0,35	0,845	4HA8=2,01

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2/ml \text{ soit } 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml$$

Calcul des espacements

Sens principal : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$ soit $S_t=25 \text{ cm}$
 Sens secondaire : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$ soit $S_t=25 \text{ cm}$

Vérification au cisaillement

On doit vérifier si $\tau_u < \bar{\tau}$

ELU : $V_u = 1,5G_{tot} = 1,5 \times 1,87 = 2,805 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,805 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,04 \text{ MPa} ; \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u < \bar{\tau}$Condition vérifiée

Vérifications à l'ELS

Vérification des contraintes

$$F.N \Rightarrow \bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa} \text{ avec } \eta=1,6 \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y$$

Calcul de y

$$(y = y_c + C)$$

$$C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = 0,370 \text{ m} \text{ (avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} p = -3 C^2 - \frac{90A'}{b} (c - d') + \frac{90A}{b} (d - c) = -0,417 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b} (c - d')^2 - \frac{90A}{b} (d - c)^2 = 0,10393 \text{ m}^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1) dépend $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -1,64 \times 10^{-4} < 0$

Donc il existe 3 racines réelles,

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

Tableau 2.58. Résume les calculs des racines

a	$\phi(rad)$	$Y_{c1}(m)$	$Y_{c2}(m)$	$Y_{c3}(m)$	$Y_c(m)$	$Y_m(m)$	$\mu_t(10^{-5})$	$\sigma_{bc}(Mpa)$
0,74	0,086	0,746	-0,391	-0,354	-0,354	0,0163	1,224	2,48 < 15

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 1,224 \times 10^{-5}$$

d'où $\sigma_s = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = 12,50 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 201,65 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$

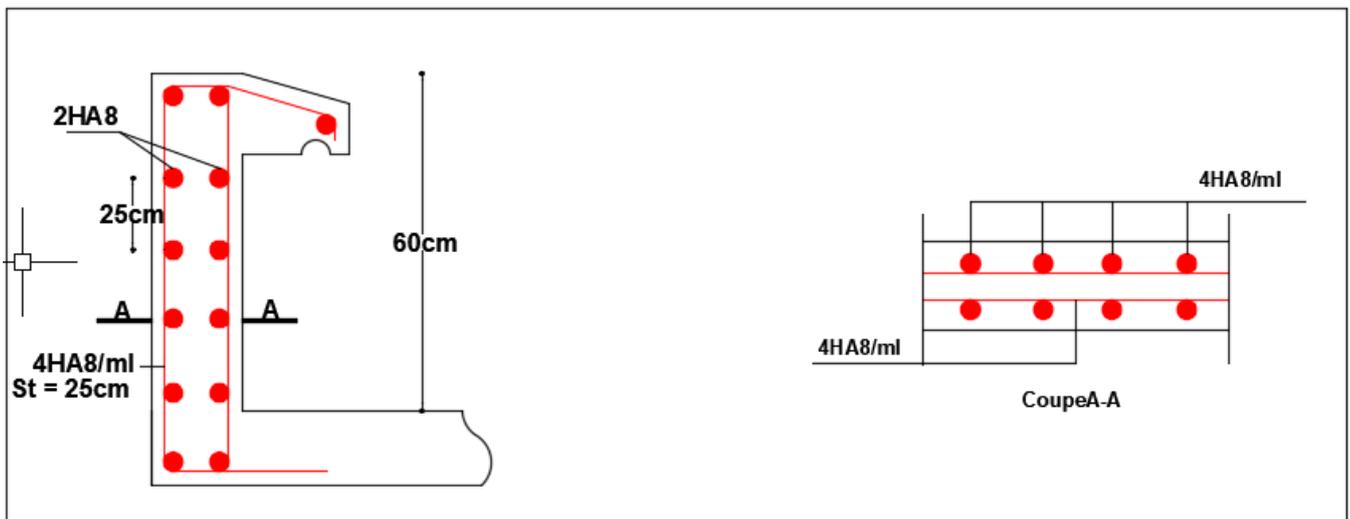


Figure 2.13. Schémas de ferrailage de l'acrotère

2.4. Etude de l'ascenseur

Définition

L'ascenseur est un dispositif assurant dans les bâtiments le transport vertical des personnes aux différents niveaux.

Les valeurs normalisées de charges et de vitesses sont définies par la norme française NF ISO 4190-1, Pour la vitesse : 0.63 m/s, 1m/s, 1.60m/s et pour la charge elle est en fonction du nombre de personnes dans la cabine

Tableau 2.59. Chargement d'un ascenseur.

Nombre de personnes	Chargement [Kg]	Chargement [KN]
4 personnes	320	3.2
5 personnes	400	4
6 personnes	450	4.5
8 personnes	630	6.30
9 personnes	680	6.80
10 personnes	800	8
13 personnes	1000	10

Les différents types d'ascenseur

- Ascenseur classique (avec un local machines)
- Ascenseur Hydraulique
- Ascenseur a câbles de traction (électrique)

Avantages et inconvénients de chaque type

❖ L'ascenseur Hydraulique

Avantages

- Facilité de construction
- Déplacement vertical des charges lourdes sur de courtes distances

Inconvénients

- Gros consommateurs d'énergie
- Courants de démarrage élevé
- Effort élevé de mise en pression de l'huile par la pompe car pas de contrepoids

❖ **L'ascenseur a câbles de Traction****Avantages**

- Faible consommation d'énergie, 1/3 que celle d'un ascenseur hydraulique
- Présence d'un contrepoids dont la charge vaut 50 % (cabine-câble-utilisateurs)

Inconvénients

- Nécessitent une technologie plus poussée et autrefois un cabanon en toiture

(Pour le renforcement de la stabilité)

D'après les avantages et les inconvénients des deux types, et la satisfaction de Certains paramètres (vitesse et charge de la cabine, consommation d'énergie et puissance installée, coût de la maintenance, caractéristiques dimensionnelles du bâtiment), le meilleur choix pour notre structure est l'ascenseur à câbles de Traction (électrique).



Figure 2.13. Mode de fixation de l'ascenseur

Définition Un ascenseur a câble de traction (électrique) et un nouveau modèle qui se constitue d'un Couplage mécanique d'un moteur électrique avec (sa commande et sa régulation) et d'un système d'entraînement mécanique de la cabine comme Montre la figure suivent :

Aspects techniques

- La cabine supportée dans une structure parallélépipédique, appelée étrier, se translatant verticalement dans une gaine
- Le moteur de traction est attaché à
- un support métallique qui est fixé directement à l'aide d'un assemblage boulonné sur le voile de contreventement
- La cabine est reliée aux moteur à l'aide des câbles de traction qui permet son déplacement vertical d'un étage a un autre
- Au pied de la gaine d'ascenseur une petite fosse contenant des amortisseurs et des éléments du mécanisme d'entraînement et nécessaire cette dernière c'est la cuvette.

Pour notre structure on a deux cages d'ascenseur :

Ascenseur centrale de dimension $L_x= 2 \text{ m}$ $L_y= 2\text{m}$ $S= (L_x \times L_y)=4 \text{ m}^2$

Ascenseur du côté de dimension $L_x= 1.80 \text{ m}$ $L_y= 1.80\text{m}$ $S= (L_x \times L_y)=3.24 \text{ m}^2$

Donc : on opte pour un ascenseur de caractéristique suivantes :

- Une vitesse de 1 [m/s]
- Un chargement de 630 Kg pour l'ascenseur central, et 450 Kg pour celle du côté
- Une motorisation de 6 [kW] commandée en puissance par un variateur de vitesse
- Eclairage permanent de 2 x 40 [W]

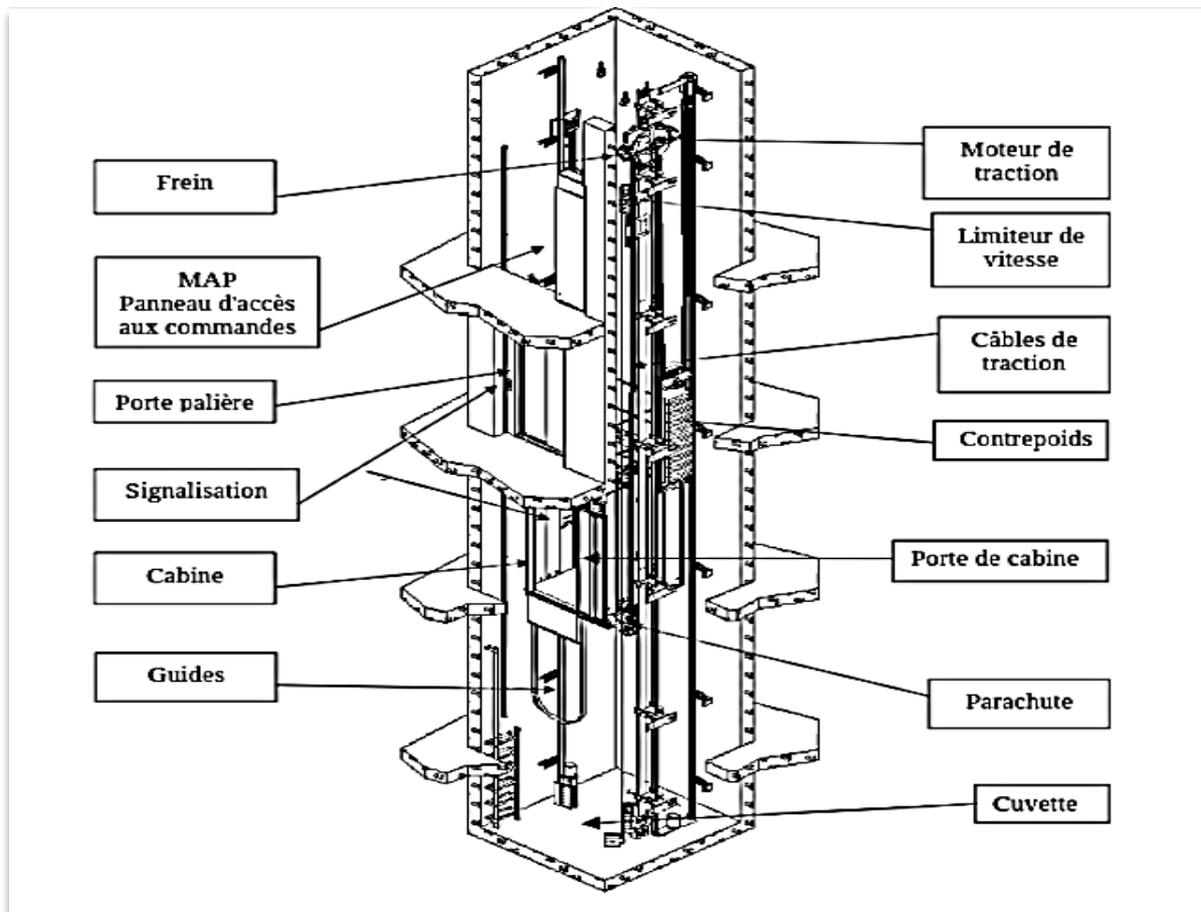


Figure 2.14. Détail d'un ascenseur à câbles de traction.

2.5. Pré dimensionnement des éléments structuraux

2.5.1. Poutres

➤ Pré dimensionnement

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, selon le BAEL 91. La hauteur des poutres est déterminée par l'expression suivante :

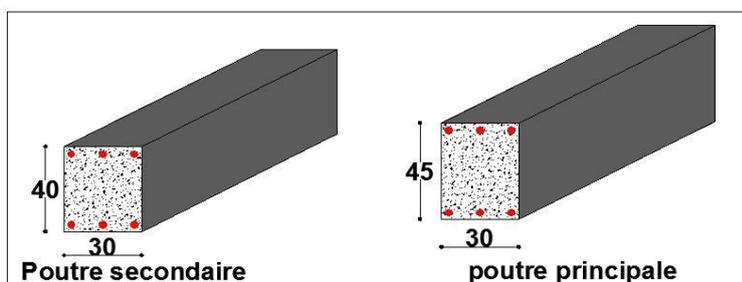
$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

Poutres Principales (PP)

$$L_{max} = 6,20 - 0,30 = 5,90 \text{ m} \quad (\text{Pour des poteaux de } (30 \times 30) \text{ cm}^2)$$

Donc



$$39,33 \text{ cm} \leq h \leq 59 \text{ cm}$$

On prend $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Figure 2.15. Coupe transversale des poutres

Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

$$\begin{cases} h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1,50 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Poutres Secondaires (PS)

$$L_{max} = 4,40 - 0,3 = 4,10 \text{ m}$$

$$27,33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h = 35 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des exigences du RPA 99/2003 (Art 7.5.1)

$$\begin{cases} h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1,17 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

2.5.2. Voiles

➤ **Pré dimensionnement des Voiles**

Les voiles sont des murs en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures , liés entre eux par des plancher .

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003 :

$$e = \max \left(\frac{h_e}{22,5} ; 15 \text{ cm} \right)$$

Avec :

h_e : Hauteur libre du voile (hauteur d'étage- hauteur de la poutre secondaire)

e : Épaisseur du voile.

Tableau 2.60. Épaisseurs optés pour les différents niveaux

Niveaux	h_e (m)	$e = \max \left(\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right)$	e (cm)	$L_{min} \geq 4e$ (cm)
Sous sol	306-35=271	$e \geq 15$	20	80
RDC et 1 ^{er} étage	340-35=305	$e \geq 15$	20	80
2 ^{eme} au 8 ^{eme} etage	306-35=271	$e \geq 15$	20	80

2.5.3. Les poteaux

➤ **Pré dimensionnement**

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé participant a reprendre les efforts sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base, le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères

Critère de résistance

Critère de stabilité de forme (flambement)

Conditions de RPA

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour ce faire, on a sélectionné le poteau qui nous semble susceptible d'être le plus sollicité P1

Tableau 2.61. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

Niveaux	H _e (m)	γ _c KN/m ³	Dimensions B(cm ²)	poids propre g (KN) g = h b H _e γ _c
Sous sol	3,06	25	60 × 70	32.13
RDC+ 1 ^{er} étage	3,40	25	60 × 70	35.7
Etages 2,3et4	3,06	25	55 × 65	27.35
Etages 5, 6	3,06	25	50 × 55	21.04
Etages 7et8	3,06	25	45 × 50	17.21

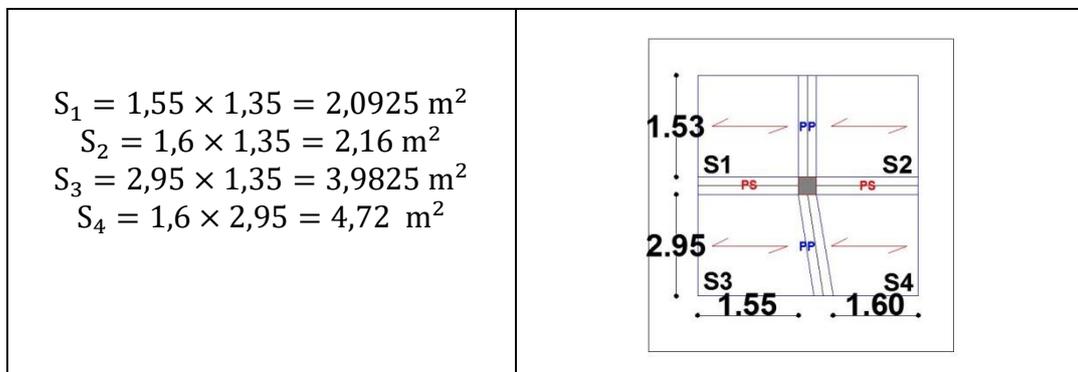


Figure 2.16. Surface affairant des planches courant

Poids des poutres

$$G_{poutre} = P_{pp} + P_{ps}$$

$$P_{pp} = \gamma_b \times B \times L_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,45 \times 4,3 = 14,5125 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = \gamma_b \times B \times L_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 3,15 = 8,26785 \text{ KN}$$

Donc → $G_{poutre} = 21,17 \text{ KN}$

$$S_{aff}^G = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 12,955 \text{ m}^2$$

$$S_{aff}^Q = S_{aff}^G + 0,3 \times (L_{pp} + L_{ps}) = 15,19 \text{ m}^2$$

Tableau 2.62. Charge et surcharge repris par le poteau

Charge et surcharge	G (KN)	Q(KN)
Terrasse inaccessible	82,15	15,19
Etage courant	66,85	22,785
Etage commerce	66,85	75,95

La décente de charge permet l'évaluation des charges revenant au poteau le plus sollicité, on aura à considérer le poids propre de l'élément, la charge des planchers qu'il supporte (corps creux, dalles pleines), la part des cloisons qu'il lui revient, et les éléments principaux (poutres principales, et secondaires).

Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le **DTR** comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous l'étage 10 : Q_0+Q_1 .
- Sous l'étage 09 : $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$.
- Sous l'étage 08 : $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Sous l'étage 07 : $Q_0+0.85*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
- Sous l'étage 06 : $Q_0+0.80*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$.
- Sous l'étage 05 : $Q_0+0.75*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2*n} *(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$.

Tableau 2.63. Résultats de la descente de charge de poteau

Etage	Niveau	Elément	Poids propre G (KN)	Surcharge Q (KN)
8 étg	N9	Plancher	82,15	15,19
		poteaux	17,21	
		Poutres	21,17	
		Somme	120,53	
7étg	N8	Venant du niv 9	113,65	15,19+22,785
		Plancher	66,85	
		poteaux	17,21	
		Poutres	21,17	
		Somme	218,88	
6étg	N7	Venant du niv 8	212	15,19 + 0,95 × 2 × 22,785
		Plancher	66,85	
		poteaux	21,04	
		Poutres	21,17	
		Somme	321,06	
		Venant du niv 7	310,35	

5étg	N6	Plancher	66,85	$15,19 + 0,9 \times 3 \times 22,785$	
		poteaux	21,04		
		Poutres	21,17		
		Somme	419,41	76,71	
4étg	N5	Venant du niv 6	408,7	$15,19 + 0,85 \times 4 \times 22,785$	
		Plancher	66,85		
		poteaux	27,35		
		Poutres	21,17		
		Somme	524,07	88,102	
3étg	N4	Venant du niv 5	509,34	$15,19 + 0,8 \times 5 \times 22,785$	
		Plancher	66,85		
		poteaux	27,35		
		Poutres	21,17		
		Somme	624,71	106,33	
2étg	N3	Venant du niv 4	609,98	$15,19 + 0,75 \times 6 \times 22,785$	
		Plancher	66,85		
		poteaux	27,35		
		Poutres	21,17		
		Somme	725,35	117,72	
1étg	N2	Venant du niv 3	710,62	$15,19 + 0,7143 \times (117,72 + 75,95)$	
		Plancher	66,85		
		poteaux	35,7		
		Poutres	21,17		
		Somme	841,05	153,53	
2	RDC	N1	Venant du niv 2	817,97	$15,19 + 0,7143 \times (153,53 + 75,95)$
			Plancher	66,85	
			poteaux	35,7	
			Poutres	21,17	
			Somme	941,69	179,11
		Venant du niv 1	925,32		

Sous sol	N00	Plancher	66,85	15,19 + 0,6875 × (179,11 + 75,95)
		poteaux	32,13	
		Poutres	21,17	
		Somme	1045,47	190,54

N_u est évalué a la base $\rightarrow N_u = 1,35G + 1,5Q = 1697,19 KN$

Le poteau P1 est voisin de rive plus il appartient a un portique de plus de 2 travée alors on le majore de 15%

Donc $\rightarrow N_u^* = 1,15 N_u = 1951,19 KN$

➤ **Vérification à la compression simple**

Exemple de calcul

❖ **Vérification du poteau à la base « poteau (60*70) cm² »**

Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{avec,} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 MPa$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u^*}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{1951,19 \times 10^{-3}}{14,2} \quad \Rightarrow B \geq 0,137 m^2$$

Avec B : la section du poteau.

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité du béton.

On pour le poteau à la base ($B = 0,60 \times 0,7 = 0,42$)

Donc $B = 0,2275 m^2 \geq 0,137 m^2$ Condition vérifiée

Tableau 2.64. Résultats de l'effort normal

étage	$N_u^*(KN)$	$B(m^2)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}(MPa)$		Obs
			σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	
8 ^{eme} etage	213,43	0.248	1,5	14,2	Vérifiée
7 ^{eme} etage	408,76	0.248	2,95	14,2	Vérifiée
6 ^{eme} etage	599,33	0.3	4,32	14,2	Vérifiée
5 ^{eme} etage	783,46	0.3	5,68	14,2	Vérifiée
4 ^{eme} etage	965,59	0.358	5,71	14,2	Vérifiée
3 ^{eme} etage	1153,28	0.358	6,85	14,2	Vérifiée
2 ^{eme} etage	1329,17	0.358	7,92	14,2	Vérifiée
1 ^{er} etage	1570,57	0.42	6,75	14,2	Vérifiée
RDC	1770,94	0.42	7,67	14,2	Vérifiée
Sous sol	1951,77	0.42	8,49	14,2	Vérifiée

Vérification au flambement

Exemple de calcul poteau du sous sol (60*70) cm²

D'après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivante est indispensable :

$$N_u^* \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2)cm^2$: section réduite du poteau.
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l'élanement (λ)
- A_s : section d'armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l'acier.
- $f_e = 400$ MPa

On a

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 7 \end{cases} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

Tel que

$l_f = 0,7 \times L_0$: Longueur de flambement. $\rightarrow l_f = 1.855 \text{ m}$

L_0 : Hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

moment d'inertie: $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,6 \times 0,7^3}{12} = 0.017m^4$

rayon de giration: $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = 0,201 \text{ m}$

$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1,855}{0,201} = 9,23$

Comme $\lambda = 9,23 \leq 50$ $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,84$

$B_{rcal} = \frac{N_u^*}{\left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = \frac{1951,19 \times 10^{-3}}{\left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,089 \text{ m}^2$

$B_{rcal} = 0,089m^2 < B_r = 0,39474 \text{ m}^2$ Verifiée

Tableau 2.65. Résultats de la vérification au flambement

niveau	$N_u^*(KN)$	$i(m)$	λ	α	$B_r > B_{rcal}$		Obs
					$B_r(m^2)$	$B_{rcal}(m^2)$	
8	213,43	0.144	12.85	0.827	0.2016	0.0097	Vérifiée
7	408,76					0.0186	Vérifiée
6	599,33	0.158	11.68	0.831	0.2544	0.0272	Vérifiée
5	783,46					0.0356	Vérifiée
4	965,59	0.187	9.92	0.836	0.3339	0.0439	Vérifiée
3	1153,28					0.0524	Vérifiée

2	1329,17					0.0604	Vérifiée
1	1570,57	0.201	10.27	0.836	0.3944	0.0714	Vérifiée
RDC	1770,94					0.0805	Vérifiée
Sous sol	1951,77	0.202	9.23	0.838		0.0887	Vérifiée

