

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

Université Abderrahmane MIRA-Bejaïa

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme Master en Génie civil

Option : Structures

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+9 + entre sol) en béton armé, a usage
d'habitation et service contreventé par un système mixte*

Réalisé par :

- *BERRI HALIM*
- *DJELIL BILLAL*
- *IDIR LAMINE*

Encadré par :

M^r A.BRARA

Membres de Jury :

M^{me} AREZKI

M^{me} SEGHIR

Promotion 2020 – 2021

Remerciement

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer nos vifs remerciements :

Nous remercions DIEU, le tout puissant de nous avoir donné la force et le courage de mené à bien ce travail et nous avoir aidées à arriver jusqu'au bout.

On tient à remercier vivement nos chers parents pour leur soutien moral, matériel et physique pendant nos études.

On tient aussi à remercier notre promoteur Mr Brara pour ses conseils et ses remarques concernant notre travail.

Nos remerciements vont également aux membres du jury, qui nous font l'honneur d'examiner notre travail, sans oublier de remercier tous les enseignants qui nous ont formés.

Enfin, nos sincères gratitude vont vers tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de notre travail.

Dédicace

Avant toute chose, je remercie ALLAH tout puissant de m'avoir donné la force, la santé, la volonté et la patience pour réaliser ce modeste travail.

Je dédie en ce modeste travail à :

Mes chères parents, qui m'ont soutenu et supporté pendant toutes mes études, en témoignage d'affection et de profondes reconnaissances envers eux.

À mes chères frères et sœurs

À mes chères nièces et neveux

À mes chères amis sans exception parmi eux (Bilal, Anis, Badr, Mustapha)

Et à mes deux camarades ce que j'ai partagé ce projet avec eux

(Djelil billal et Idir laminé).

BERRI HALIM 😊

Dédicace

Je dédie ce travail

A ma mère et mon père qui ont été à mes côtés et qui m'ont soutenu durant toute ma vie, qui ont sacrifié toute leurs vie afin que je deviens ce que je suis.

A mes chères trois sœurs

A mes chers cousins que nous partageons le même domicile

A mes chers amis (Amirouche, Rafik, Anis, Abdeslam, Bader)

*En fin, je remercie mon ami, mon binôme BERRI HALIM, et IDIR LAMINE
qui a contribué à la réalisation de ce travail.*

DJELIL BILLAL

Dédicace

À ma mère qui a été à mes côtés et qui m'a soutenu durant tout ma vie et mon père qui n'est plus de ce monde qui a sacrifié toute sa vie a fin que je deviens ce que je suis.

À mes chers frères

À toute la famille IDIR

À mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chers

Et à mes deux camarades (Djelil billal et Idir lamine) que j'ai partagé ce travail avec eux.

IDIR LAMINE

Symboles et Notations

Symboles et Notation

Symboles	Notations
A_r	Aire d'une section d'acier de répartition
A_t	Aire d'une section d'acier transversal
A_s	Aire d'une section d'acier
b	La largeur (m) en général
B	Aire d'une section de béton
B_r	Section réduite du béton
C_t	Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
C_u	La cohésion du sol
D	Diamètre, dalle
D	Facteur d'amplification dynamique moyen
d	Hauteur utile.
E	Actions accidentelles
E_s	Module d'élasticité de l'acier
E_{vj}	Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour
E_{tj}	Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jours : Epaisseur, Excentricité
f_{bu}	Contrainte de compression du béton à l'ELU
f_{cj}	Résistance caractéristique de compression à j jour
f_{tj}	Résistance caractéristique de traction à j jour
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
F	Force ou action générale.
f_{ji}	La flèche correspondant à j.
f_{gi}	La flèche correspondant à g.
B_r	Section réduite du béton
C_t	Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
C_u	La cohésion du sol
E	Actions accidentelles
E_s	Module d'élasticité de l'acier
f_{bu}	Contrainte de compression du béton à l'ELU
f_{qi}	La flèche correspondant à q.
f_{gv}	La flèche correspondant à v.
Δ_f	La flèche totale.
G	Charges permanente
h_t	Hauteur totale du plancher.
h_0	Epaisseur de la dalle
h_e	Hauteur libre d'étage.
q_u	Charges réparties ultime
q_s	Charges réparties de service
I	Moment d'inertie
I	Rayon de giration
I_{ji}	Moment d'inertie correspondant à j.
I_{gi}	Moment d'inertie correspondant à g.
I_{qi}	Moment d'inertie correspondant à q.
I_{qv}	Moment d'inertie correspondant à v.
K_c	Coefficient de portance.
L	Longueur ou portée.
L_{max}	La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
L_x	Distance entre nus de poutrelles.
L_y	Distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.
L_r	Longueur de recouvrement
L_s	Longueur de scellement
l_f	Longueur de flambement
l'_g et l'_d	Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.
M_u	Moment de calcul ultime
M_s	Moment de calcul de service
M_a	Moment sur appui.
M_t	Moment en travée.