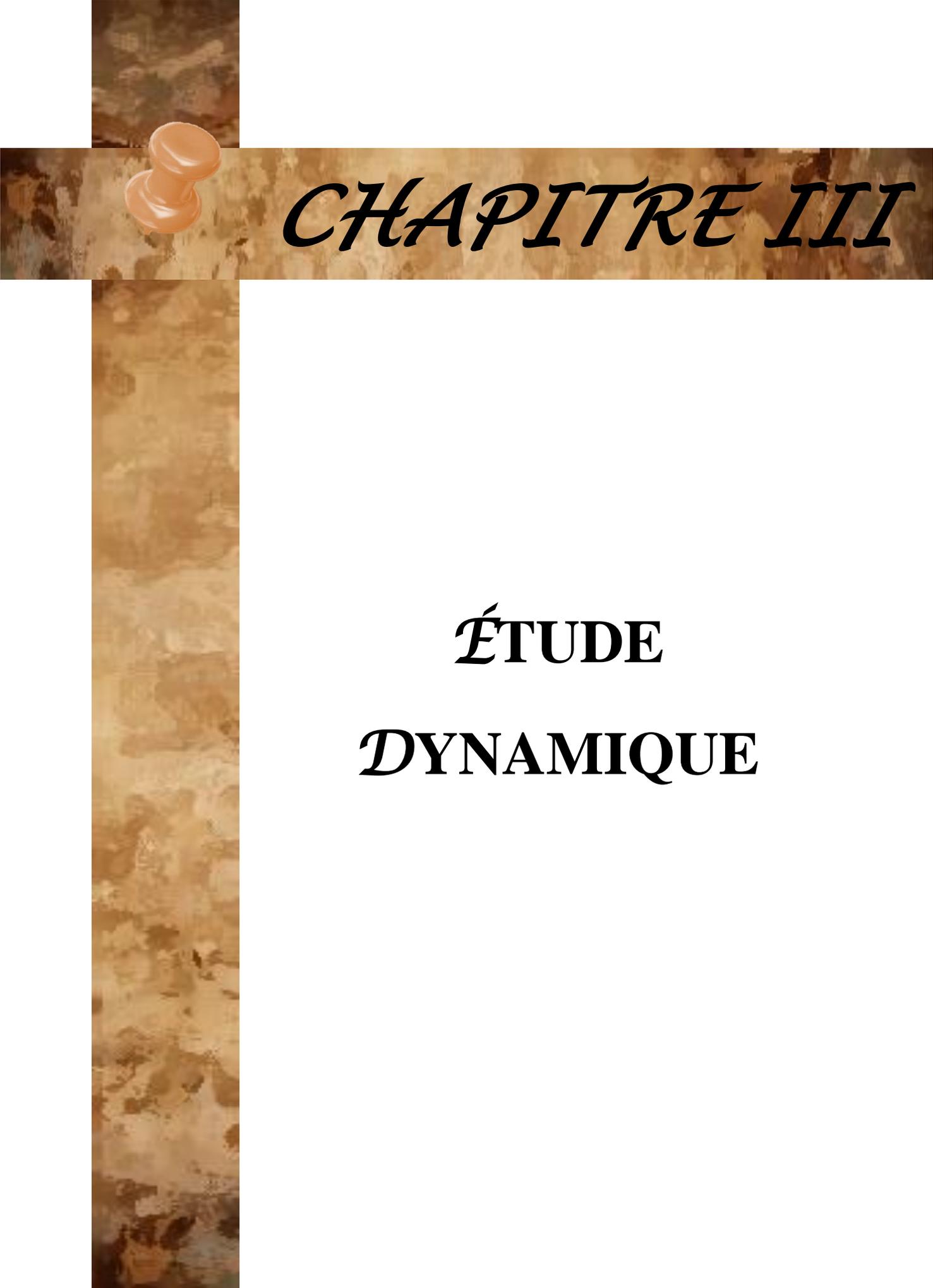
2.6. Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

- Plancher à corps creux (16+4) *cm*
- Dalle pleine $e = 14\text{cm}$
- Epaisseur des paillasse de l'escalier $e = 14\text{ cm}$
- Epaisseur des Voiles $e = 15\text{ cm}$
- Poutres Principales (30×45) cm^2
- Poutres Secondaires (30×35) cm^2
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant

Niveau	Dimensions ($b \times h$)cm^2
Sous sol	60 × 70
RDC + 1^{er} étage	60 × 70
Etages 2,3 et 4	55 × 60
Etage 5, 6	50 × 55
Etage7 et 8	45 × 50

Tableau 2.66. Épaisseurs optes les différents niveaux



CHAPITRE III

ÉTUDE DYNAMIQUE

3.1. Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

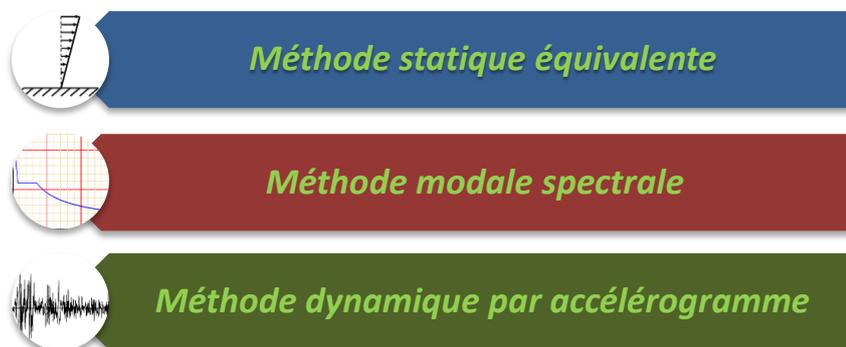
3.2. Modélisation

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Parmi les méthodes de modélisation qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaie tout l'élément puis toute la structure ; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel **ETABS 2017.0.1** afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel (**ETABS 2017.0.1**) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable est appropriée.

3.3. Le choix de la méthode de calcul



3.3.1. Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

Tableau 3.1 Valeurs des pénalités selon X et Y

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non vérifié	0.05
02	Redondance en plan	Non vérifié	0.05
03	Régularité en plan	Vérifié	0.00
04	Régularité en élévation	Vérifié	0.00
05	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifié	0.00
06	Contrôles d'exécution	Vérifié	0.00

$$\text{Donc} \begin{cases} Q_x = 1.10 \\ Q_y = 1.10 \end{cases}$$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

- ✓ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- ✓ W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- ✓ β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas : $W = 61336.0168\text{KN}$

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$V_{St} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \Rightarrow \begin{cases} V_{XSt} = 3704.08\text{KN} \\ V_{YSt} = 3440.95\text{KN} \end{cases}$$

- ✓ 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 $R = 5$.

- ✓ 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 :

$$\xi = 10\% \quad \text{D'où } \eta = 0.763$$

On a un site ferme **S3** $T_1 = 0.15s$ **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

$$T_2 = 0.50s$$

Avec : T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées 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 :

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

Tel que :

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

$$T = 0.66s \dots 1$$

$H = 31.28 \text{ m}$: hauteur total du bâtiment.

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

$$\begin{cases} L_x = 28.5 \text{ cm} \\ L_y = 22.4 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.53s \\ T_y = 0.59s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = \min(0.66s, 0.53s) = 0.53s \\ T_y = \min(0.66s, 0.59s) = 0.59s \end{cases}$$

Vérification de la période selon le RPA : $T_{anl} \leq 1.3 T_{amp}$

$$\begin{cases} T_1 = 0.665s \leq 1.3 T_{amp} = 1.3 \times 0.53 = 0.689s \\ T_2 = 0.657s \leq 1.3 t_{amp} = 1.3 \times 0.59 = 0.767s \end{cases}$$

Remarque d'après le RPA la période est vérifiée dans les deux sens

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.83 \\ D_y = 1.70 \end{cases}$$

Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante

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

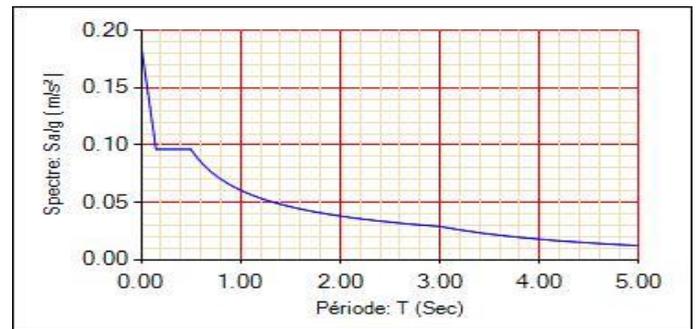


Figure 3.1 Spectre de réponse.

3.4 Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel **ETABS2017 17.0.1**, nous avons obtenus les résultats suivants :

3.4.1. Disposition des voiles de contreventement

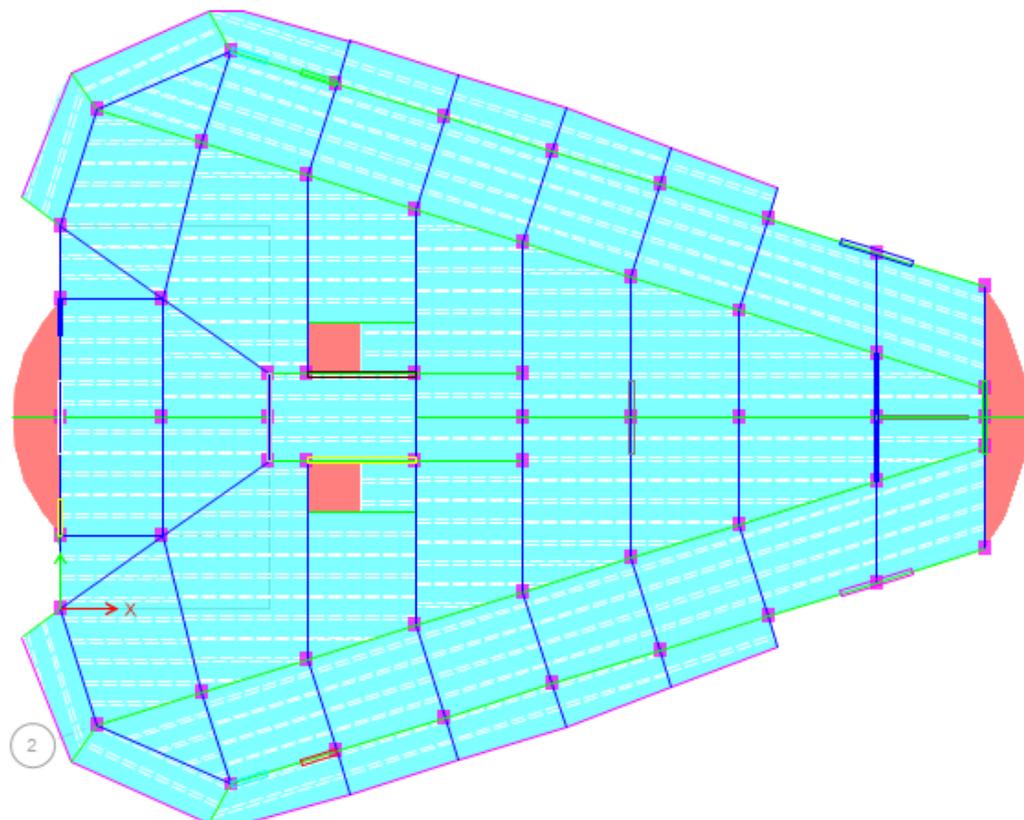


Figure 3.2. Disposition des voiles .

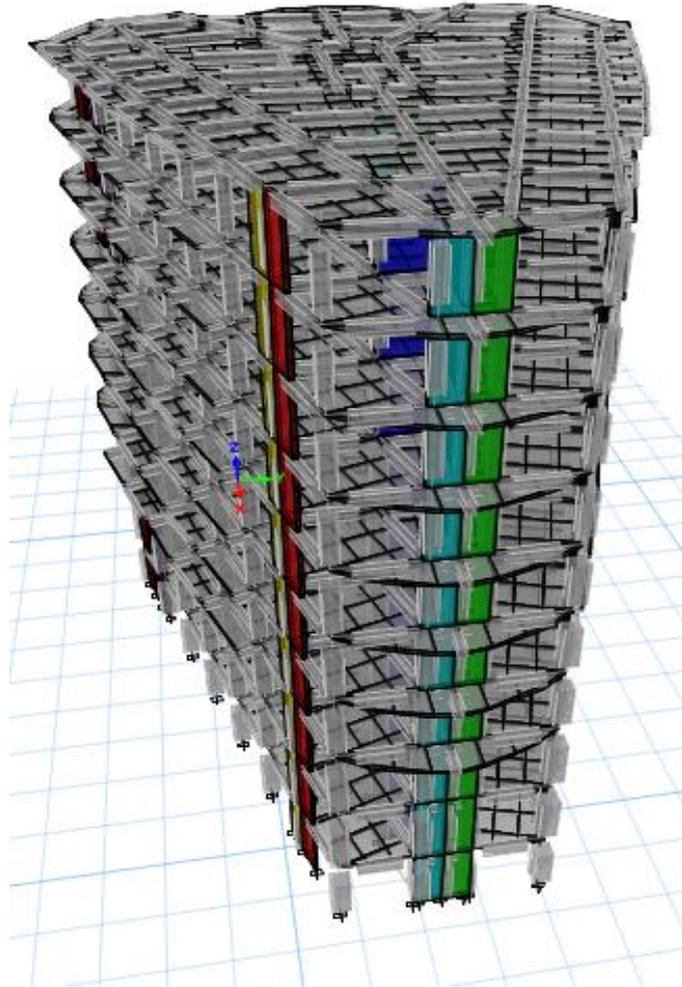


Figure 3.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS2017 17.0.1

3.4.2. Période de vibration et participation massique

Le coefficient de participation massique correspond au $i^{\text{ème}}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

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. 3.2. Périodes et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	SuivantX (UX)	Suivant Y (UY)
1	0.665	0.693	0.0008	0.693	0.0008
2	0.657	0.0007	0.6954	0.6938	0.6962

3	0.563	0.00001198	0.0079	0.6938	0.7041
4	0.221	0.0002	0.00002767	0.6939	0.7041
5	0.198	0.0001	0.1287	0.694	0.8328
6	0.193	0.1616	0.0001	0.8556	0.8328
7	0.164	0	0.0195	0.8556	0.8523
8	0.102	0	0.0478	0.8556	0.9001
9	0.095	0.0633	0.000001271	0.9189	0.9001
10	0.079	0	0.0145	0.9189	0.9146
11	0.065	0.0000145	0.0264	0.9189	0.941
12	0.06	0.0341	0.00001763	0.953	0.9411

✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X

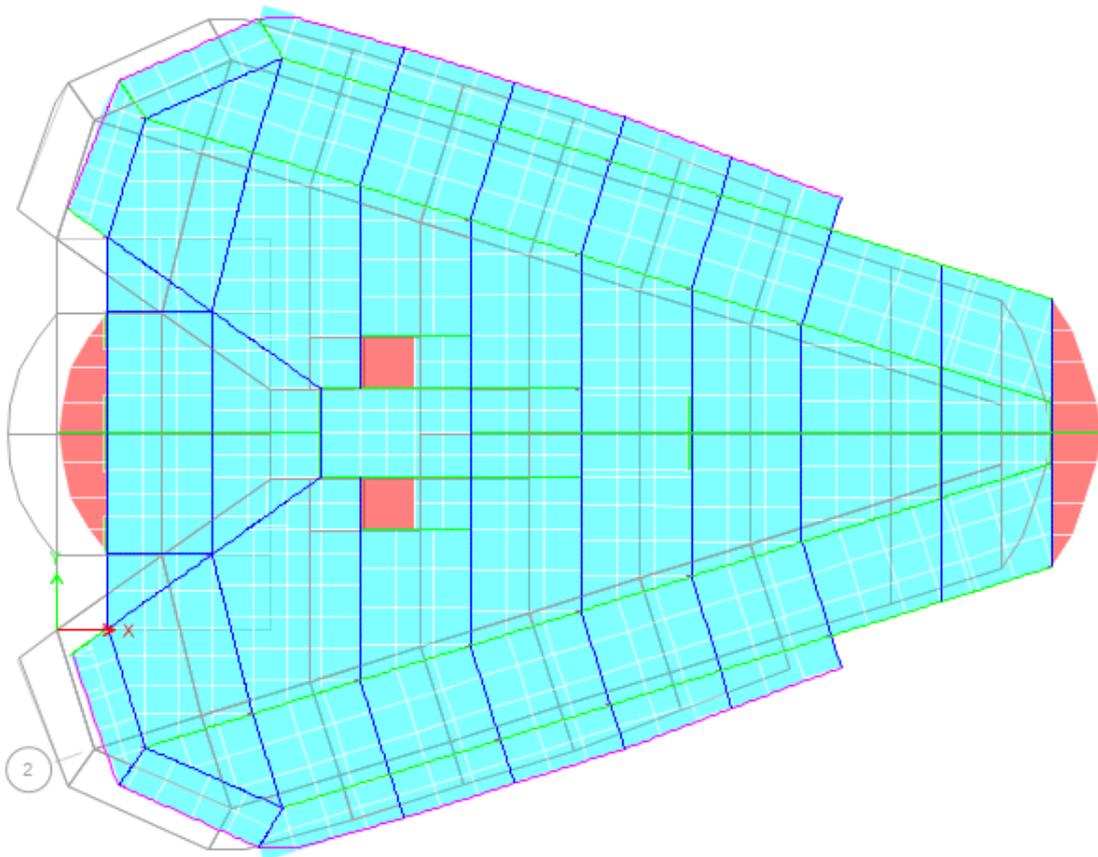


Figure.3.4. Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X).

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

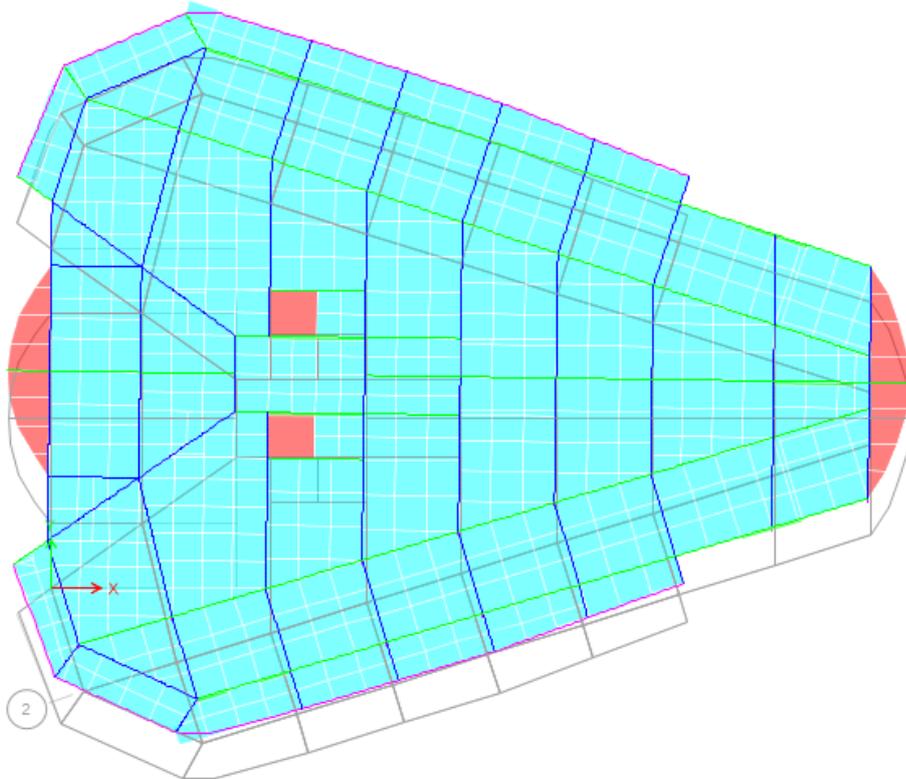


Figure. 3.5. Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y).

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

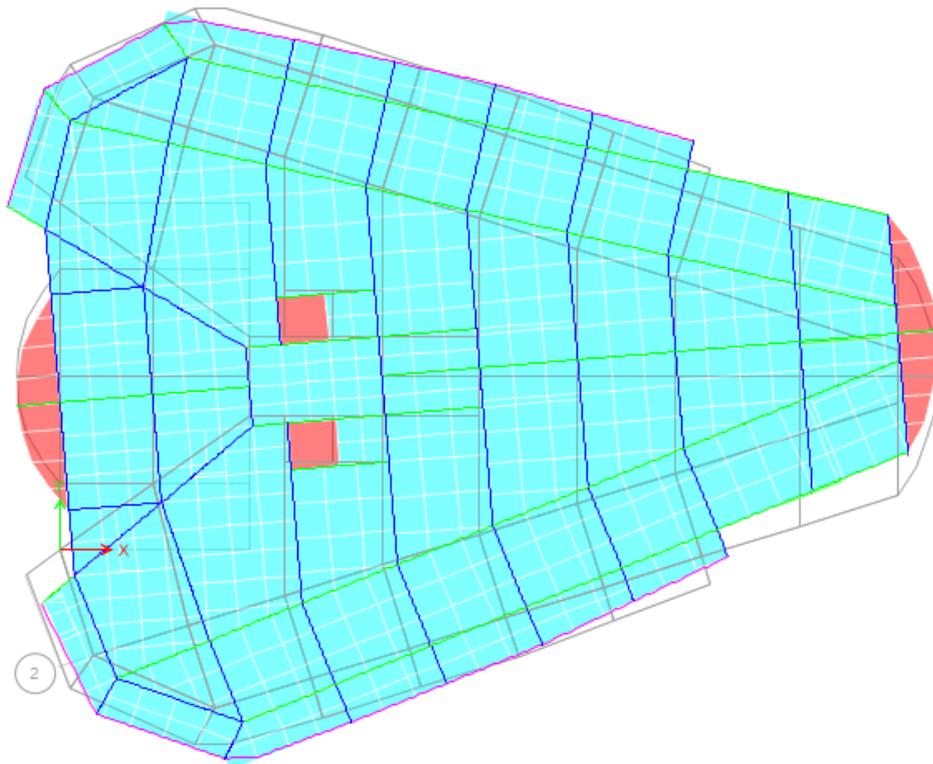


Figure. 3.6. Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z).

3.4.3. Vérification des résultats vis-à-vis des exigences RPA99/2003

3.4.3.1. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le RPA prévoit de faire la vérification suivante : $V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$ **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 présentés dans le tableau suivant

Tableau 3.3. Vérification des forces sismiques à la base.

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	2898.0857	2963.264	Non vérifiée
Suivant Y-Y	2832.607	2752.76	vérifiée

Remarque

Dans le (X-X) l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de $(0,8V_{st}/V_{dyn})$.

Résultats obtenus après amplification

Tableau 3.4. Vérification des forces sismiques à la base après amplification.

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	2964.053	2963.264	Vérifiée
Suivant Y-Y	2832.607	2752.76	Vérifiée

3.4.3.2. Justification de l'interaction voiles-portiques

Le RPA99/2003 (Art3.4. a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit

✓ Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations : $F_v/(F_v+F_p) \leq 20\%$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations : $F_p/(F_v+F_p) \geq 80\%$

✓ Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations : $F_v/(F_v+F_p) \leq 75\%$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations : $F_p/(F_v+F_p) \geq 25\%$

➤ Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 3.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
S-sol	57455.2947	10411.9236	84.65	15.34

Tableau 3.6. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) decharges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
S-sol	919.495	2006.694	31.4230	68.5770	1181.0495	1578.482	42.7989	57.2011
RDC	773.4357	1999.6972	27.8903	72.1097	1028.3591	1578.8015	39.4436	60.5564
1	948.445	1771.8319	34.8658	65.1342	1133.1685	1396.2374	44.7998	55.2002
2	874.5551	1676.2179	34.2859	65.7141	1068.059	1307.4268	44.9617	55.0383
3	908.5866	1434.4878	38.7775	61.2225	1061.3489	1131.2342	48.4063	51.5937
4	939.8729	1165.541	44.6408	55.3592	1048.3173	914.4355	53.4106	46.589
5	718.0687	1092.9293	39.6504	60.3496	758.1799	929.4366	44.9261	55.0739
6	732.8654	749.4007	49.4422	50.5578	743.575	629.187	54.1663	45.8337
7	512.4922	614.3006	45.4824	54.5176	515.2335	506.7227	50.4164	49.5836
8	546.018	270.8254	66.8449	33.1551	452.1146	204.5762	68.8474	31.1526

Analyse des résultats

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

3.4.3.3. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

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 dynamique ($R=5$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 3.7. Vérifications des déplacements de niveaux

Niveau	h _k (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ _{ek} (m)	δ _k (m)	δ _{k-1} (m)	Δ _k (m)	1(%)h _k	δ _{ek} (m)	δ _k (m)	δ _{k-1} (m)	Δ _k (m)	1(%)h _k
8	3.06	0.0117	0.0587	0.0470	0.0117	0.0038	0.0112	0.0559	0.0515	0.0044	0.0014
7	3.06	0.0094	0.0470	0.0418	0.0053	0.0017	0.0103	0.0515	0.0468	0.0046	0.0015
6	3.06	0.0084	0.0418	0.0362	0.0056	0.0018	0.0094	0.0468	0.0415	0.0053	0.0017
5	3.06	0.0072	0.0362	0.0302	0.0060	0.0019	0.0083	0.0415	0.0355	0.0060	0.0020
4	3.06	0.0060	0.0302	0.0242	0.0061	0.0020	0.0071	0.0355	0.0292	0.0063	0.0021
3	3.06	0.0048	0.0242	0.0181	0.0061	0.0020	0.0058	0.0292	0.0225	0.0067	0.0022
2	3.06	0.0036	0.0181	0.0123	0.0058	0.0019	0.0045	0.0225	0.0158	0.0068	0.0022
1	3.4	0.0025	0.0123	0.0065	0.0058	0.0017	0.0032	0.0158	0.0084	0.0074	0.0022
RDC	3.4	0.0013	0.0065	0.0020	0.0045	0.0013	0.0017	0.0084	0.0026	0.0058	0.0017
S-sol	3.06	0.0004	0.0020	0.0000	0.0020	0.0007	0.0005	0.0026	0.0000	0.0026	0.0008

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

3.4.3.4. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad (4.1)$$

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 = Σ_{i=K}ⁿ F_i: Effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_K: Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K: Hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si 0.1 ≤ θ_K ≤ 0.2, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur 1/(1 - θ_K).
- ✓ Si θ_K > 0.2, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

✓ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

Niveau	h _k (m)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k	V _k (KN)	θ _k	Δ _k	V _k (KN)	θ _k
8	3.06	5803.6198	0.0117	627.0348	0.0354	0.0044	572.4228	0.0147
7	3.06	11211.0409	0.0053	1077.2973	0.0179	0.0046	1015.5482	0.0167
6	3.06	16805.1196	0.0056	1450.0625	0.0212	0.0053	1398.8426	0.0209
5	3.06	22399.1932	0.0060	1790.072	0.0244	0.0060	1743.8331	0.0251
4	3.06	28301.4418	0.0061	2080.1096	0.0269	0.0063	2040.6404	0.0287
3	3.06	34188.0347	0.0061	2327.2383	0.0292	0.0067	2294.0073	0.0324
2	3.06	40088.1561	0.0058	2529.5932	0.0302	0.0068	2497.7777	0.0354
1	3.4	46434.1287	0.0058	2683.739	0.0293	0.0074	2650.4126	0.0380
RDC	3.4	54034.9481	0.0045	2827.4838	0.0253	0.0058	2778.9423	0.0334
S-sol	3.06	61336.0168	0.0020	2898.0857	0.0138	0.0026	2832.607	0.0182

D'après les résultats obtenus on voit bien que les effets P-Δ peuvent être négligés.

3.4.3.5. Vérification de l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport : $\gamma = N / (f_{c28} \times B)$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B : l'aire (section brute) de cette dernière ; f_{cj}=25MPa : la résistance caractéristique du béton.

Afin d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, Le **RPA99/2003 (7.4.3.1)** nous exige de vérifier pour chaque niveau la relation suivante :

$$\gamma = N / (f_{c28} \times B) \leq 0,3$$

Tableau 3.9. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	B (m ²)	N (KN)	f _{c28} (MPa)	γ	Observation
08	0.2025	147.4105	25	0.02912	Vérifiée
07	0.2	276.3332	25	0.05527	Vérifiée
06	0.2475	414.0476	25	0.06692	Vérifiée

05	0.2475	556.1895	25	0.08989	Vérifiée
04	0.325	708.511	25	0.08720	Vérifiée
03	0.325	864.4429	25	0.10639	Vérifiée
02	0.325	1025.8487	25	0.12626	Vérifiée
01	0.42	1317.4299	25	0.12547	Vérifiée
RDC	0.42	1781.4114	25	0.16966	Vérifiée
S-sol	0.42	2286.2685	25	0.21774	Vérifiée

D'après les résultats obtenus dans le tableau on voit bien que l'effort normal réduit est vérifié pour tous les niveaux.

3.5. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

- Epaisseur des voiles : **e = 15cm**
- Poutres Principales (**30×45**) **cm²** ; Poutres Secondaires (**30×40**) **cm²**, et pour les poteaux :

Tableau 3.10. Dimensions finales des poteaux

Etages	Sous-sol, RDC et 1 ^{er}	2 ^{ème} 3 et 4 ^{ème}	5 et 6 ^{ème}	7 ^{ème}	8 ^{ème}
Section b*h[cm²]	60×70	50×65	45×55	40×50	40×45



CHAPITRE IV

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

4.1. Introduction

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.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

✓ Hypothèses.

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement.

4.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par la RPA99/2003 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \dots \dots \dots Accidentelles \\ 0,8G - E \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

4.2.1. Recommandations

➤ Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ .
- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

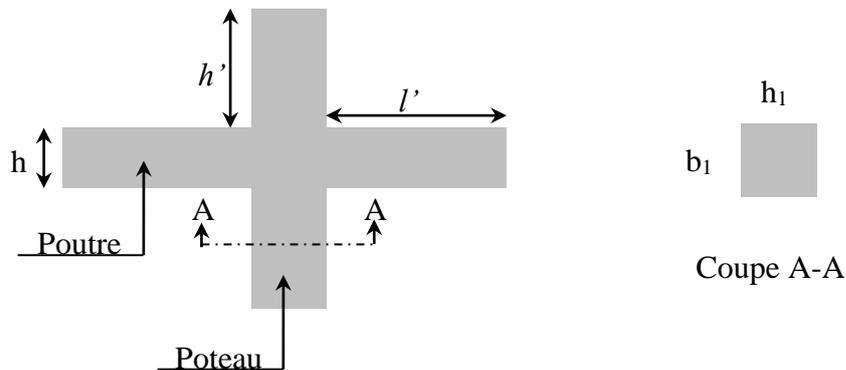


Figure 4.1. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous

Tableau 4.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
S.Sol, RDC et 1 ^{er} étage	60 * 70	33.6	168	252
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50 * 65	26	130	195
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	45 * 55	19.8	99	148.5
7 ^{ème} étage	40 * 50	16	80	120
8 ^{ème} étage	40*45	14,4	72	108

➤ **Armatures transversales**

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

- V^{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,50 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

En zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_l^{min}, 15 \text{ cm})$zone IIa

En zone courante : $t \leq 15 \phi_l^{min}$ zone IIa

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimums.

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :

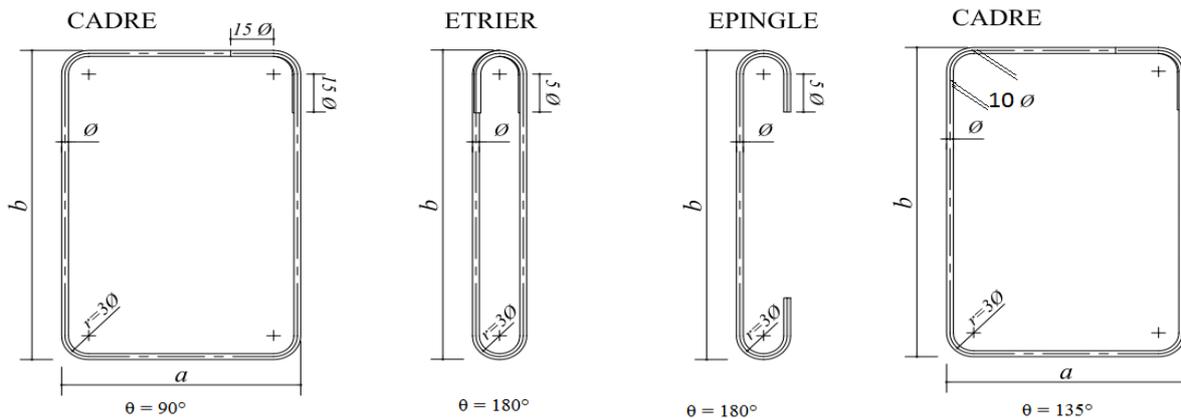


Figure 4.2. Ancrage des armatures transversales

4.2.2. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel ETAS V 2017, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau4.2. Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
S.Sol, RDC et 1 ^{er} étage	-2241.16	51.9525	661.13	3.2348	96.30	1183.65	60.48
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	-1272.09	38.8673	111.37	4.6991	81.82	-349.49	39.12
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	-709.89	38.127	-6.2322	4.1663	59.254	-242.22	30.46
7 ^{ème} étage	-359.664	38.8279	36.3169	3.324	-48.754	-220.05	26.04
8 ^{ème} étage	-190.703	-47.3811	17.3199	-1.0112	52.183	-16.803	37.65

4.2.3. Calcul du ferrailage

➤ Ferrailage longitudinal

Hypothèses de calcul

- Fissuration peu préjudiciable ($e = 3 \text{ cm}$) ;
- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant BAEL 91 mode. 99.

➤ **Exemple de calcul**

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

Soit : $N_{max} = -2241.169 \text{ KN}$; $M_{corr} = 51.9525 \text{ KN.m}$ (GQEx min)

$b = 60 \text{ cm}$; $h = 70 \text{ cm}$; $d = 67 \text{ cm}$;

Situation accidentelle: $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1,0$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.023 \text{ m} \leq \frac{h}{2} = 0.35 \text{ m} \quad \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$N_u(d - d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d') b h f_{bu}$$

$$2241.149(0.67 - 0.03) - 769.1268 \leq [(0.337 \times 0.7) - (0.81 \times 0.03)] 0.6 \times 0.7 \times 18.48 \Rightarrow 0.665 \leq 1.64$$

La condition est vérifiée

$$M_{ua} = M + N(d - \frac{h}{2}) = 769.1268 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b d^2} = 0.154$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \mu_{bu} \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ f_{st} = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.211 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.613 \text{ m} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = 36.027 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -24.68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

donc $\Rightarrow A = 0$

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

Tableau 4.3. Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
S.Sol, RDC et 1 ^{er} étage	60×70	S.E.T	21,31	33.6	36.69	4HA20+12HA16
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50×65	S.E.T	17,06	26	28.65	4HA20+8HA16

5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	45×55	S.P.C	2.83	19.8	20.36	4HA16+8HA14
7 ^{ème} étage	40×50	S.E.T	10.5	16	17.13	4HA16+8HA12
8 ^{ème} étage	40×45	S.P.C	2.02	14,4	15.21	4HA14+8HA12

➤ **Ferraillage transversale**

Tableaux 4.4. Ferraillage transversales des poteaux

Niveaux	S.Sol	RDC et 1 ^{er} étage	2,3 ^{et} 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Sections	60×70	60×70	50×65	45×55	40×50	40×45
$\theta_{min}(cm)$	1.6	1.6	1,4	1,4	1,4	1.4
(cm)	182.7	206.5	182.7	182.7	182.7	182.7
λ_g	3.06	3,06	3,89	3.89	4.28	4.76
$V(KN)$	60.4864	60.4864	39.1204	30.4644	26.0471	37.6502
$t_{zone\ nodal}(cm)$	10	10	10	10	10	10
$t_{zone\ courante}(cm)$	15	15	15	15	15	15
ρ	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
$A_t(cm^2)$	1.21	1.21	0.84	0.778	0.732	1.17
$A_t^{min}(cm^2)$	4.85	4.85	3.74	2.82	2.27	2.55
$A_t^{adop}(cm^2)$	6HA10 + 2HA8= 5,72		6HA10= 4,71			

D'après le Code De Béton Armé (**CBA93. Art A7.1.3**), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67mm \dots \dots \dots \text{Vérfifiée}$$

4.2.4. Vérifications nécessaires

4.2.4.1. Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

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

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2 (6.3.2). Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau4.5. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	Sections	i (m)	α	As (cm ²)	Br (cm ²)	(Nu > Nmax)		Obs
						Nu(MN)	Nmax (MN)	
S..Sol RDC et 1er étage	60*70	0.2	0.838	36.69	3944	7.19	2.286	Vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50*65	0.1876	0.837	28.65	3024	5.52	1.025	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	45*55	0.1587	0.836	20.36	2279	4.12	0.556	Vérifiée
7 ^{ème} étage	40*50	0.1443	0.828	17.13	1824	3.28	0.276	Vérifiée
8 ^{ème} étage	40*45	0.1299	0.822	15.21	1634	2.96	0.147	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n’y a pas de risque de flambement.

4.2.4.2. Vérification des contraintes à l’ELS

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec : $S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V\right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$

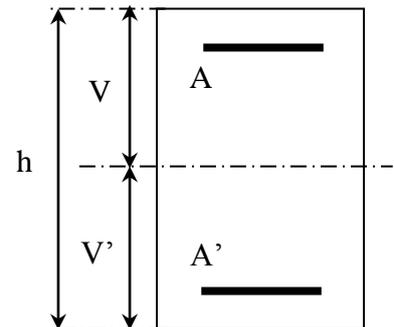


Figure 4.3. Section d’un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau 4.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	S.Sol	RDC+1 ^{er} étage	Etages 2 ;3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7	Etages 8
Sections	60×70 SEC	60×70 SEC	50×65 SEC	45×55 SEC	40×50 SEC	40×45 SEC
d (cm)	67	67	62	52	47	42
A (cm ²)	36,69	36,69	28,65	20,36	17,13	15,21
V (cm)	38,71	38,71	35,95	33,43	30,45	28,58

V' (cm)	31,29	31,29	29,05	21,57	19,55	16,42
I_{yy} (m ⁴)	0.022	0.022	0.0147	0,008	0,005	0,004
N_{ser} (MN)	1,5	1,29	0,93	0,52	0,26	0.14
M_{ser} (MN.m)	0.032	0.046	0.028	0.027	0.028	0.037
M_{serG} (MN.m)	0,087	0,094	0,059	0,058	0,042	0,045
σ_{bc1} (MPa)	4,69	4,37	3,97	4,29	3,71	3,4
σ_{bc2} (MPa)	1,92	1,38	1,36	0,31	-0,49	-1,16
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	OK	OK	OK	OK	OK	OK

4.2.4.3. Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le RPA99/2003 (Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant

Tableau 4.7. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
S..Sol RDC et 1 ^{er} étage	60×70	182.7	3.06	0,04	67	60.486	0.144	1,00	Vérifiée
2, 3 et 4 ^{ème} étage	50×65	206.5	3.89	0,04	62	39.120	0.120	1,00	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×55	186.2	3.89	0,04	52	30.464	0.111	1,00	Vérifiée
7 ^{ème} étage	45×50	186.2	4.28	0,04	47	26.047	0.115	1,00	Vérifiée
8 ^{ème} étage	40×50	186.2	4.76	0,04	47	37.650	0.038	1,00	Vérifiée

4.2.5. Détermination de la zone nodale

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques).

Tableau 4.8. Dimensions de la zone nodale

Niveaux	S.Sol, RDC, 1 ^{er} étage	2,3et4 ^{ème} étage	5 6 ^{ème} étages	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Sections	60×70	50×65	45×55	40×50	40×45

$L'(cm)$	P.P	90	90	90	90	90
	P.S	80	80	80	80	80
$h'(cm)$		70	65	60	60	60

➤ **Dispositions constructives**

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi = 10 \times 1.2 = 12cm.$
- Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 20mm \rightarrow lr = 40 \times 2.0 = 80 cm \Rightarrow$ On adopte : $lr = 80cm.$

Pour $\phi = 16 mm \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64cm \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65cm.$

Pour $\phi = 14 mm \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56cm \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60cm.$

Pour $\phi = 12 mm \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48cm \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50cm.$

4.2.6. Schémas de ferrailage: Annexe (plan de ferrailage) : annexe 06 plan de ferrailage des poteaux

4.3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \dots \dots \dots Accidentelles \\ 0,8G - E \end{array} \end{array} \right.$$

4.3.1. Recommandations

➤ **Armatures longitudinales: RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section du béton en zone courante.
 - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

➤ **Armatures transversales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times h$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale}$$

Remarque

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

4.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Le ferrailage se fait en flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables

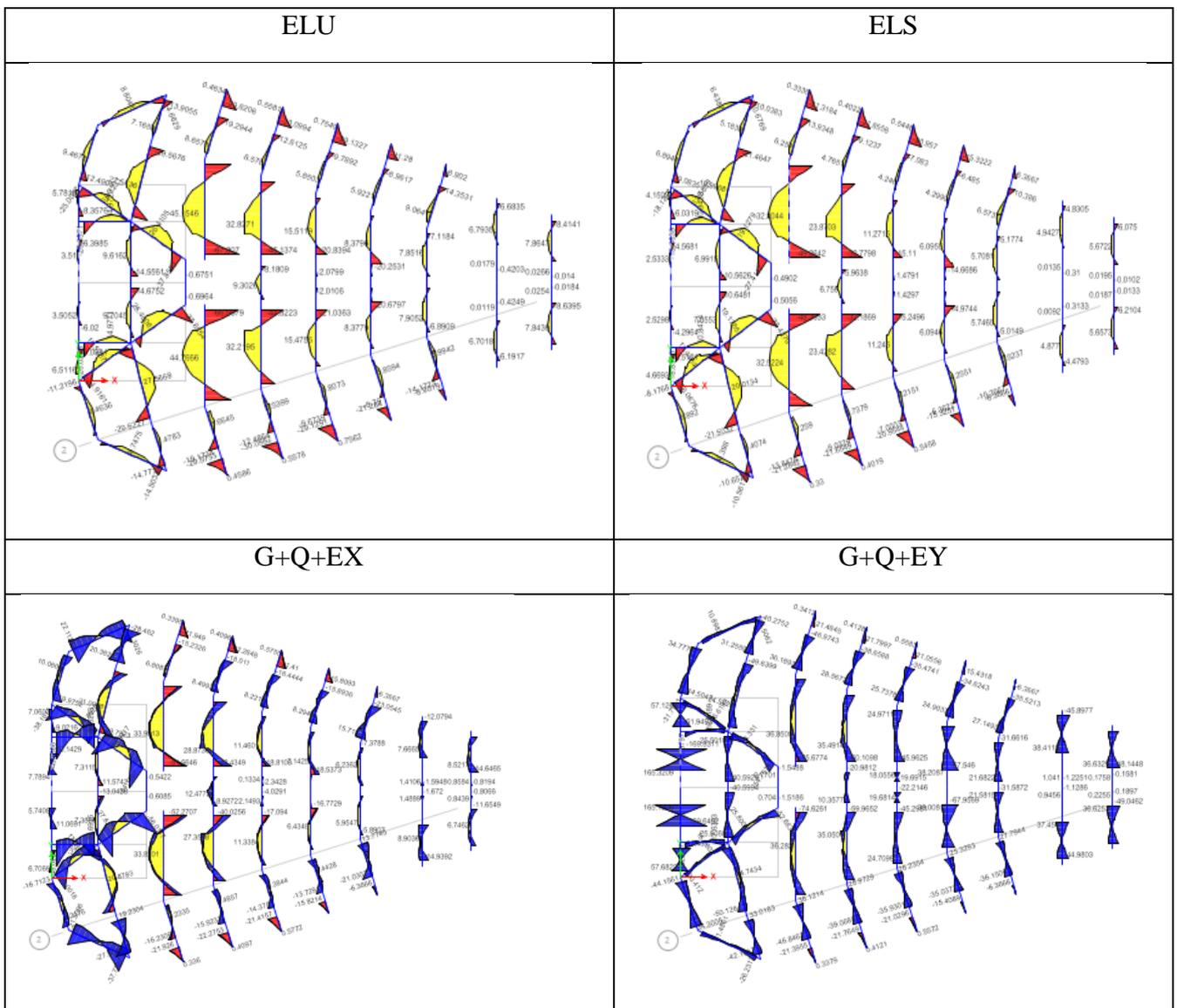


Figure 4.4. Sollicitations statique dans les poutres principales

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETAPS V2017

Tableau 4.9. Ferrailage des poutres principales (30×45) cm²

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Etages courant	Travée	154.654	11,57	12,06	6.75	6HA16
	Appui	-160.578	11,98	12,06	6.75	6HA16
Etage commercial	Travée	165.45	12,47	14,04	6.75	3HA14+3HA20
	Appui	-169.83	12,87	14,04	6.75	3HA14+3HA20
Terrasse I	Travée	57.95	4.14	6,03	6.75	6HA12
	Appui	-78.94	5.73	6.03	6.75	6HA12

Tableau 4.10. Ferrailage des poutres secondaires (30×40) cm²

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Etages courant	Travée	111.832	9,42	9.42	6	3HA16+2HA12
	appui	-99.968	8,35	8,64	6	3HA14+2HA16
Etage commerce	Travée	128.183	10,96	12,06	6	6HA16
	appui	-114.041	9,67	10,65	6	3HA14+2HA16
Terrasse I	Travée	30.123	2,41	4,62	6	3HA14
	appui	-55.503	4,53	4.62	6	3HA14

➤ **Armatures transversales**

❖ **Calcul de ϕ_t**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\text{avec : } \begin{cases} \text{Poutres principale (30} \times \text{45)cm}^2 \\ \text{Poutres seondaire(30} \times \text{40)cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{soit } \phi_t = 8\text{mm} \text{ et } A = 4\phi_8 = 2.01\text{cm}^2 (\text{1cadre} + \text{1etrier})$$

❖ **Calcul des espacements St**

D'après le RPA99/2003 (Art7.5.2.2) :

$$\text{En zone nodale: } St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{\min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St= 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St= 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courantes } St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St= 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St= 15 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

$$\text{On a } A_{\min} = 0,3\% \times St \times b = 1,53 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Calcul des longueurs de recouvrement**

$$\text{Pour } \phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 65 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 60 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 50 \text{ cm.}$$

4.3.3. Vérifications nécessaires

4.3.3.1. Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

Pour l'ensemble des poutres :

En zone de recouvrement : $A_{max} = 4\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 54cm^2$

✓ Poutres secondaire $A_{max} = 48cm^2$

En zone courante : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 81cm^2$

✓ Poutres secondaire : $A_{max} = 72cm^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

4.3.4. Vérifications à l'ELU

Condition de non fragilité

$$A^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales: } A^{min} = 1,52cm^2 < A^{cal} \\ \text{poutres secondaires: } A^{min} = 1,34cm^2 < A^{cal} \end{cases}$$

Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 4.11. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V^{max} (KN)	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Principale	249.819	1.98	3,33	Vérifiée
Secondaires	503.5	4,54	3,33	Non Vérifiée

Remarque que dans les poutres secondaires les contraintes tangentielle non pas vérifiée d'ou on doit augmenter la section de ferrailage $(b \times h) = (40 \times 45) cm^2$

Tableau 4.12. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V^{max} (KN)	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Principale	249.819	1.89	3,33	Vérifiée
Secondaires	503.5	2,99	3,33	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Pour les appuis de rives: $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires: $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{max} - \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau 4.13. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	V ^{max} (KN)	M _a (KN.m)	A _l (cm ²)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	249.819	165.450	14,04	7.18	-5,40	Vérifiée
Secondaires	503.5	128.183	12,06	14.47	4,73	Non Vérifiée

Remarque : la condition nette pas vérifiée au niveau de la section des poutres secondaire
 Donc on doit augmente la section de ferrailage **S = 3HA 16 + 3HA20 =15.45 cm2**

4.3.5. Vérification à l’ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l’état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l’état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

Etat limite de compression du béton

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

Tableau 4.14. Vérification de l’état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M ^{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		Observation
						σ(MPa)	σ̄(MPa)	
Principales	Travée	28.20	14,04	7,07	29747,86	6,71	15	Vérifiée
	Appui	-33.18	14,04	7,07	29747,86	7,89	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	46.40	15,45	6,42	328662	0,91	15	Vérifiée
	Appui	-66.84	15,45	6,42	328662	1,31	15	Vérifiée

➤ **Vérification de l’état limite de déformation**

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

1) $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$

2) $A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$

3) $L < 8 \text{ m}$

poutreprincipales $M_t = 165.45 \text{ KN.m}$

$h = 0.45 \text{ m} \geq h_f = 0.71 \text{ m} \dots \dots \text{non Vérifie}$

La vérification de la flèche est nécessaire donc le tableau suivant résume le calcul de la flèche

Tableau 4.15. Calcul de la flèche dans les poutres principales.

L[m]	At[cm ²]	Fgv [mm]	Fji [mm]	Fpi [mm]	Fgi[mm]	Δf[mm]	Fadm[mm]	Obs
3.7	14,04	0.634	0.155	0.486	0.254	0.712	7.4	OK

Poutres secondaire $M_t = 128.183 \text{ KN.m}$

$h = 0.4\text{m} \geq h_f = 0.64\text{m} \dots \dots \dots$ non vérifié

La vérification de la flèche est nécessaire donc le tableau suivant résume le calcul de la flèche

Tableau 4.16. Calcul de la flèche dans les poutres secondaires.