Symboles et Notation

M_0	Moment isostatique.
M_i	Moment à l'appui i
M_j	Moment correspondant à j .
M_g	Moment correspondant à g .
M_q	Moment correspondant à q .
M_g et M_d	Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.
N_u	Effort normal ultime
N_s	Effort normal de service.
P	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
P_g et P_d	Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.
Q	Charges d'exploitation
Q	Facteur de qualité.
R	Coefficient de comportement global.
S	Section, surface
S_r	Surface du radier (m^2).
S_t	Espacement des armatures
S_{bat}	Surface totale du bâtiment
T_2	Période caractéristique, associé à la catégorie du site.
V	Effort tranchant.
W	Poids propre de la structure.
W_{Qi}	pois du aux charges d'exploitation.
W_{Gi}	pois du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
Y	Ordonnée de la fibre neutre.
Z	Coordonnée, bras de levier
Z	Profondeur au-dessous de la fondation (m).
U_t	Contrainte de cisaillement (MPa).
μ	Coefficient de frottement
U_{bu}	Moment ultime réduit
U_l	Moment réduit limite.
μ_u	Moment ultime réduit.
ν	Coefficient de poisson
σ_{bc}	Contrainte du béton à la compression
σ_s	Contrainte de l'acier à la traction
σ_j	Contrainte correspondant à j .
σ_g	Contrainte correspondant à g
σ_q	Contrainte correspondant à q .
ϕ_t	Diamètre des armatures transversales
τ	Contrainte tangentielle de cisaillement
τ_{se}	Contrainte d'adhérence
η	Coefficient de fissuration
Ψ_s	Coefficient de scellement
ϵ_{bc}	Raccourcissement relatif du béton
ϵ_s	Allongement relatif de l'acier tendu
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier
σ_{adm}	Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
λ_i	Coefficient instantané.
λ_v	Coefficient différé
q_0	Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).
$\bar{\tau}_u$	Valeur de cisaillement limite (MPa)
τ_u	Contrainte de cisaillement (MPa)

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

1. Introduction.....	1
2. Présentation du projet	1
2.1. Description architecturale.....	1
2.2. Données géotechnique du site.....	1
3. Eléments d’ouvrage.....	1
4. Règlements et normes utilisés.....	3
5. Méthode de calcul.....	3
5.1. Etat limite ultime ELU.....	3
5.2. Etat limite service ELS.....	4
6. Caractéristiques des matériaux utilisés	4
6.1. Béton	4
6.2. Acier.....	5

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments

1. Introduction	6
2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux	6
2.1. Pré dimensionnement des planchers.....	6
2.1.1. Plancher à corps creux	6
2.1.2. Les dalles pleines	8
2.2. Les poutrelles	9
2.3. Les escaliers.....	10
2.3.1. Définition.....	10
2.3.2. Dimensionnement.....	10
2.4. Acrotère.....	12
3. Pré dimensionnement des éléments structuraux	13
3.1. Les poutres	13
3.1.1. Poutres principales.....	13
3.1.2. Poutres secondaires.....	13
3.2. Les voiles.....	13
3.3. Les poteaux	14
4. Evaluation des charges et surcharges.....	15
5. Conclusion	23