L[m]	At[cm ²]	Fgv [mm]	Fji [mm]	Fpi [mm]	Fgi[mm]	Δf[mm]	Fadm[mm]	Obs
3.33	15,45	0.417	0.093	0.320	0.159	0.485	6.6	OK

4.3.6. Vérification de la zone nodale

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

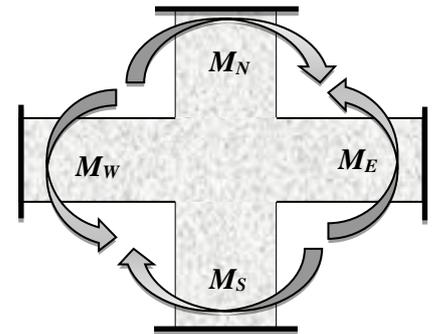


Figure 4.5. Répartition des moments dans les zones nodales

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

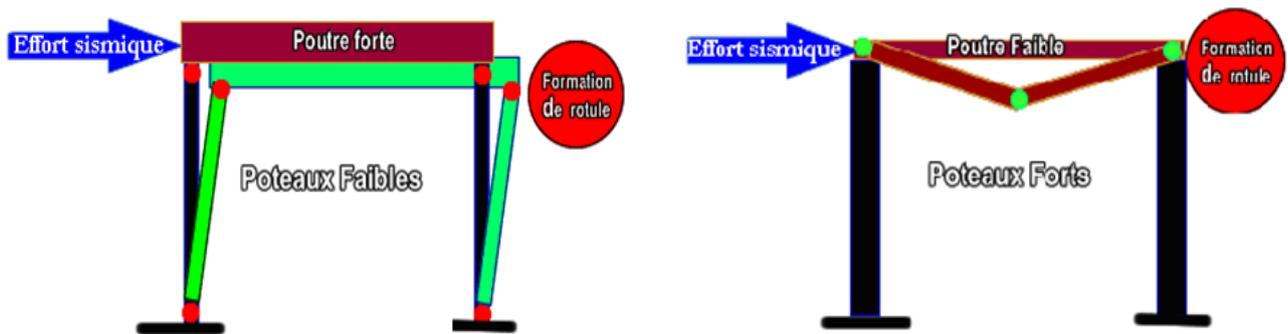


Figure 4.6. Formation de rotules plastique

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants:

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \text{ Avec: } z = 0,9h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau 4.17. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
S.Sol, RDC et 1 ^{er} étage	70	63	12.31	348	268.88
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	65	58.5	10.30	348	209.68
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	55	49.5	10.18	348	175.36
7 ^{ème} étage	50	45	7.29	348	114.16
8 ^{ème} étage	45	40.5	7.29	348	102.74

Tableau 4.18. Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
Etages courant	45	40.5	6,03	348	84,99
Etage commercial	45	40.5	10,30	348	145,17
Terrasse inaccessible	45	40.5	3,39	348	47,78

Tableau 4.19. Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
Etages courant	45	36	5,34	348	66,9
Etage commercial	45	36	6,28	348	78,68
Terrasse inaccessible	45	36	2,36	348	29,57

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant

Tableau 4.20. Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
S.SOL	268.88	268.88	537.76	145,17	145,17	362,925	Vérifiée
R.D.C	268.88	268.88	537.76	145,17	145,17	362,925	Vérifiée
Etage1	268.88	268.88	537.76	145,17	145,17	362,925	Vérifiée
Etage2	209.68	268.88	478.56	84,99	84,99	212,475	Vérifiée
Etage3	209.68	209.68	419.36	84,99	84,99	212,475	Vérifiée
Etage4	209.68	209.68	419.36	84,99	84,99	212,475	Vérifiée
Etage5	175.36	209.68	385.04	84,99	84,99	212,475	Vérifiée
Etage6	175.36	175.36	350.72	84,99	84,99	212,475	Vérifiée
Etage7	114.16	175.36	289.52	84,99	84,99	212,475	Vérifiée
Etage8	102.74	114.16	216.9	47,78	47,78	119,45	Vérifiée

Tableau 4.21. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
S.SOL	268.88	268.88	537.76	78,68	78,68	196,7	Vérifiée
R.D.C	268.88	268.88	537.76	78,68	78,68	196,7	Vérifiée
Etage1	268.88	268.88	537.76	78,68	78,68	196,7	Vérifiée
Etage2	209.68	268.88	478.56	66,9	66,9	167,25	Vérifiée
Etage3	209.68	209.68	419.36	66,9	66,9	196,7	Vérifiée
Etage4	209.68	209.68	419.36	66,9	66,9	196,7	Vérifiée
Etage5	175.36	209.68	385.04	66,9	66,9	196,7	Vérifiée
Etage6	175.36	175.36	350.72	66,9	66,9	196,7	Vérifiée
Etage7	114.16	175.36	289.52	66,9	66,9	196,7	Vérifiée
Etage8	102.74	114.16	216.9	29,57	29,57	73,925	Vérifiée

4.3.7. Schémas de ferrailage: Annexe (plan de ferrailage) : annexe 07 plans de ferrailage des poutres

4.4. Étude des voiles

4.4.1. Introduction

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 encastées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles 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). $1.35G + 1.5Q$
- 2). $G + Q \pm E$
- 3). $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

4.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

➤ 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 [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suite :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser l/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

4.4.3. Exemple de calcul (V_x // à X-X' au niveau du sous-sol + RDC et 1^{er} étage)

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS 2017 V17.0.1, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.22. Sollicitations maximales dans le voile

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	$N(KN)$	$M (KN.m)$	$M (KN.m)$	$N(KN)$	$N(KN)$	$M(KN.m)$	
S.Sol Rdc Et 1er Etage	-702.7688	-369.4102	248.4822	-104.3452	-246.709	-130.29	26.7744

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

➤ **Calcul du ferrailage sous N_{max} et M_{cor}**

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1,15m, d = 1,1m, e = 0.15m.$$

$$N = 702,7688 \text{ KN (compression)}, M = 369,4102 \text{ KN.m.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,526 \text{ m} < \frac{l}{2} = 0,575 \text{ m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{ua} > (0.337 h - 0.81 d') b.h.f_{bu}$$

$$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 738,36 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{ua} = -4,7576 \times 10^{-4} < (0,337h - 0,81d') b.h.f_{bu} = 1,106$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

Tableau 4.23. ferrailage du voile

$M_{ua} (KN.m)$	μ_{bu}	α	$z(m)$	$A_{Fs} (cm^2)$	$A_{FC} (cm^2)$	$A_{min}^{BAEL} (cm^2)$	$A_{min}^{RPA} (cm^2)$
738,36	0,22	0,315	0,9614	28,79	2,45	1,99	2,85

➤ **Armatures minimales dans tout le voile**

$$A_{min} = 0.15\% b \times h = 0.15\% \times 0.15 \times 1,15 = 2,58 \text{ cm}^2$$

Selon RPA99/2003 on a :

❖ **Longueur de la partie tendue L_t**

$$A_{min}^{tendu} = 0.2\% b \times l_t$$

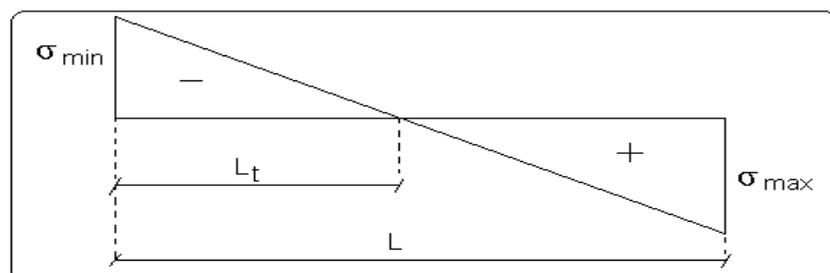


Figure 4.7. Diagrammes des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V = \frac{702,7688 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1,15} + \frac{369,4102 \times 10^{-3}}{0,019} \times 0,575 = 15,25 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V' = \frac{702,7688 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1,15} - \frac{369,4102 \times 10^{-3}}{0,019} \times 0,575 = -7,105 \text{ Mpa}$$

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times l}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

$$l_t = \frac{7,105 \times 1,15}{15,25 + 7,105} = 0,365 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0,2\% \cdot 0,15 \times 0,365 = 1,068 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures minimales dans la zone comprimée

$$l_c = L - 2l_t = 1,15 - 2 \cdot 0,365$$

$$l_c = 0,42 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{\text{comprimé}} = 0,1\% \cdot 0,15 \times 0,42 = 0,63 \text{ cm}^2$$

Espacement des barres verticales

$$s_t \leq \min (1,5 e ; 30 \text{ cm}) = 22,5 \text{ cm}$$

$$s_t = 15 \text{ cm}$$

➤ Armatures horizontales

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 26,7744 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times s_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 26,7744 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1,1} = 0,227 \text{ MPa}$$

Espacement des barres horizontales

$$St \leq \min (1,5 e ; 30 \text{ cm}) = 22,4 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm}$$

$$A_h = \frac{0,227 \times 0,15 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 0,213 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{\min} = 0,15\% \cdot e \times st = 0,45 \text{ cm}^2$$

NB : Les voiles de notre structure seront groupés selon leurs dimensions, et leurs sens (XX ou YY), et les résultats de calcul sont résumés dans ces tableaux récapitulatifs

Groupe 01 : VX 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 11 et 12

Tableau 4.24. Sollicitations et ferrailage du voile groupe 1

Niveau	S.sol RDC et 1 ^{er} Etage	2 ^{eme} 3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} 8 ^{eme} Etage
Section	0.15 × 1.15	0.15 × 1.15	0.15 × 1.15	0.15 × 1.15
N(KN)	-701.7688	-104.3452	-246.7097	-95.748
M(KN.m)	-69.4102	248.4822	-193.1819	-130.29
V(KN)	26.7744	27.2876	28.619	40.1704
τ (MPa)	0.241	0.246	0.258	0.362
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	2.44	6.94	2.33	2.74
A_{min} (cm ²)	2.58	2.58	2.58	2.58
L_t	0.365	0.528	0.43	0.494
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1.096	1.58	1.30	1.48
N^{barre}	4HA12+8HA10	4HA12+8HA10	12HA10	12HA10
$A^{adopté}$	10.8	10.8	9.42	9.42
$N^{barre}/face$	2HA12+4HA10	2HA12+4HA10	6HA10	6HA10
S_t (cm)	potelé	10	10	10
	Zc	15	15	15
Lc	0.419	0.092	0.28	0.16
A_{min}^{comp} (cm ²)	0.628	0.138	0.422	0.243
A_h^{cal} (cm ²)	0.18	0.18	0.24	0.33
A_h^{min} (cm ²)	0.337	0.337	0.337	0.337
N^{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
S_t (cm)	20	20	20	20

Groupe 02: VX 9 et 10

Tableau 4.25. Sollicitations et ferrailage des voile de groupe 02

Niveau	S.sol RDC et 1 ^{er} Etage	2 ^{eme} 3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} 8 ^{eme} Etage
Section	0.15 × 1.15	0.15 × 1.15	0.15 × 1.15	0.15 × 1.15
N(KN)	-945.311	-525.795	-177.3566	-183.0707
M(KN.m)	-45.5572	-323.0091	190.9145	-114.9557
V(KN)	24.6947	23.3471	26.5495	43.782
τ (MPa)	0.119	0.121	0.137	0.227
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	6.09	-3.229	0.382	-1.23
A_{min} (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5
L_t	0.863	0.45	0.69	0.469

A_{min}^{tendu} (cm ²)	2.59	1.37	2.071	1.40
N_{barre}	18HA10	18HA10	18HA10	18HA10
$A_{adopté}$	14.14	14.14	14.14	14.14
$N_{barre}/face$	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10
S_t (cm)	Potelé	10	10	10
	Zc	15	15	15
Lc	0.27	1.08	0.619	1.061
A_{min}^{comp} (cm ²)	0.408	1.627	0.928	1.59
A_h^{cal} (cm ²)	0.147	0.139	0.158	0.261
A_h^{min} (cm ²)	0.337	0.337	0.337	0.337
$N_{barre}/face$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	1,01	1,01	1,01	1,01
S_t (cm)	20	20	20	20

SENS Y-Y

Groupe 01 : VY 1, 2, 3, 4, 8, 9, 10 et 11

Tableau 4.26. Sollicitations et ferrailage des voiles groupe 1 sens y-y

Niveau	S.sol RDC et 1 ^{er} Etage	2 ^{eme} 3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} 8 ^{eme} Etage
Section	0.15 × 1.15	0.15 × 1.15	0.15 × 1.15	0.15 × 1.15
N(KN)	-445.3747	-237.7338	-169.9895	-94.7605
M(KN.m)	-169.9163	136.14	102.83	70.0103
V(KN)	11.004	15.7112	14.9084	31.2115
τ (MPa)	0.099	0.1416	0.134	0.281
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	0.866	0.577	0.546	0.447
A_{min} (cm ²)	2.587	2.587	2.587	2.587
L_t	0.286	0.382	0.393	0.425
A_{min}^{tendu} (cm ²)	0.858	1.147	1.178	1.27
N_{barre}	4HA12+8HA10	4HA12+8HA10	12HA10	12HA10
$A_{adopté}$	10.8	10.8	9.42	9.42
$N_{barre}/face$	2HA12+4HA10	2HA12+4HA10	6HA10	6HA10
S_t (cm)	Potelé	10	10	10
	Zc	15	15	15
Lc	0.577	0.385	0.364	0.298
A_{min}^{comp} (cm ²)	0.866	0.577	0.546	0.447
A_h^{cal} (cm ²)	0.117	0.166	0.134	0.331
A_h^{min} (cm ²)	0.337	0.337	0.337	0.337
N_{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
S_t (cm)	20	20	20	20

Groupe 02 : VY 5, 6 et 7

Tableau 4.27.Sollicitations et ferrailage des voiles groupe 2 y-y

Niveau	S.sol RDC et 1 ^{er} Etage	2 ^{eme} 3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} 8 ^{eme} Etage
Section	0.15 × 3.00	0.15 × 3.00	0.15 × 3.00	0.15 × 3.00
N(KN)	-1434.9533	-1057.9921	-372.9813	-219.3873
M(KN.m)	-1581.9659	-793.2194	-501.4799	-318.1351
V(KN)	85.98	85.239	76.708	85.950
τ (MPa)	0.099	0.1416	0.134	0.281
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	-3.05	-8.506	-0.437	-0.029
A_{min} (cm ²)	6.75	6.75	6.75	6.75
L_t	0.819	0.499	0.942	0.983
A_{min}^{tendu} (cm ²)	2.45	1.49	2.82	2.94
N^{barre}	4HA12+24HA10	4HA12+24HA10	28HA10	28HA10
$A^{adopté}$	23.36	23.36	22.00	22.00
$N^{barre}/face$	2HA12+12HA10	2HA12+12HA10	14HA10	14HA10
S_t cm	potelé	10	10	10
	Zc	15	15	15
Lc	1.36	2	1.115	1.034
A_{min}^{comp} (cm ²)	2.04	3.001	1.67	1.55
A_h^{cal} (cm ²)	0.34	0.337	0.303	0.339
A_h^{min} (cm ²)	0.337	0.337	0.337	0.337
$N^{barre}/face$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
S_t (cm)	20	20	20	20

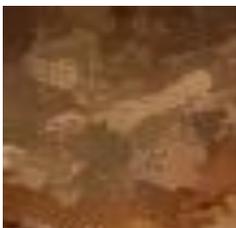
4.4.4. Schémas de ferrailage: Annexe (plan de ferrailage) : annexe 08 plan de ferrailage des voiles

4.4.5. Conclusion

Pour l'étude des éléments structuraux on remarque que la section à étudier est celles adopté après l'étude dynamique de la structure avec le logiciel **ETABS2017 17.0.1**

L'étude des poteaux et les voiles nous a montré qu'ils sont ferrillés avec la section d'armature donner par le RPA99version 2003 se qui nous permet de dire que ce dernier valorise la sécurité avant l'économie.

La vérification de la zone nodal nos à montrer que le mieux c'est d'avoir un poteau rigide (fort), et une poutre souple (faible), pour avoir des rotules plastique dans les poutres, ce qui favorise la stabilité des poteaux lors d'un séisme majeur.



CHAPITRE V

ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE



5.1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres éléments (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

5.2. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 G \pm E$

D'après le **DTR BC.2.33.1** :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$

5.3. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,6 bar pour une profondeur d'ancrage de 3,0 m.

5.4. Choix du type de fondation

5.4.1. Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution.

5.4.1.1. Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de coffrage :**

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 6.18m$)

➤ **Condition de rigidité**

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{618}{20} = 30.9 \text{ cm} \quad \text{soit } h_r = 30 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{618}{10} = 61.8 \text{ cm} \quad \text{soit } h_t = 65 \text{ cm}$$

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$;

b : largeur de la semelle ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la semelle ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 k}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 6.18^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 96.33 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } h_t \geq 96.33 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 100 \text{ cm}$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 E b h_t^3}{12 K b}} = \sqrt[4]{\frac{E h_t^3}{3 K}} = \sqrt[4]{\frac{1^3 \times 3.216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \cdot 10^4}}$$

$$L_e \geq 4.04 \text{ m}$$

$$L_{max} = 6.18 \text{ m} \leq \frac{\pi}{2} \times 4.04 = 6.34 \text{ m}$$

➤ **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{67972.7909}{150} = 453.15 \text{ m}^2$$

Donc $S_f = 70.98\% \geq 50\%$ de la surface totale du batimen

➤ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure $h_t = 100 \text{ cm}$;

Hauteur de la table du radier $h_r = 40 \text{ cm}$;

Enrobage $d' = 5\text{cm}$

La surface du radier $S_{\text{radier}} = 638.4\text{ m}^2$

5.4.1.2. Vérifications nécessaires

➤ Vérification de la contrainte dans le sol

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\text{Données de calcul} \quad \left\{ \begin{array}{l} X_g = 12.33 \text{ m} \\ Y_g = 5.95 \text{ m} \\ I_x = 12415.4 \text{ m}^4 \\ I_y = 27476.5 \text{ m}^4 \\ S_{\text{radier}} = 638.4 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

« Les coordonnées de centre de gravité sont tirées de ETABS et les inerties I_x et I_y sont tirées à partir de SOCOTEC2. »

$$\sigma = \frac{N_{\text{total}}}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x \quad \text{avec} \quad \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4}$$

Formule 8.25 de « Principles of foundation Engineering » eighth Edition Braja M. DAS

A) ELS

$$\text{Alors} \quad \left\{ \begin{array}{l} N_{\text{tot}} = 69791.1824 \text{ KN} \\ M_{\text{ser}}^x = 746.4237 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}}^y = 6333.4576 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\sigma_1^{++} = \frac{69791.1824}{638.4} + \frac{746.4237}{12415.4} \times 5.95 + \frac{6333.4576}{27476.5} \times 12.33 = 1.12 \text{ bars}$$

$$\sigma_2^{--} = \frac{69791.1824}{638.4} - \frac{746.4237}{12415.4} \times 5.95 - \frac{6333.4576}{27476.5} \times 12.33 = 1.06 \text{ bars}$$

$$\sigma_3^{+-} = \frac{69791.1824}{638.4} + \frac{746.4237}{12415.4} \times 5.95 - \frac{6333.4576}{27476.5} \times 12.33 = 1.06 \text{ bars}$$

$$\sigma_4^{-+} = \frac{69791.1824}{638.4} - \frac{746.4237}{12415.4} \times 5.95 + \frac{6333.4576}{27476.5} \times 12.33 = 1.11 \text{ bars}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 1.10 + 1.06}{4} = 1.10 \text{ bars} \leq \overline{\sigma}_{\text{ELS}} = 1.5 \text{ bars} \dots \text{condition vérifiée}$$

B) ELU

$$\text{Alors } \begin{cases} N_{\text{tot}} = 95956.1841 \text{ KN} \\ M_{\text{ser}}^x = 1041.6642 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}}^y = 8146.3314 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\sigma = \frac{95956.1841}{638.4} \pm \frac{1041.6642}{12415.4} \times 5.95 \pm \frac{8146.3314}{27476.5} \times 12.33 \rightarrow \begin{cases} \sigma_1^{++} = 1.54 \text{ bars} \\ \sigma_2^{--} = 1.46 \text{ bars} \\ \sigma_3^{+-} = 1.47 \text{ bars} \\ \sigma_4^{-+} = 1.53 \text{ bars} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 1.54 + 1.47}{4} = 1.52 \text{ bars} \leq \overline{\sigma}_{ELU} = 1.5 \overline{\sigma}_{ELS} = 2.25 \text{ bars} \dots \text{condition vérifiée}$$

C) Sous combinaisons accidentelles

De la même manière que l'état limite ultime et l'état limite de service, on vérifie les contraintes sous les combinaisons accidentelles sachant que les efforts normaux de radier, de nervures, des poteaux ainsi que de parking sont rajoutés à l'effort normal donnée à la base de la structure par l'ETABS et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5 1. Vérifications des contraintes de sol sous combinaisons accidentelles

Sollicitations	Combinaisons	σ_{moy} (bars)	$\bar{\sigma}_{\text{adm}}$ (bars)
$N_{\text{max}} = 69791.1826 \text{ KN} \rightarrow \begin{cases} M_x^c = 3319.78 \text{ KN.m} \\ M_y^c = 46577.19 \text{ KN.m} \end{cases}$	G+Q+Ex max	1.20	2.25
$N_{\text{min}} = 69791.1822 \text{ KN} \rightarrow \begin{cases} M_x^c = 51589.37 \text{ KN.m} \\ M_y^c = 8926.056 \text{ KN.m} \end{cases}$	G+Q+Ey min	1.23	2.25
$N_{\text{min}} = 46563.1439 \text{ KN} \rightarrow \begin{cases} M_x^c = 2989.213 \text{ KN.m} \\ M_y^c = 45691.157 \text{ KN.m} \end{cases}$	0.8G+Ey min	0.84	2.25

5.4.2. Interprétations des résultats

Toutes les contraintes générées par les sollicitations de la structure sont inférieures aux contraintes admissibles (limites) de sol, alors il n'y a pas de risque de soulèvement et de renversement de la fondation.

5.4.2.1. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N \times L_{\text{max}}}{2 \times S_{\text{rad}}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

N : Effort normal de calcul résultant.

$$Nd = N_{\max}^U = N_u^{\text{tot}} = 95956.1841 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{95956.1841 \times 6.18}{2 \times 638.4} = 464.45 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{464.45 \times 10^{-3}}{1 \times 2.25} = 18.5 \text{ cm} \quad \text{on a } d = 40 - 5 = 35 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

5.4.2.2. Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal dans le poteau le plus sollicité.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

❖ Sous le poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60×70) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + ht = 0.60 + 1 = 1.60 \\ B = b + ht = 0.70 + 1 = 1.70 \end{cases} \Rightarrow U_c = 6.6 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 2.069 \text{ MN} \leq 0.045 \times 6.6 \times 1 \times \frac{25}{1.5} = 4.94 \text{ MN} \dots \text{CV}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

5.4.2.3. 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 :

- $f_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).

$S_{rad} = 638.4 \text{ m}^2$ (surface du radier).

$H = 4.4 \text{ m}$, (hauteur de la partie ancrée du bâtiment = profondeur d'ancrage + h_t).

$$N = 67972.7909 \text{ KN} \geq 1.15 \times 4.4 \times 638.4 \times 10 = 32303.04 \text{ KN} \quad \text{Condition nom vérifiée}$$

5.4.3. Ferrailage du radier général

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

➤ Calcul des sollicitations

A/ ELU

$$\checkmark \quad \text{Poids propre de radier : } 1,35 G_0 = 25 \times e = 1,35 \times 25 \times 0,4 = 13,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\checkmark \quad \text{Poids de s.sol } G_1 = 1.35 G_{s.sol} + 1.5 Q_{s.sol} = 10.72 \text{ KN/m}^2$$

- ✓ Poids de la structure à partir de l'effort normal ultime donné par ETABS

$$Q_u = \frac{N_u^{ETABS}}{S_{radier}} = \frac{95956.1841}{638.4} = 150.3 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = N_u^{\text{tot}} = Q_u + G1 + 1.35 G0 = 174.53 \text{ KN/m}^2$$

B/ ELS

- ✓ Poids propre de radier $G_0 = 25 \times e = 25 \times 0,4 = 10 \text{ KN/m}^2$

- ✓ Poids de s.sol $G_1 = 1.35G_{s.sol} + 1.5Q_{s.sol} = 7.66 \text{ KN/m}^2$

- ✓ Poids de la structure à partir de l'effort normal ultime donné par ETABS

$$qs = N_s^{\text{tot}} = Q_s + G1 + G0 = 126.98 \text{ KN/m}^2$$

Localisation du panneau le plus sollicité

$$\begin{cases} Lx = 3.5 - b_{\text{nerv}} = 3.5 - 0.45 = 3.04 \text{ m} \\ Ly = 6.18 - b_{\text{nerv}} = 6.18 - 0.45 = 5.73 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = 0.53 \geq 0.4 \text{ la dalle travaille dans deux sens}$$

Calcul des moments isostatiques

A/ELU

$$\rho = 0.53 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0922 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0922 \times 174.53 \times 3.04^2 = 198.20 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.25 \times 198.20 = 193.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85M_{0x} = 0.85 \times 198.20 = 168.472 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85M_{0y} = 0.85 \times 193.66 = 164.61 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 198.20 = -99.1013 \text{ KN.m} \end{cases}$$

B/ELS

$$\rho = 0.53 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0961 \\ \mu_y = 0.3949 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0961 \times 126.98 \times 5.73^2 = 144.46 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.3949 \times 144.46 = 141.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85M_{0x} = 0.85 \times 144.46 = 122.23 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85M_{0y} = 0.85 \times 141.15 = 119.98 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 144.46 = -72.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times h) = (1 \times 0.4) \text{ m}^2$.

Tableau 5.2. Section d'armateur du radier.

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres	St(cm)
Travée	X-X	168.472	14.57	4.226	16.08	8HA16	20
	Y-Y	164.614	14.22	4.226	16.08	8HA16	20
Appui		99.10	8.38	4.226	9.05	8HA12	20

✓ **Condition de non fragilité**

on a $e = 40 \text{ cm} \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho = 0.53 \geq 0.4$

$$A_{\min x} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) b \times h_r = 0.0008 \left(\frac{3 - 0.53}{2} \right) 1 \times 0.4 = 3.95^2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min x} = \rho_0 \times b \times h_r = 0.0008 \times 1 \times 0.4 = 3.2^2 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification des contraintes****Tableau 5.3.** Vérifications des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
Travée	x-x	122.23	9.88	229170	1.889 ≤ 15	Vérifiée	198.62 ≤ 201	Vérifiée
	y-y	119.98	9.88	229170	1.889 ≤ 15	Vérifiée	198.62 ≤ 201	Vérifiée
Appui		-72.23	8.05	130195	3.32 ≤ 15	Vérifiée	349.72 ≤ 201	N. Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 5.4. Section d'armateur du radier à l'ELS.

Localisation		Ms KN.m	$\beta(10^{-3})$	α	A _{cal} cm ²	N ^{bre} de barres	St(cm)
Appui	xety	-72.23	2.92	0,25	11.17	8HA14	20

❖ **Vérification des espacements**

Selon x-x: $S_t \leq \text{MIN}(2,5h_r, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$

Selon y-y: $S_t = 14 \text{ cm} < \text{min}(3 h_r ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

➤ **Schéma de Ferrailage du radier**

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

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

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 charges revenant à la nervure la plus sollicitée

ELU : $P_u = N_u^{etaps} + N_u^{radier} + N_u^{s.sol} = 198.20 \text{KN/m}^2$

ELS : $P_s = N_s^{etaps} + N_s^{radier} + N_s^{s.sol} = 144.46 \text{KN/m}^2$

5.5.2. 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.

Les cotations sont entre axe

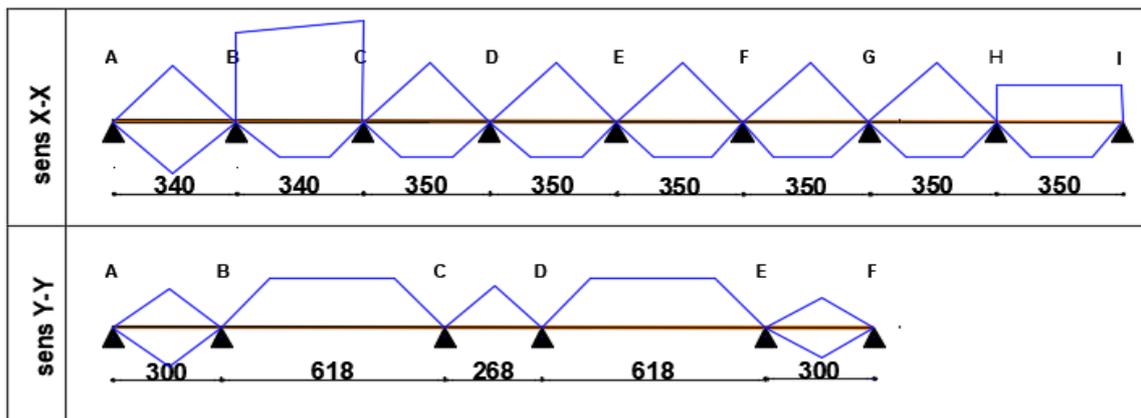


Figure 5.3. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X et Y-Y

Les charges équivalentes dans les nervures les plus sollicités de sens X sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 5.5. Les charges équivalentes transmises aux nervures selon X-X

	Travées							
Chargement	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI
q_m^{ELU}	474.36	419.67	701.63	701.63	701.63	723.93	422.27	126.64
q_m^{ELS}	388.8	305.93	593.39	593.39	593.39	609.02	405	171.42
q_m^V	402.04	318.45	530.52	530.52	530.52	553.32	399.73	184.9

➤ **Sens-Y**

Les charges équivalentes dans les nervures les plus sollicitées suivant le sens Y sont résumées dans le tableau suivant

Tableau 5.6. Les charges équivalentes transmises aux nervures selon Y-Y

	Travées				
Chargement	AB	BC	CD	DE	EF
q_m^{ELU}	607.8	337.43	481.63	337.43	607.8
q_m^{ELS}	443	246.23	266.7	246.23	443
q_m^V	455.86	258.35	397.6	258.35	455.86

Le reste des résultats est résumé dans les tableaux qui suivent :

❖ **À l'ELU****Tableau 5.7.** Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens

sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
X-X	AB	2.7	474.36	0.00	-355.358	1.07	272.840	441.702	758.814
	BC	0.5	419.67	-355.36	-310.823	0.46	-310.523	758.814	-1085.61
	CD	2.64	701.63	-310.82	-368.194	1.29	272.088	-1085.6	711.279
	DE	2.64	701.63	-368.19	-368.194	1.32	243.0657	711.279	701.393
	EF	2.64	701.63	-368.19	-374.045	1.32	240.143	701.393	674.374
	FG	2.64	723.93	-374.05	-272.279	1.37	308.551	674.374	859.646
	GH	1.3	422.27	-272.28	-44.343	1.07	-32.704	859.646	177.430

	HI	0.28	126.64	-44.34	-0.748	1.37	74.40	177.43	0
Y-Y	AB	2.3	607.8	0.00	-323.168	0.92	256.56	412.68	446.683
	BC	0.5	337.43	-323.17	-7.709	2.12	434.943	446.68	919.789
	CD	0.5	481.63	-7.71	-7.709	0.25	7.342	919.79	-137.599
	DE	0.5	337.43	-7.71	-199.994	-0.89	125.841	-137.5	-46.011
	EF	2.3	607.8	-199.99	-242.090	1.12	181.141	-46.011	0

❖ À PELS

Tableau 5.8. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.

Sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)
X-X	AB	2.7	388.8	0.00	-291.170	1.07	223.664
	BC	0.5	305.93	-291.17	-262.725	0.44	-262.097
	CD	2.64	593.39	-262.73	-311.393	1.29	230.188
	DE	2.64	593.39	-311.39	-311.393	1.32	205.568
	EF	2.64	593.39	-311.39	-315.494	1.32	203.519
	FG	2.64	609.02	-315.49	-231.149	1.37	258.094
	GH	1.3	405	-231.15	-42.582	1.01	-25.333
	HI	0.28	171.42	-42.58	-1.012	1.01	44.173
Y-Y	AB	2.3	443	0.00	-235.544	0.92	186.999
	BC	0.5	246.23	-235.54	-4.828	2.12	319.870
	CD	0.5	266.7	-4.83	-4.828	0.25	3.506
	DE	0.5	246.23	-4.83	-145.768	-0.89	93.744
	EF	2.3	443	-145.77	-176.450	1.12	132.025

5.5.3. Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

- ✓ Détermination de la largeur
- ✓ Sens X-X

$h = 1.00 \text{ m} ; h_0 = 0,40\text{m} ; b_0 = 0,7 \text{ m} ; d = 0,95 \text{ m}$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA. Art 4. 1. 3)}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{4.44}{2} , \frac{2}{10}\right)$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min(2.22 , 0.2) = 0.2\text{m}$$

Donc $b = 1.1\text{m}$ $b_{\text{eff}} = 1\text{m}$

✓ **Sens Y-Y**

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min(2.74 , 0.065) = 0.065\text{m}$$

Donc $b = 1\text{m}$

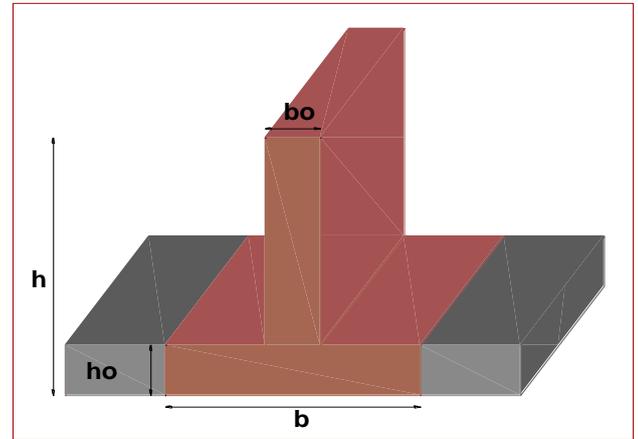


Figure 5.4. Schéma de nervure

L_y : La travée minimale des nervures (entre nus).

L_x : La distance max qui sépare deux nervures (entre nus).

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5.9. Résultats de ferrailage des nervures.

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
X-X	Travée	-310.523	13.31	11.471	16.08	8HA16
	Appui	-374.045	11.49	11.471	16.08	8HA16
Y-Y	Travée	434.94	18.73	11.471	20.11	10HA16
	Appui	-323.168	9.90	11.471	20.11	10HA16

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{tmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(16 ; 28.57 ; 70)\text{mm}, \text{ Soit } A_{trans} = 5\phi_{10} = 3.93 \text{ cm}^2$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 12 \text{ cm}$.

5.5.4. Vérifications nécessaires

5.5.4.1. Vérification des efforts tranchants à l'ELU

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

F.N $\Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa} ; V_{ux}=1085.61\text{KN} ; V_{uy}=919.789 \text{ KN}$

Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{1085.61 \times 10^{-3}}{1.1 \times 0,95} = 1.04\text{MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Vérifiée

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{919.789 \times 10^{-3}}{1 \times 0,95} = 0.968 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Vérifiée

5.5.4.2. Vérification des contraintes

Tableau 5.10. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
X-X	Travée	258.094	15.06	1254516	1.56 < 15	Vérifiée	308.49 > 201,63	N.Vérifiée

	Appui	-315.49	16.15	1567372	1.103<15	Vérifiée	218.10>201,63	N.Vérifiée
Y-Y	Travée	319.87	14.03	1168560	1.85<15	Vérifiée	366.29>201,63	N.Vérifiée
	Appui	-235.544	18.62	2201433	1.32<15	Vérifiée	261.68>201,63	N.Vérifiée

Remarque : Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS comme le montre le tableau suivant :

Tableau 5.11. Ferrailage des nervures à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	$\beta \times 10^3$	α	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	Choix des barres
X-X	Travée	258.094	1.4	0.193	14.40	39.27	8HA25
	Appui	-315.49	1.7	0.213	17.73	25.13	8HA20
Y-Y	Travée	319.87	2.39	0.25	24.78	31.42	10HA20
	Appui	-235.544	1.7	0.215	18.17	31.42	10HA20

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

$$A_p = 0.2\% (b_0 \times h) = 0.2\% (0.7 \times 1) = 14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}20 + 2\text{HA}10 = 15.71 \text{ cm}^2$$

5.5.5. Schéma de ferrailage des nervures: Annexe 09 (plan de ferrailage) : annexe 09 plan de ferrailage des nervures

5.6. Etude de voile périphérique

5.6.1. 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% de la section dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

5.6.2. Dimensionnement des voiles

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 3.06\text{m} \\ \text{longueur } L = 3.8 \text{ m} \\ \text{épaisseur } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ Caractéristiques du sol

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique : } \gamma = 18 \text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0.4\text{bar} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 18^\circ \end{array} \right. \quad (\text{on prendre } C=0 \text{ pour un calcul plus defavorable})$$

✓ **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique et soumis à :

✓ **Poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3.06 \times 18 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right) \Rightarrow G = 29.074 \text{ KN/m}^2$$

✓ **La surcharge accidentelle**

On a : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times C}{\gamma \times h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{9}{2} \right) \Rightarrow Q = 5.27 \text{ KN/m}^2$$

5.6.3. 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.

✓ **A P'ELU**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 5.27 = 7.917 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 29.074 + 1.5 \times 5.27 = 47.168 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 5.27 = 7.917 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 29.074 + 1.5 \times 5.27 = 47.168 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 47.168 + 7.917}{4} = 37.356 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 37.356 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_x = 3.06 \text{ m} \\ l_y = 3.8 \text{ m} \end{array} \right. \quad \text{Et} \quad \left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ ml} \\ e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.06}{3.8} = 0.80 > 0.4 \Rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens.}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$\rho = 0.80 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0561 \times 37.356 \times 3.06^2 = 19.623 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.5959 \times 19.623 = 11.693 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Les moments corrigés

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 19.623 = 16.680 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 11.693 = 9.939 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 19.623 = -9.812 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

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 :

Avec : $A_{min} = 0.1\% \times b \times h = 0.1\% \times 1 \times 02 = 2.00 \text{ cm}^2$

Tableau 5.12. Ferrailage des voiles périphériques.

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	X-X	16.680	0.0523	0.067	0.145	3.28	2	4HA12 = 4.52
	Y-Y	9.939	0.0312	0.039	0.147	1.93	2	4HA10= 3,14
Appui		-9.812	0.0308	0.039	0.147	1.91	2	4HA10=3,14

✓ **Espacements**

$\left\{ \begin{array}{l} \text{sens X - X: } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{sens Y - Y: } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$

✓ **Vérifications**

On a : $\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.80 > 0.4 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{array} \right.$

$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.80) \times 100 \times 20 = 1.76 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

✓ **Calcul des efforts tranchants**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{37.356 \times 3.06}{2} \times \frac{(3.8)^4}{(3.8)^4 + (3.06)^4} = 40.236 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{37.356 \times 3.8}{2} \times \frac{(3.06)^4}{(3.8)^4 + (3.06)^4} = 21.01 \text{ KN} \end{array} \right.$$

5.6.4. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{40.236 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.268 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$

5.6.5. Vérification à l'ELS

• **Calcul des moments**

On a : $\rho = 0.80 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0628 \\ \mu_y = 0.7111 \end{array} \right.$

Soit $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = G + Q = 29.0748 + 5.278 = 34.35 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = Q = 5.27 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$

Donc $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 34.35 + 5.27}{4} = 27.084 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 27.084 \text{ KN/m} \end{array} \right.$

Les moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0628 \times 27.084 \times 3.06^2 = 15.927 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.7111 \times 15.927 = 11.325 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Les moments corrigés**

$$\begin{cases} M_x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 15.927 = 13.538 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 11.325 = 9.627 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 15.927 = -7.963 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Vérification des contraintes**

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

Tableau 5.13. Vérification des contraintes

Localisation	M^s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.	
Travée	x-x	13.538	3.61	11381.83	7.19 ≤ 15	Vérifiée	159.78 ≤ 164.9	Vérifiée
	y-y	9.627	2.97	9740.05	5.97 ≤ 15	Vérifiée	132.7 ≤ 164.9	Vérifiée
Appui	-7.968	2.96	9711.18	4.96 ≤ 15	Vérifiée	110.2 ≤ 164.9	Vérifiée	

5.6.6. Schéma de ferrailage du voile périphérique

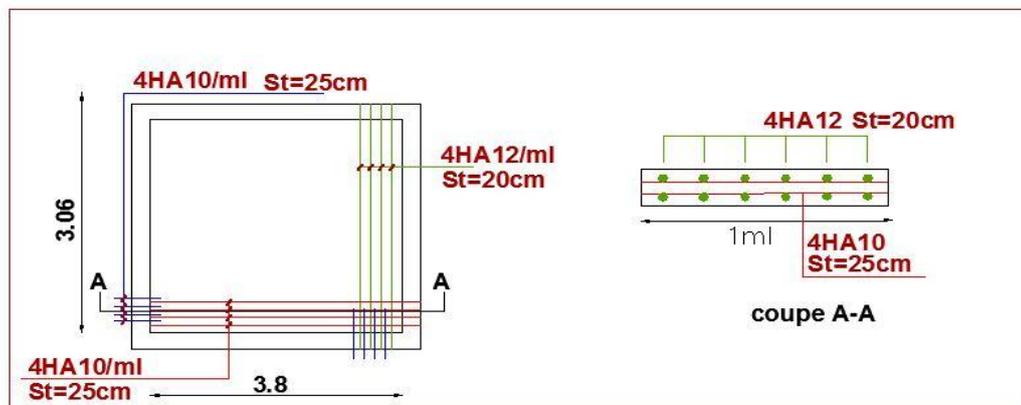


Figure 5.6. Schéma de ferrailage du voile périphérique

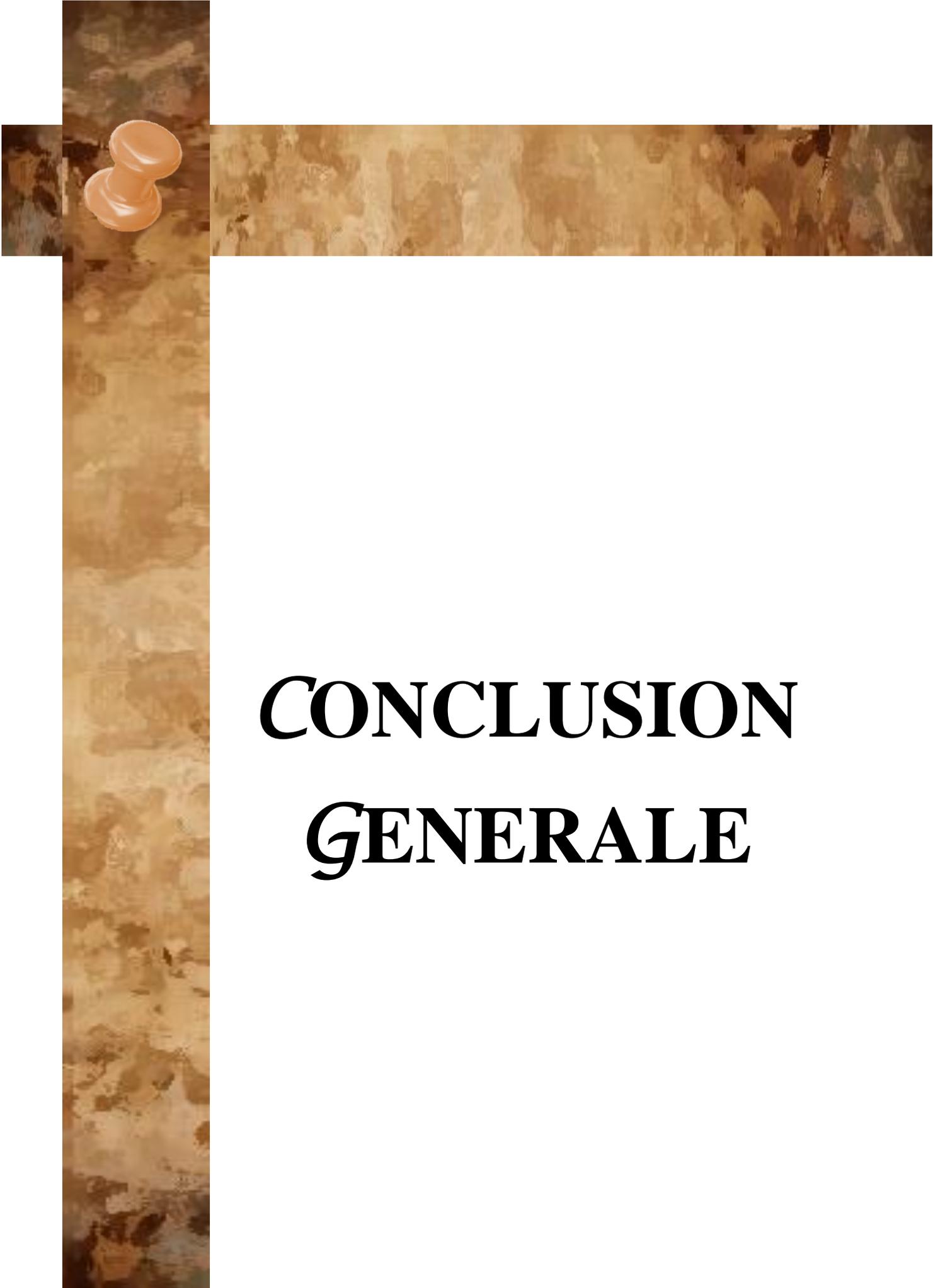
5.6.7. Conclusion

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation a le rôle de la transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- ✓ La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- ✓ Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas nous avons optés pour un radier, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle, qui minimise la force de pression apporté par la structure.
- ✓ La réduction du tassement différentielle.
- ✓ La facilité d'exécution.



CONCLUSION

***G*ENERALE**

Conclusion générale

Le présent travail élaboré nous a permis non seulement de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction mais, surtout d'approfondir nos connaissances dans le domaine de génie civil.

Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul (**ETABS**) et les différents règlements pour le calcul des structures tel que le **CBA99**, le **BAEL99**. **RPA /2003** d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- ✓ L'étude sismique nous a menés vers un bâtiment à contreventement mixte (portique + voile)
- ✓ La bonne disposition des voiles, joue un rôle très important sur le comportement dynamique de la structure face aux sollicitations dynamiques.
- ✓ La prise en main du logiciel de modélisation (ETABS) nous a autorisé une nouvelle perception du comportement dynamique de la structure vis-à-vis des sollicitations qui a été une partie absurde au sein de notre imagination.
- ✓ . La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- ✓ Le radier générale nervuré s'est avéré le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle

Bibliographie

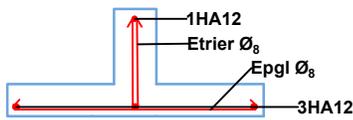
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé. (CBA93)
- Règlement Parasismique Algérien, RPA99/version 2003
- Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL91 modifiées 99)
- Document Technique Réglementaire Charges Et Surcharges. DTR (BC2.2)
- Règles De Calcul Des Fondations Superficielles. (DTR BC2.331)
- Cours de béton armé, 3ème, Master 1 et Master 2
- Anciens mémoires de fin d'étude.