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

1. Introduction.....	26
2. Etude des planchers.....	26
2.1. Plancher à corps creux.....	26

Table des matières

2.1.1. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 1)	29
2.1.2. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 4)	30
2.1.3. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 5).....	33
2.1.4. Ferrailage des poutrelles.....	34
2.2. Planchers dalles pleines.....	43
2.2.1. Exemple de calcul.....	43
2.2.2. Calcul des sollicitations des différentes dalles pleines.....	45
2.2.3. Evaluation de la flèche des différentes dalles pleines.....	46
3. Etude des escaliers.....	47
3.1. Etude des parties AC et FH (identiques).....	47
3.2. Etude de la 2 ^{eme} volée (ED).....	49
4. Etude de la poutre brisée.....	51
5. Etude de la poutre de chainage.....	54
6. Etude de la l'acrotère.....	56
6.1. Hypothèses de calcul.....	56
6.2. Evaluation des charges et surcharges.....	56
6.3. Ferrailage de l'acrotère.....	57
7. Etude d'ascenseur.....	59
7.1. Les caractéristiques d'ascenseur.....	59
7.2. Etude de dalle de la salle de machine.....	60
7.3. Etude de dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	62

Chapitre IV : Etude dynamique

1. Introduction.....	64
2. Méthode de calcul.....	64
2.1. Méthode statique équivalente.....	64
2.2. Méthode d'analyse modale spectrale.....	64
3. Modélisation.....	64
4. Méthode de calcul des forces sismiques.....	65
5. La disposition des voiles.....	67
6. Période de vibration et participation massique.....	70
7. Vérification des résultats obtenus vis-vis des exigences du RPA99/2003.....	71
7.1. Justification de l'interaction voiles-portiques.....	71
7.2. Vérification de l'effort normal réduit.....	72
7.3. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	72
8. Justification vis-à-vis des déformations.....	72
9. Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ).....	73
10. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble.....	74
11. Conclusion.....	75

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

1. Introduction.....	76
2. Etude des poteaux.....	76
2.1 Recommandation et exigences du RPA99/2003.....	76
2.2 Sollicitations de calcul.....	78
2.3 Calcul du ferrailage	78
2.4 Vérifications nécessaires.....	80
3. Etude des poutres	81
3.1. Recommandations et exigences du RPA99/2003.....	82
3.2. Calcul du ferrailage	83
4. Etude des voiles.....	91
4.1. Introduction	91
4.2. Recommandation du RPA99/2003.....	92
4.3. Exemple de calcul.....	93
4.4. Ferrailage.....	93

Chapitre VI : L'infrastructure

1. Introduction.....	98
2. Combinaisons de calcul.....	98
3. Caractéristiques du sol d'assise.....	98
4. Choix du type de fondation.....	98
4.1. Vérification de la semelle isolée.....	98
4.2. Vérification de la semelle filante.....	99
4.3. Radier général.....	100
4.3.1. Pré dimensionnement.....	100
4.3.2. Les vérifications nécessaires.....	102
4.3.2.1. Vérification au poinçonnement	102
4.3.2.2. Vérification de la contrainte dans le sol.....	102
4.3.2.3. Vérification de la poussée hydrostatique.....	103
4.3.2.4. Vérification au cisaillement.....	103
4.3.2.5. Vérification à la stabilité au renversement.....	104
5. Etude des nervures.....	106
6. Etude du voile périphérique.....	111
6.1. Introduction.....	111
6.2. Caractéristiques des voiles.....	112
6.3. Caractéristiques du sol.....	112
6.4. Ferrailage du voile.....	112
7. Conclusion.....	115