Logiciel

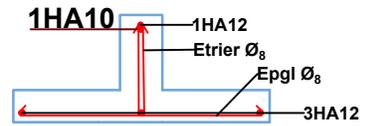
- ETABS V2017
- Auto CAD 2016
- SOCOTEC2

Annexe 01: Ferrailage des Poutrelles

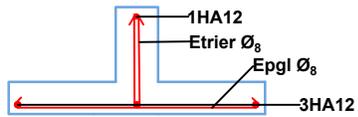
**Terrasse inaccessible
(Travée)**



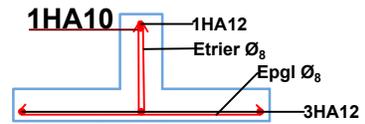
**Terrasse inaccessible
(Appui de rive et intermédiaire)**



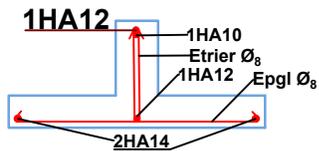
**Etages courants
(Travée)**



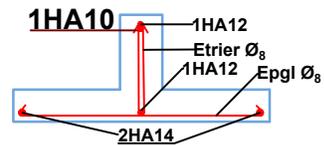
**Etages courants
(Appui de rive et intermédiaire)**



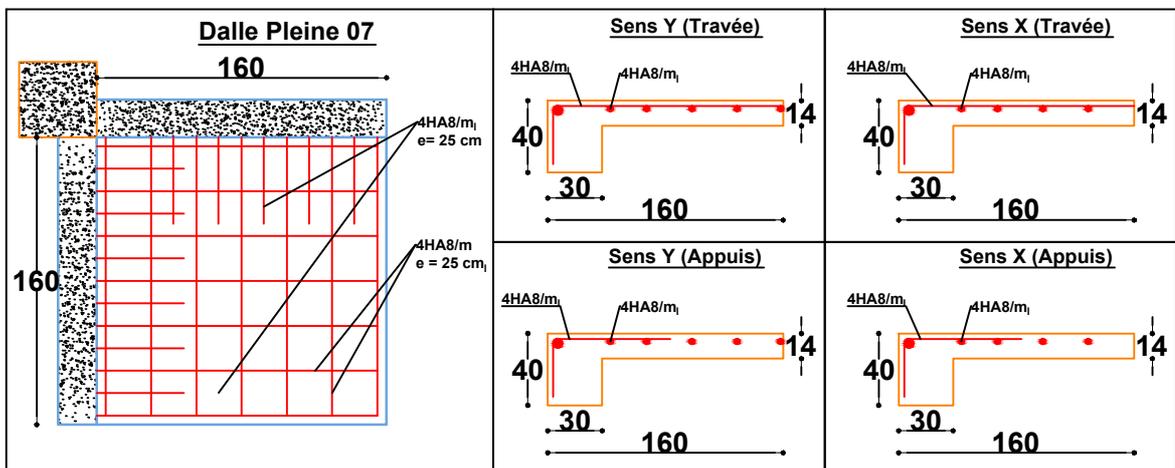
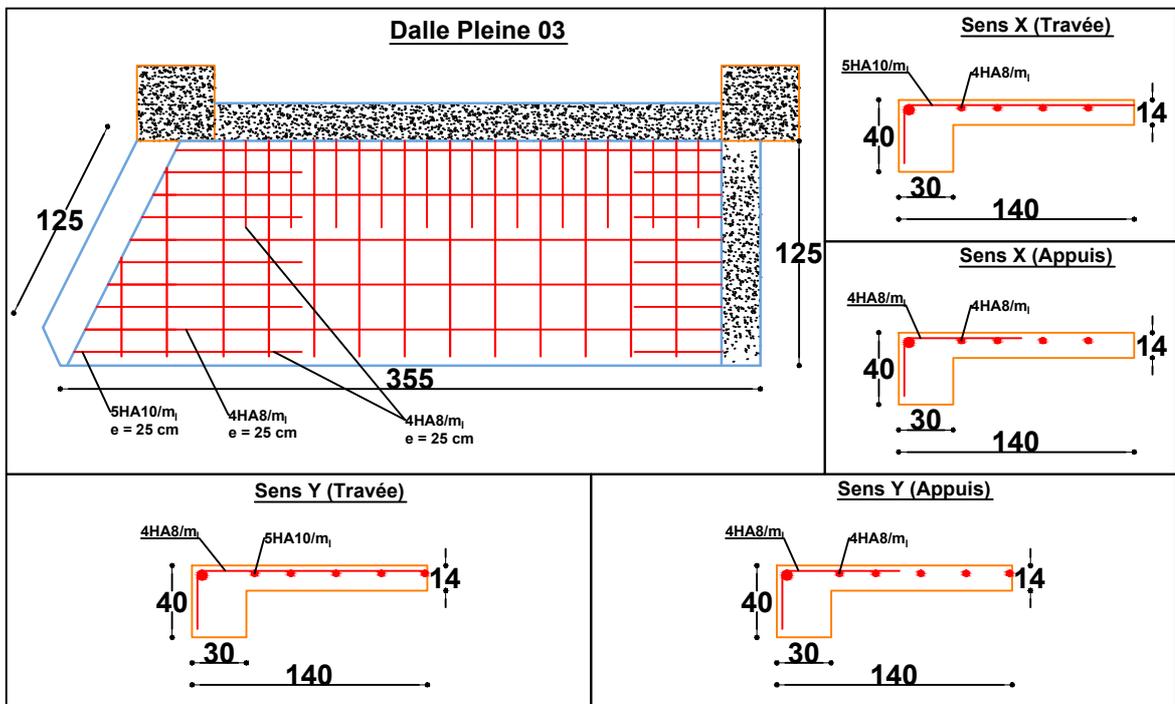
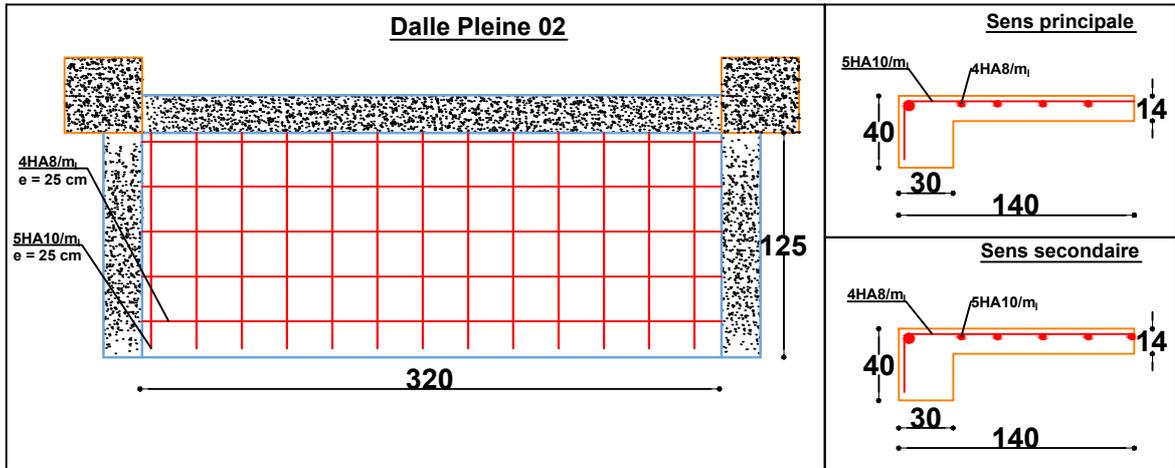
**Etages Commerce
(Appui intermédiaire)**



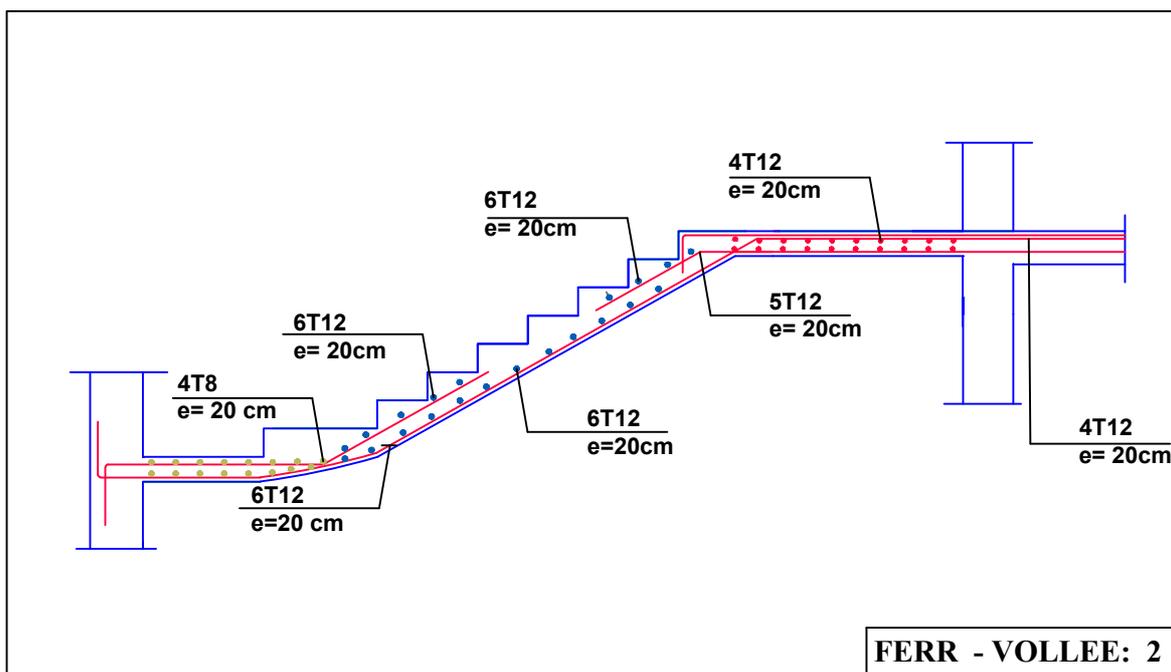
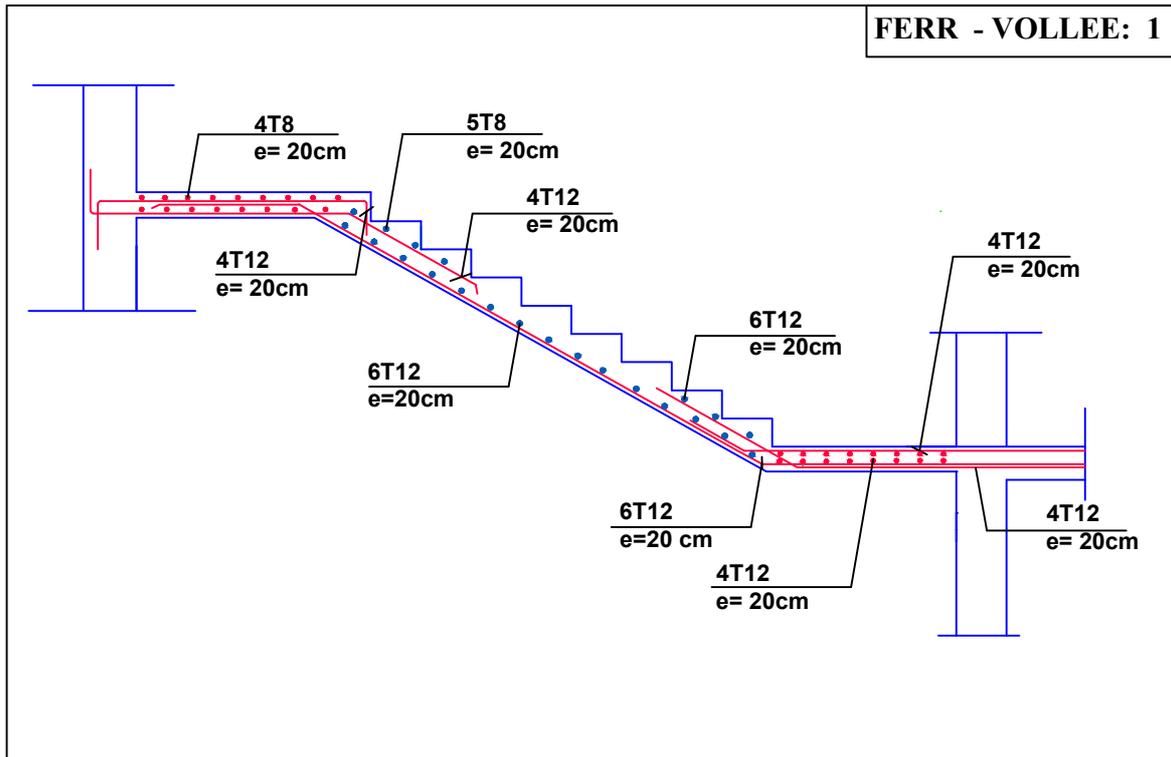
**Etage commerce
(Appui de rive et travée)**



Annexe 02: Ferrailage des Dalles Pleines

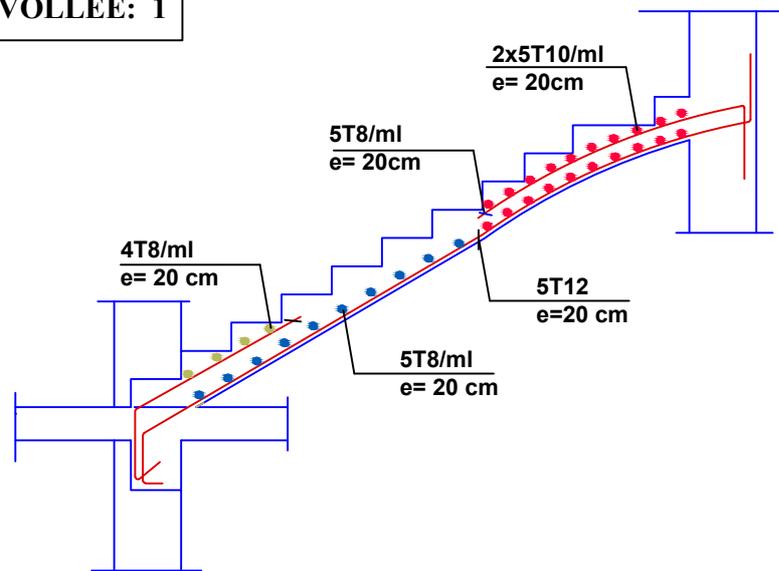


Annexe 03: Ferrailage d'escalier

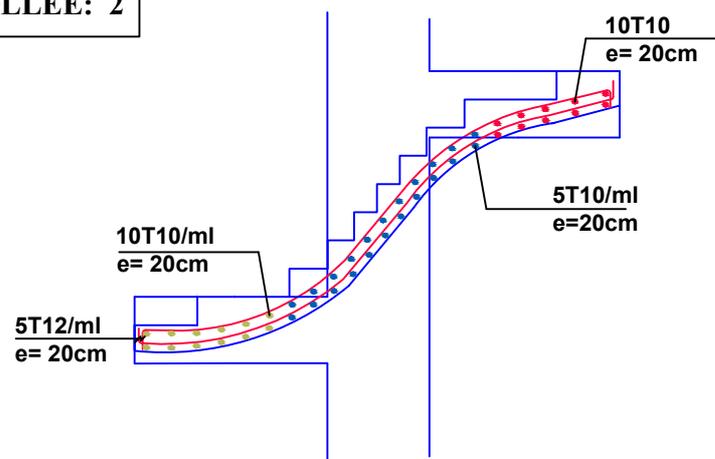


Annexe 03: Ferrailage d'escalier balancé (Suite 01)

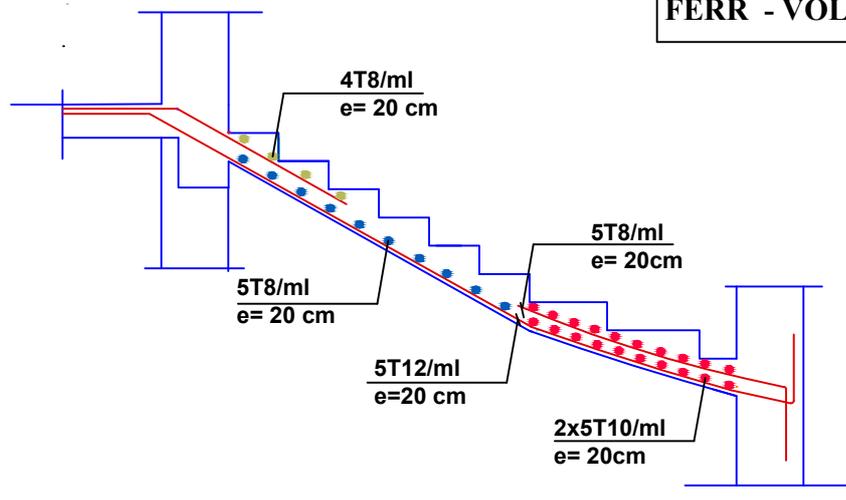
FERR - VOLLEE: 1



FERR - VOLLEE: 2



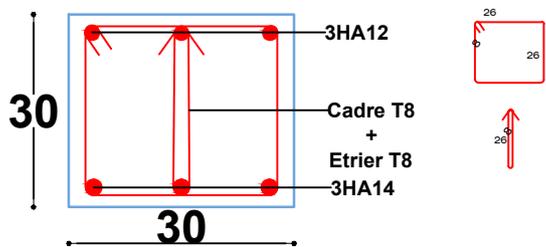
FERR - VOLLEE: 3



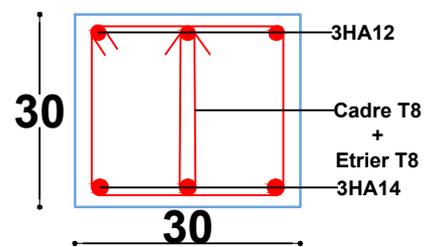
Annexe 04: Ferrailage des Poutres

Poutre palière

Travée

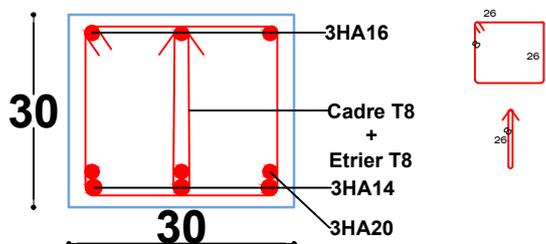


Appuis

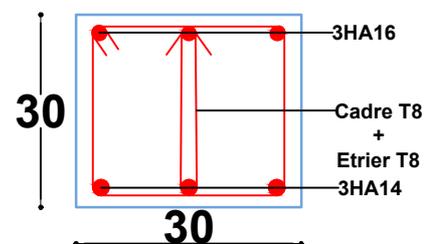


Poutre brisée

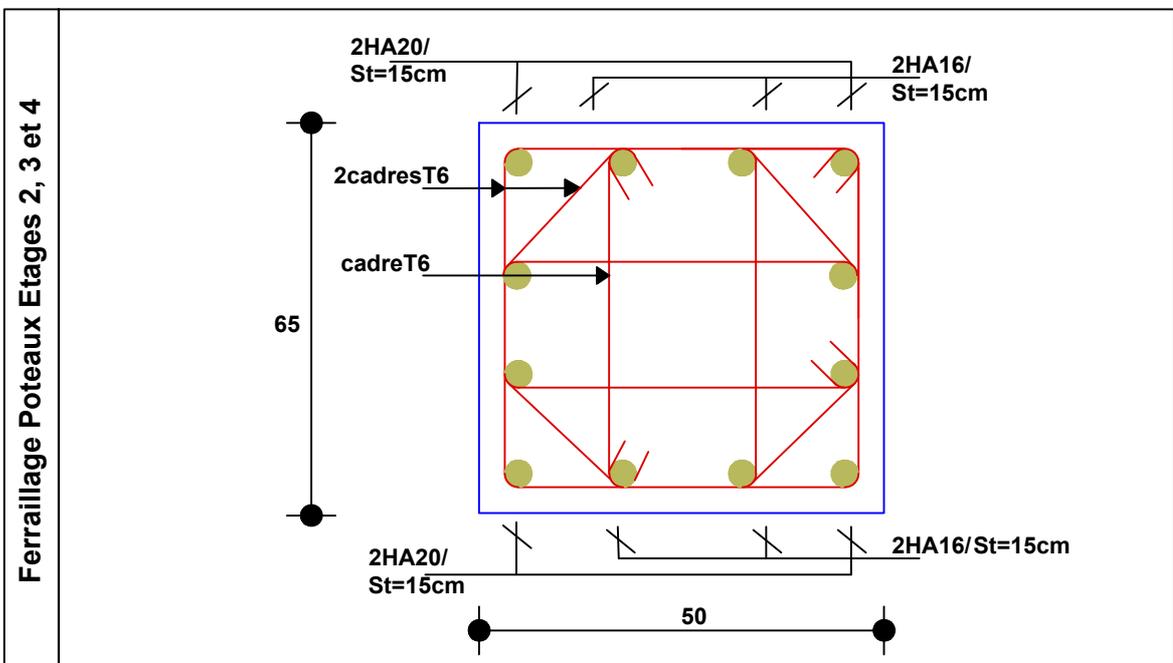
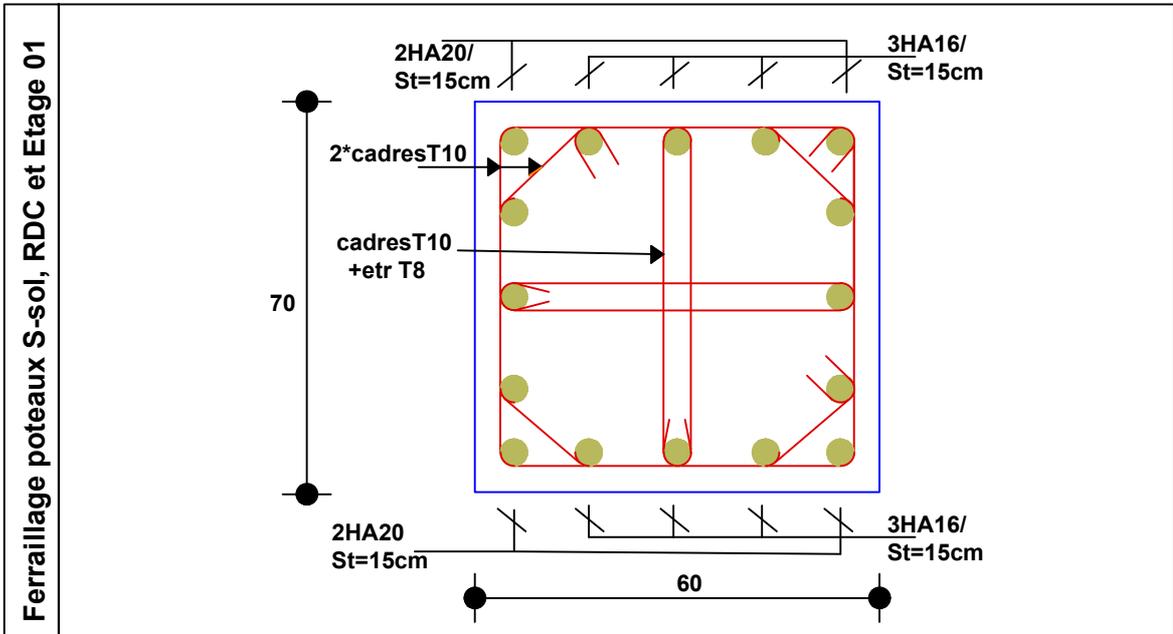
Travée



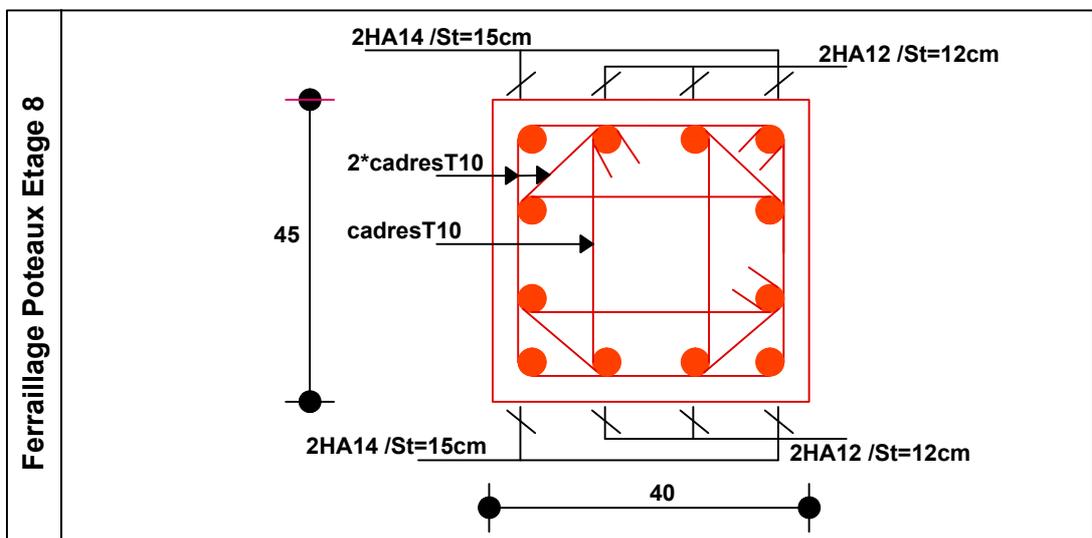
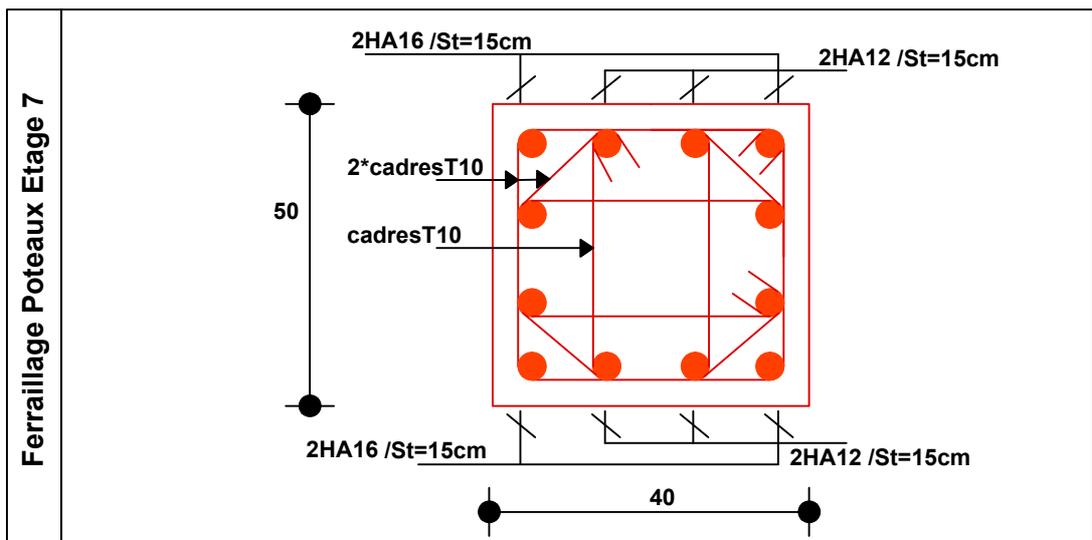
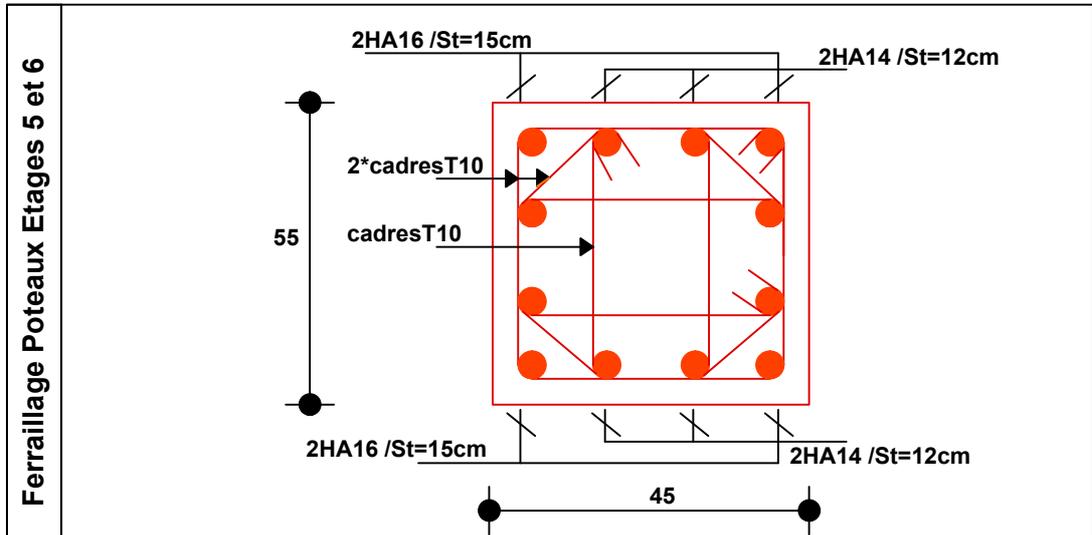
Appuis



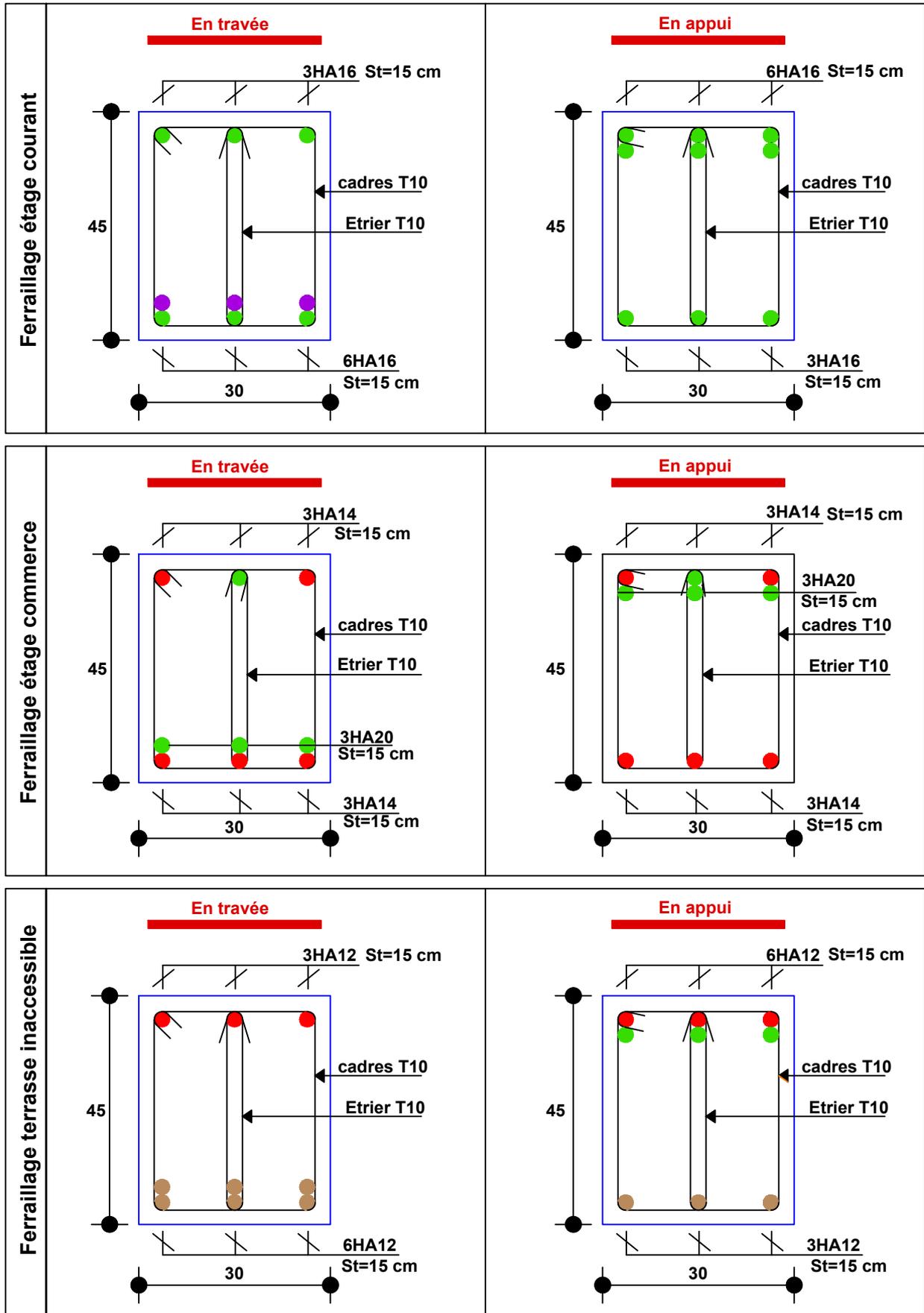
Annexe 05: Ferrailage des Poteaux



Annexe 05: Ferrailage des Poteaux (Suite 01)



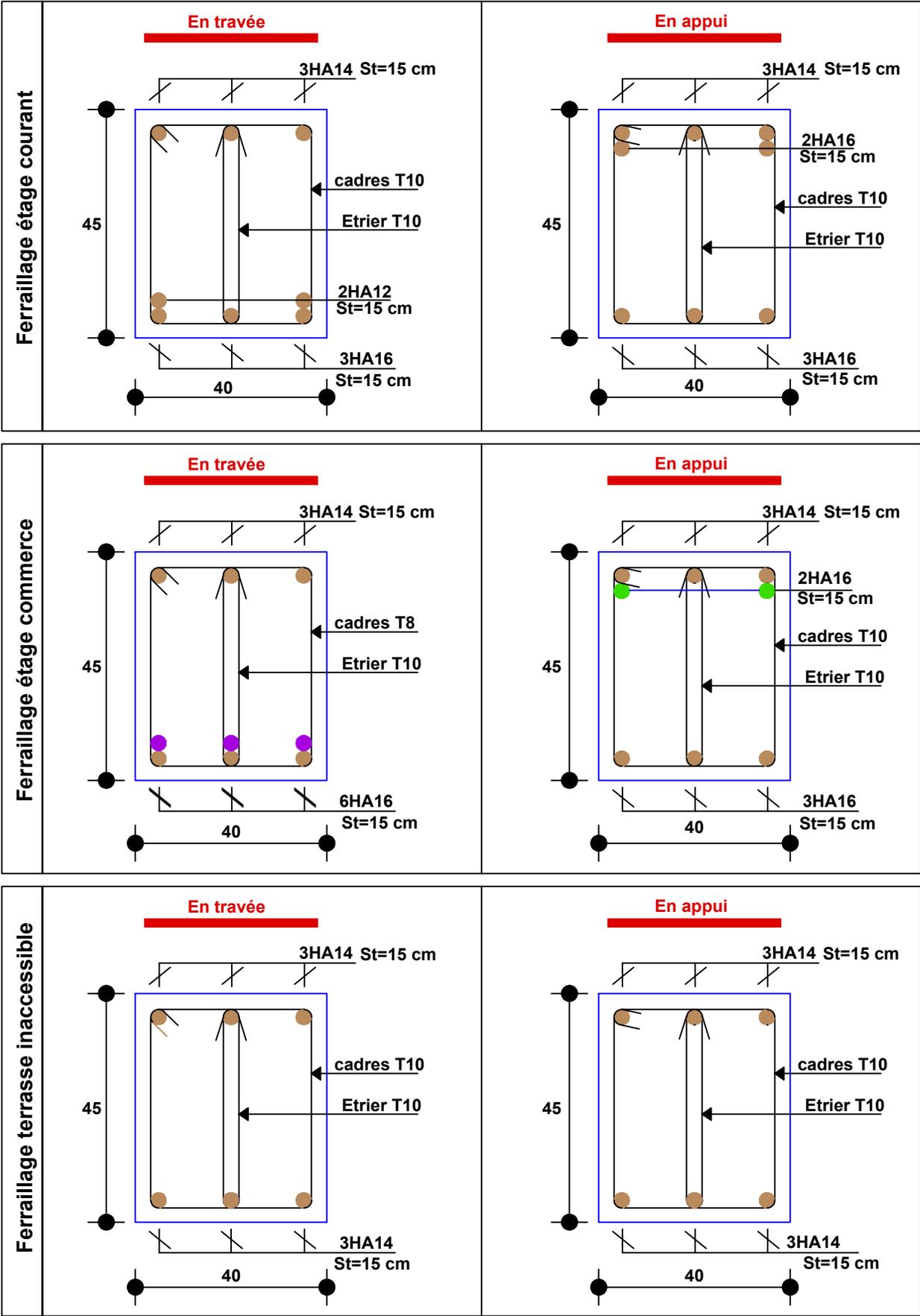
Annexe 06 : Ferrailage des Poutres Principales



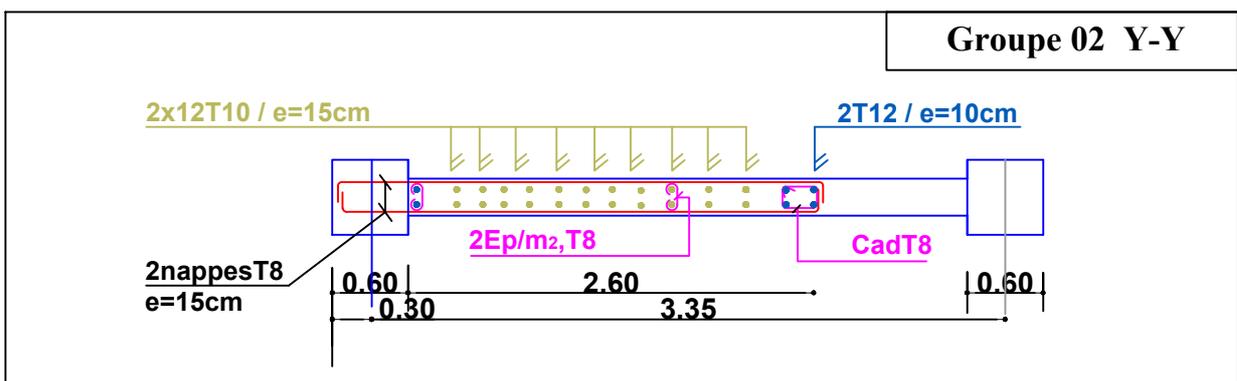
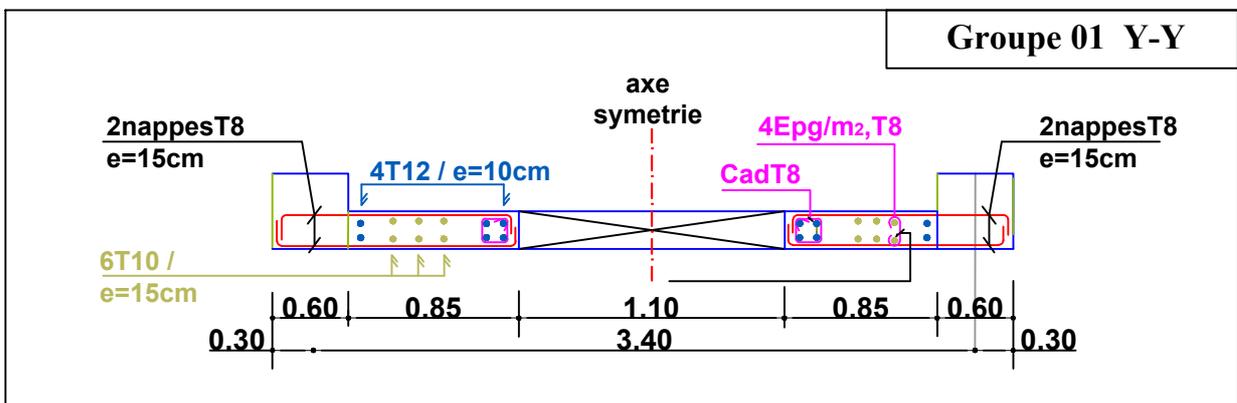
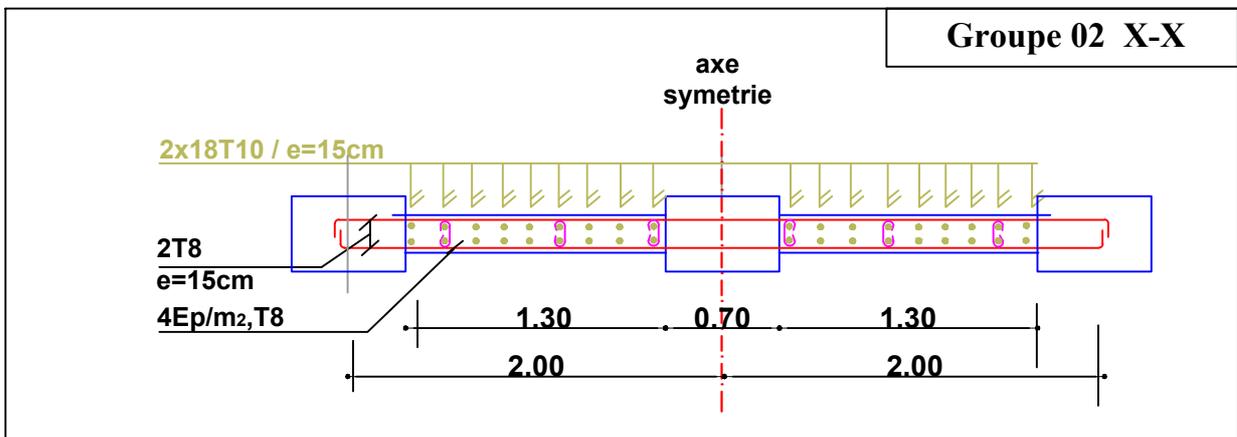
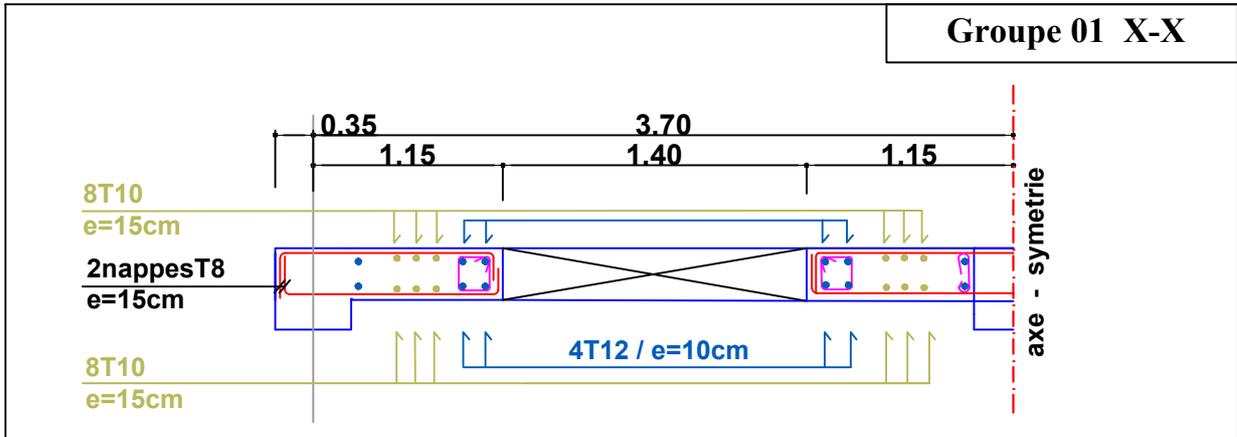
Annexe 06 : Ferrailage des Poutres Principales

Ferrailage étage courant	<p style="text-align: center;">En travée</p> <p style="text-align: center;">3HA16 St=15 cm</p> <p style="text-align: center;">cadres T10</p> <p style="text-align: center;">Etrier T10</p> <p style="text-align: center;">45</p> <p style="text-align: center;">30</p> <p style="text-align: center;">6HA16 St=15 cm</p>	<p style="text-align: center;">En appui</p> <p style="text-align: center;">6HA16 St=15 cm</p> <p style="text-align: center;">cadres T10</p> <p style="text-align: center;">Etrier T10</p> <p style="text-align: center;">45</p> <p style="text-align: center;">30</p> <p style="text-align: center;">3HA16 St=15 cm</p>
Ferrailage étage commerce	<p style="text-align: center;">En travée</p> <p style="text-align: center;">3HA20 St=15 cm</p> <p style="text-align: center;">cadres T10</p> <p style="text-align: center;">Etrier T10</p> <p style="text-align: center;">45</p> <p style="text-align: center;">30</p> <p style="text-align: center;">3HA14 St=15 cm</p> <p style="text-align: center;">3HA20 St=15 cm</p>	<p style="text-align: center;">En appui</p> <p style="text-align: center;">3HA20 St=15 cm</p> <p style="text-align: center;">3HA14 St=15 cm</p> <p style="text-align: center;">cadres T10</p> <p style="text-align: center;">Etrier T10</p> <p style="text-align: center;">45</p> <p style="text-align: center;">30</p> <p style="text-align: center;">3HA20 St=15 cm</p>
Ferrailage terrasse inaccessible	<p style="text-align: center;">En travée</p> <p style="text-align: center;">3HA12 St=15 cm</p> <p style="text-align: center;">cadres T10</p> <p style="text-align: center;">Etrier T10</p> <p style="text-align: center;">45</p> <p style="text-align: center;">30</p> <p style="text-align: center;">6HA12 St=15 cm</p>	<p style="text-align: center;">En appui</p> <p style="text-align: center;">6HA12 St=15 cm</p> <p style="text-align: center;">cadres T10</p> <p style="text-align: center;">Etrier T10</p> <p style="text-align: center;">45</p> <p style="text-align: center;">30</p> <p style="text-align: center;">3HA12 St=15 cm</p>

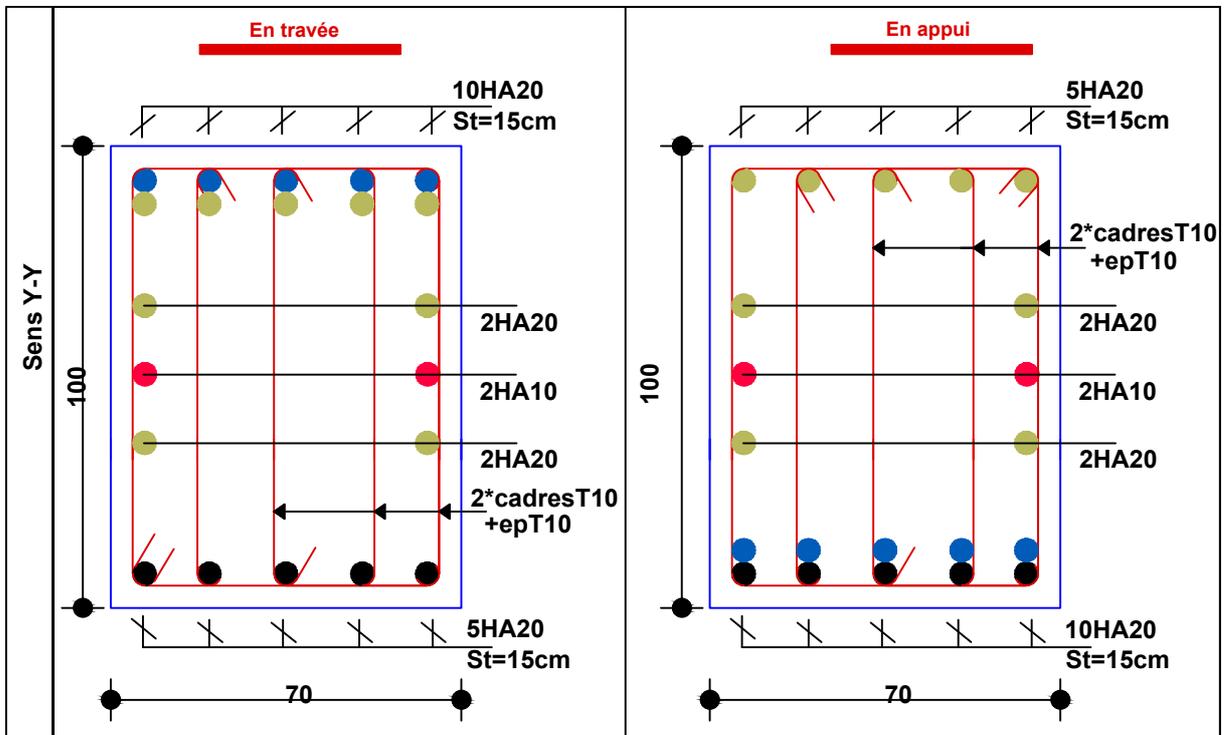
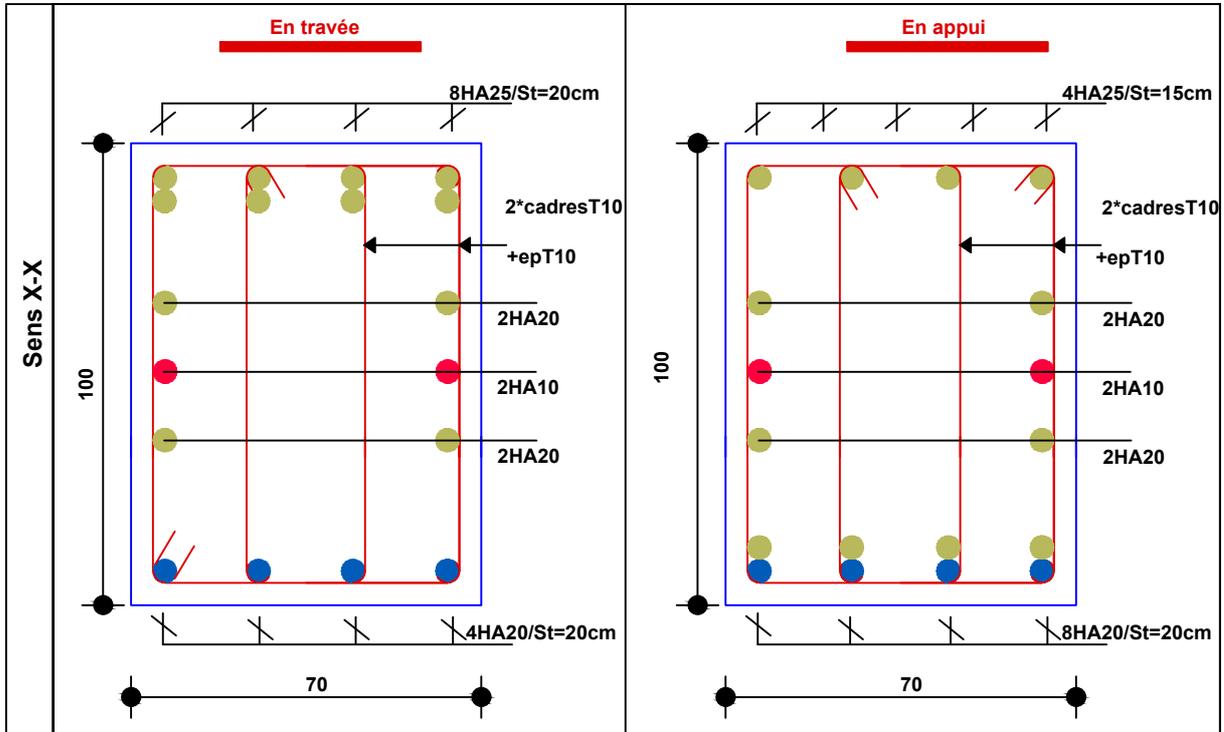
Annexe 07 : Ferrailage des Poutres Secondaires