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Plan de la structure

Liste des figures

<i>Liste des figures</i>	<i>Page</i>
<i>Chapitre I</i>	
Figure I.1. Élément d'un plancher à corps creux	2
Figure I.2. Coupe schématique d'un escalier	2
Figure I.3. Diagramme contraintes-déformation de béton	5
Figure I.4. Diagramme contraintes-déformation de l'acier	5
<i>Chapitre II</i>	
Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux	6
Figure II.2. Schéma de la disposition des poutrelles pour RDC	7
Figure II.3. Schéma de la disposition des poutrelles pour étage 1	7
Figure II.4. Schéma de la disposition des poutrelles pour étage 2 à 9	8
Figure II.5. Coupe transversale d'une poutrelle	9
Figure II.6. Schéma d'escalier a 3 volées	10
Figure II.7. Schéma d'escalier (Etage courant)	11
Figure II.8. Schéma d'escalier (3 volées) RDC	11
Figure II.9. Schéma d'escalier a 2 volées	12
Figure II.10. Schéma d'escalier d'entre sol	12
Figure II.11. Schéma d'acrotère	12
Figure II.12. Coupe transversale d'un voile	14
Figure II.13. Surface afférente de niveau T.I	17
Figure II.14. Surface afférente de niveau (2-9)	17
Figure II.15. Surface afférente de niveau (RDC)	17
<i>Chapitre III</i>	
Figure III.1. Diagramme des moments aux appuis pour une poutre a 2 et a plus de 2 travées.	27
Figure III.2. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre a 2 et a plus de 2 travées	27
Figure III.3. Schéma statique de la poutrelle (type 1)	29
Figure III.4. Schéma statique de la poutrelle (type 4)	30
Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle (type 4)	33
Figure III.6. Ferrailage de la dalle	42
Figure III.7. Schéma statique da la dalle D1	43
Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis DP1	46
Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis (deux sens) DP2	47
Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis (un seul sens) DP3	47
Figure III.11. Vue en plan et coupe en élévation de l'escalier principal	47
Figure III.12. Schéma statique des volées (1 et 3)	47
Figure III.13. Schéma statique de la deuxième volée	49
Figure III.14. Schéma de ferrailage de la deuxième volée	51
Figure III.15. Schéma statique de la 1 ^{ere} et la 3 ^{eme} volée	51

Liste des figures

Figure III.16. Schéma statique de la poutre brisée	51
Figure III.17. Schéma de ferrailage de la poutre brisée	54
Figure III.18. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	56
Figure III.19. Schéma de l'acrotère	56
Figure III.20. Schéma de ferrailage de l'acrotère	59
Figure III.21. Dimensions de l'ascenseur	59
Figure III.22. Schéma représentant la surface d'impacte	60
Figure III.23. Schéma de ferrailage du local machine	62
Figure III.24. Schéma de ferrailage de dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	63
<i>Chapitre IV</i>	
Figure IV.1. Spectre de réponse	67
Figure IV.2. Disposition des voiles	68
Figure IV.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS V16	68
Figure IV.4. 1 ^{er} mode (translation suivant x-x)	69
Figure IV.5. 2 ^{em} mode (translation suivant y-y)	69
Figure IV.6. 3 ^{em} mode (Rotation selon l'axe z-z)	70
<i>Chapitre V</i>	
Figure V.1. Zone nodale	77
Figure V.2. Section d'un poteau	80
Figure V.3. Répartition des moments dans les zones nodales	86
Figure V.4. Zone courante et tendue dans les voiles	94
Figure V.5.. Schéma de ferrailage du voile Vx2 au niveau RDC et entre sol	97
<i>Chapitre VI</i>	
Figure VI.1. Semelle isolée	98
Figure VI.2. Semelle filante	99
Figure VI.3. Schéma de ferrailage du radier	106
Figure VI.4. Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier	106
Figure VI.5. Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier dans le sens (x-x)	107
Figure VI.6. Schéma statique de la nervure selon (x-x)	107
Figure VI.7. Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier dans le sens (y-y)	108
Figure VI.8. Schéma statique de la nervure selon (y-y)	108
Figure VI.9. Répartition des contraintes sur le voile.	112
Figure VI.10. Répartition des contraintes sur le voile	115