Annexe 08: Ferrailage des Voiles



Annexe 09: Ferrailage des Nervures



Annexe 10

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939

0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

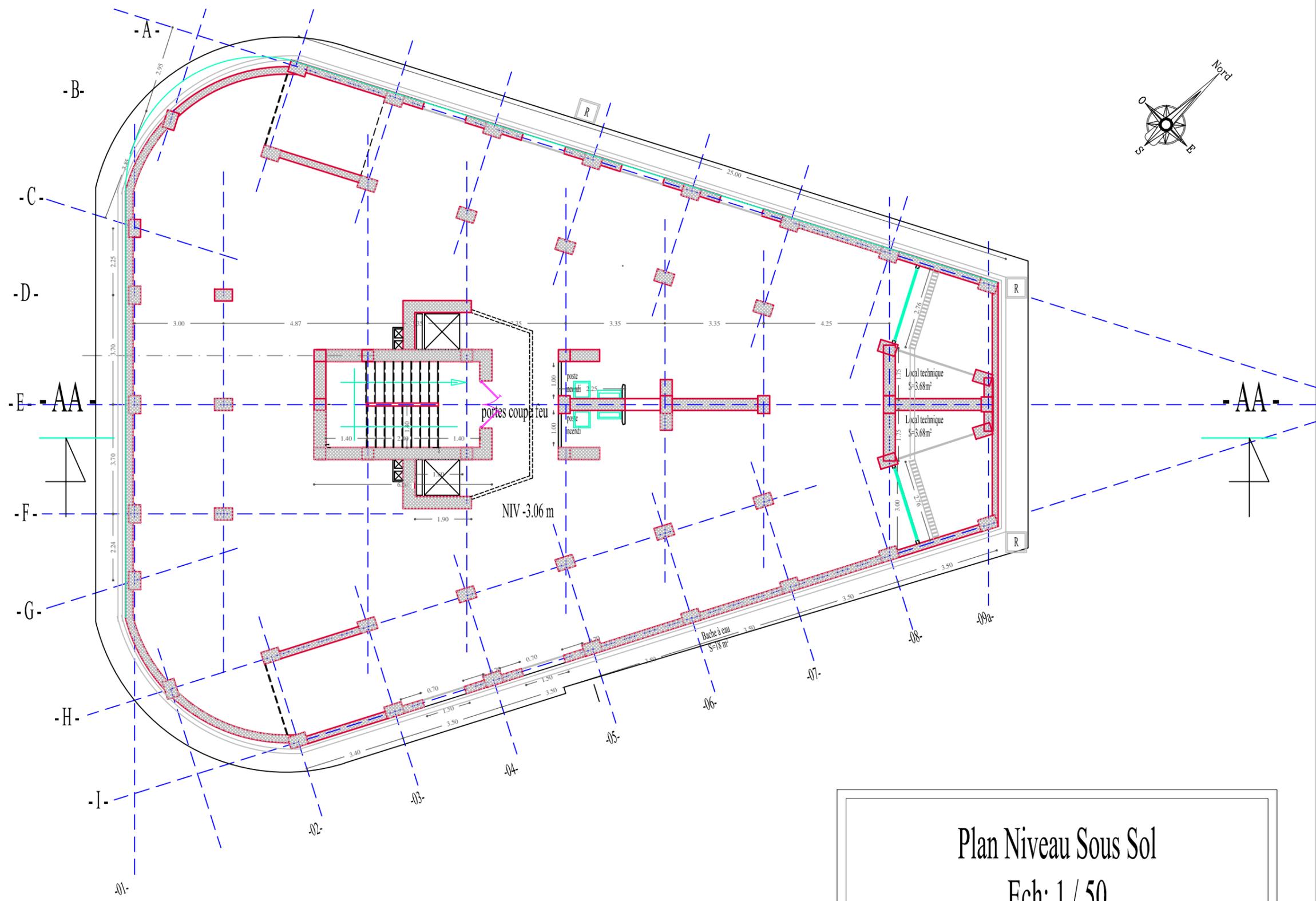
Annexe 11

Sections réelles d'armatures : section en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en mm

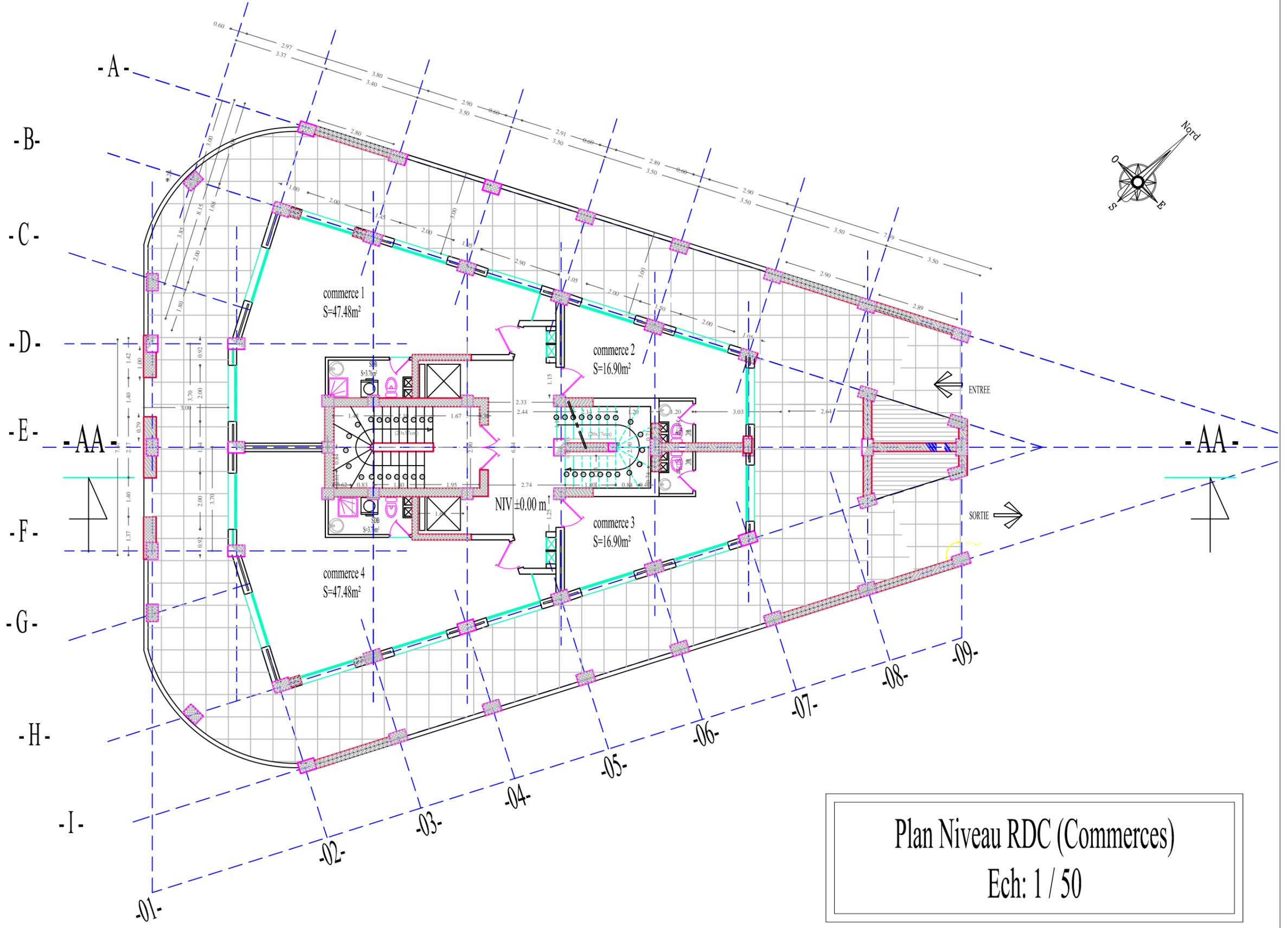
ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.2	0.28	0.5	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.04	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.63	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
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



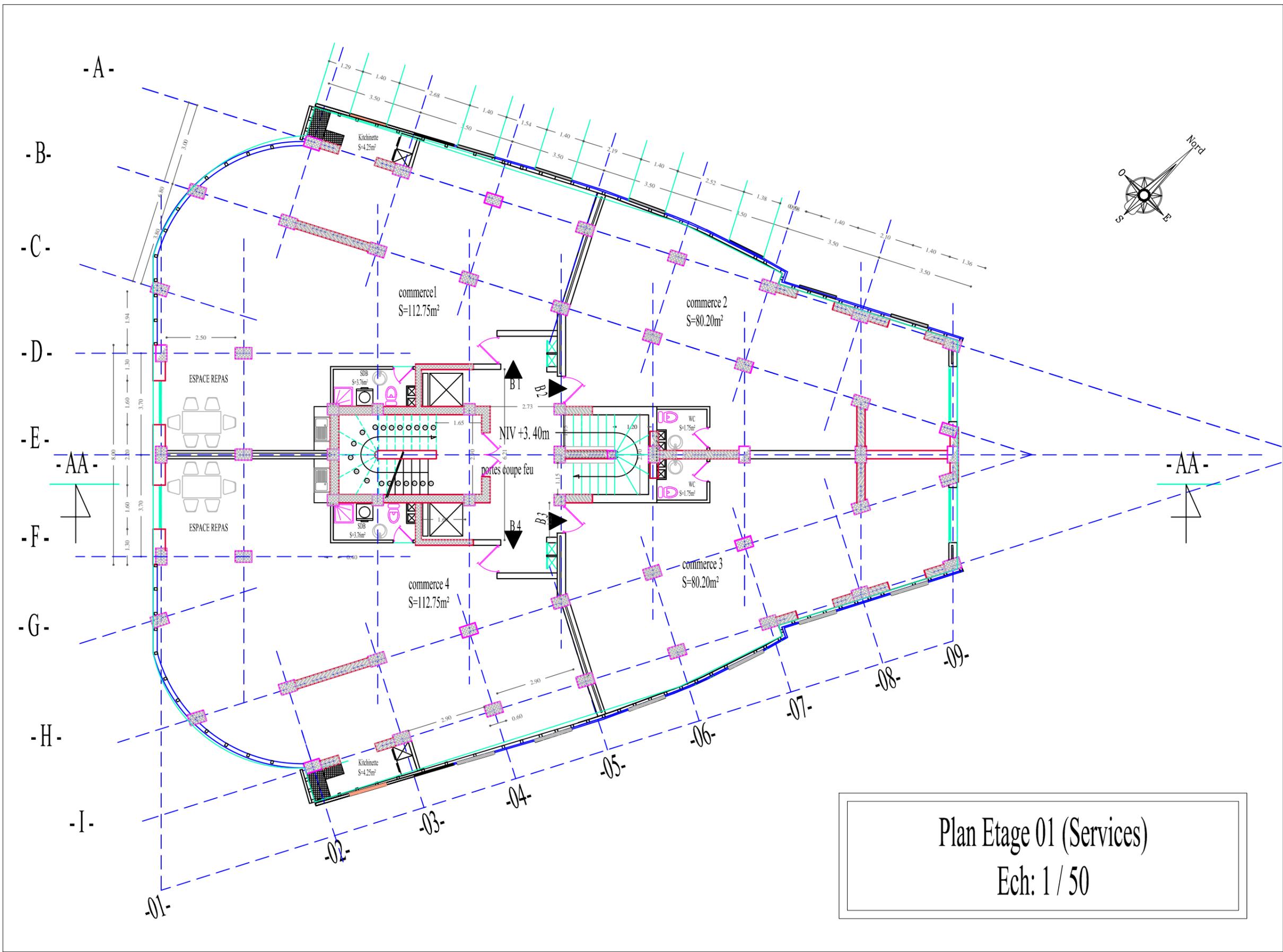
Plans de la structure



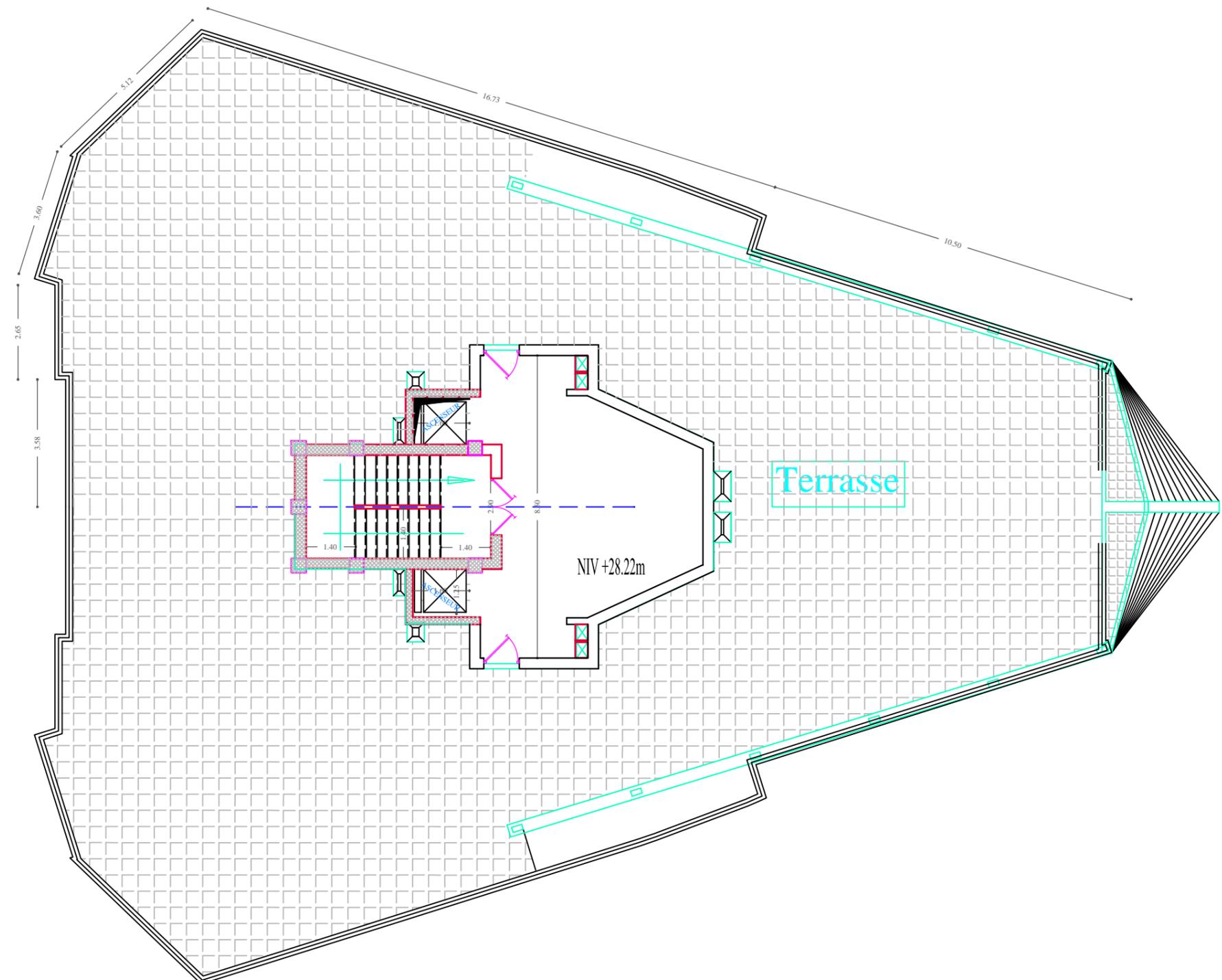
Plan Niveau Sous Sol
Ech: 1 / 50



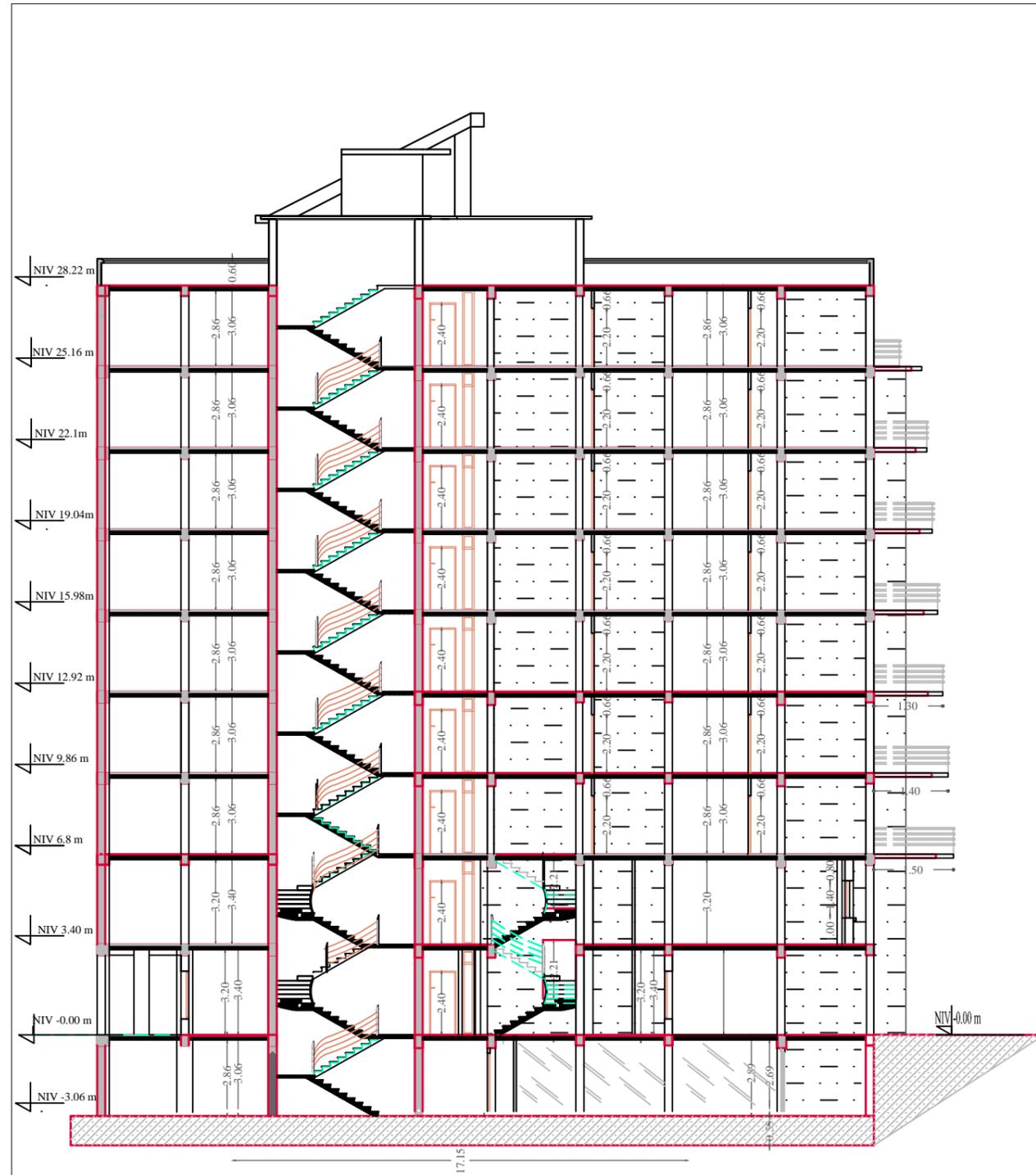
Plan Niveau RDC (Commerces)
 Ech: 1 / 50



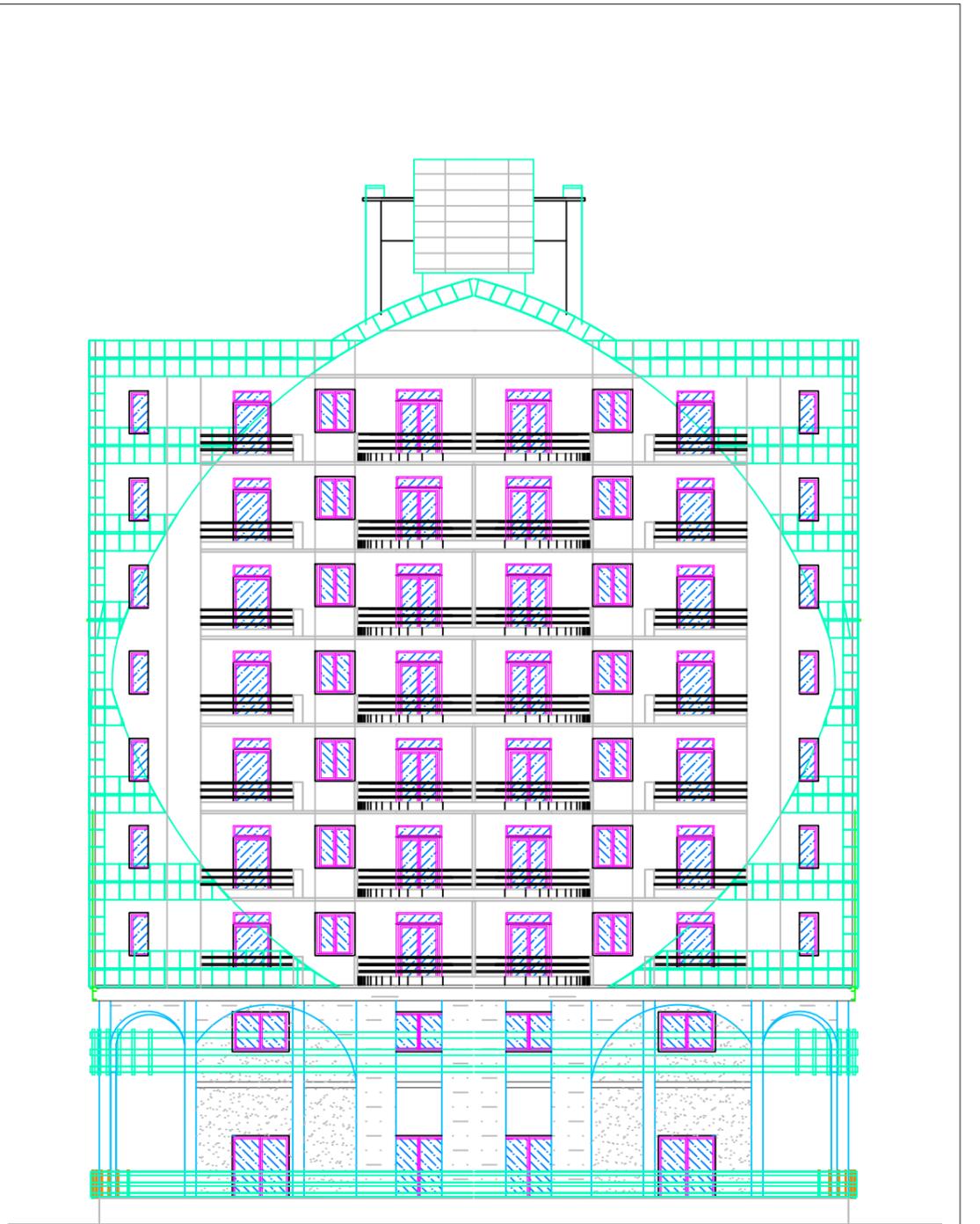
Plan Etage 01 (Services)
Ech: 1 / 50



Plan Niveau Terrasse inaccessible
Ech: 1 / 50



Coupe AA Ech: 1 / 100



Façade Ouest Ech: 1 / 100