Liste des tableaux

<i>Liste des tableaux</i>	<i>Page</i>
Chapitre II	
Tableau II.1. Les différents types des panneaux de dalles	8
Tableau II.2. La représentation des dimensions des voiles	14
Tableau II.3. Représentation des dimensions des poteaux avec poids propre	14
Tableau II.4. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux	15
Tableau II.5. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux	15
Tableau II.6. Evaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux	15
Tableau II.7. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible dalle pleine	15
Tableau II.8. Evaluation des charges revenant au plancher en dalle pleine	16
Tableau II.9. Evaluation des charges revenant au palier en dalle pleine	16
Tableau II.10. Evaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine	16
Tableau II.11. Evaluation des charges revenant aux murs extérieurs	17
Tableau II.12. Résultats de la descente de charge du poteau (D3)	19
Tableau II.13. Résultats de la descente de charge du poteau (C3)	20
Tableau II.14. Vérification à la compression simple de poteau le plus sollicité à chaque niveau	21
Tableau II.15. Vérification au flambement de poteau le plus sollicité à chaque niveau	23
Tableau II.16. Résultats de vérification aux exigences de RPA pour le poteau D3	23
Tableau II.17. Caractéristiques des éléments structuraux et non-structuraux	24
Chapitre III	
Tableau III.1. Type de poutrelles	28
Tableau III.2. : Choix des méthodes de calculs des différents types de poutrelles	29
Tableau III.3. Calcul des charges revenant sur la poutrelle avec les combinaisons d'actions	29
Tableau III.4. Calcul des charges revenant sur la poutrelle avec les combinaisons d'actions	31
Tableau III.5. Calcul des charges revenant sur la poutrelle avec les combinaisons d'actions	33
Tableau III.6. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du T.I	33
Tableau III.7. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles d'étage courant	34
Tableau III.8. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du RDC	34
Tableau III.9. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles d'étage 1	34
Tableau III.10. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux	40
Tableau III.11. Vérification des contraintes à l'ELS	41

Liste des tableaux

Tableau III.12. Vérification de la flèche à l'ELS	41
Tableau III.13. Schéma de ferrailage des poutrelles par niveaux.	42
Tableau III.14. Ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.	43
Tableau III.15. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.	44
Tableau III.16. Vérification de la contrainte de compression dans l'acier.	44
Tableau III.17. Vérification de la flèche à l'ELS	45
Tableau III.18. Sollicitations maximales dans les dalles pleines	45
Tableau III.19. Calcul de ferrailage à l'ELU des dalles pleines	45
Tableau III.20. Vérification de l'effort tranchant dans les différentes dalles pleines.	46
Tableau III.21. Vérifications des contraintes à l'ELS.	46
Tableau III.22. Vérifications des flèches dans les différents types des dalles pleines.	46
Tableau III.23. Les sollicitations dans l'escalier	48
Tableau III.24. Ferrailage de l'escalier	48
Tableau III.25. Vérification des contraintes à l'ELS	49
Tableau III.26. Vérification de la flèche d'escalier	49
Tableau III.27. Les sollicitations dans la volée 2	50
Tableau III.28. Ferrailage de la volée 2	50
Tableau III.29. Vérification des contraintes à l'ELS	50
Tableau III.30. Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple	52
Tableau III.31. Vérification des contraintes à l'ELS	54
Tableau III.32. Vérification de la flèche	54
Tableau III.33. Tableau de ferrailage de la poutre de chaînage	55
Tableau III.34. Tableau de vérification des contraintes	55
Tableau III.35. Combinaisons d'action sur l'acrotère.	57
Tableau III.36. Ferrailage de l'acrotère	57
Tableau III.37. Ferrailage de la dalle d'ascenseur	61
Tableau III.38. Vérification des contraintes à l'ELS	62
Tableau III.39. Ferrailage de la dalle d'ascenseur	63
Tableau III.40. Vérification des contraintes à l'ELS	63
Chapitre IV	
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités	65
Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure	70
Tableau IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles	71
Tableau IV.4. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles	71
Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit	72
Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques	72
Tableau IV.7. Vérification des déplacements selon (x-x)	73
Tableau IV.8. Vérification des déplacements selon (y-y)	73
Tableau IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	74

Liste des tableaux

Tableau IV.10. Justification vis-à-vis l'équilibre de la structure	75
Tableau IV.11. Dimensions finales des éléments structuraux	75
<i>Chapitre V</i>	
Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux	77
Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux	78
Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux	79
Tableau V.4. Ferrailage transversales des poteaux	79
Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux	80
Tableau V.6. Vérification de la contrainte dans le béton dans les poteaux	81
Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangente dans les poteaux	81
Tableau V.8. Ferrailage des poutres principales	83
Tableau V.9. Ferrailage des poutres secondaires	84
Tableau V.10. Vérification des contraintes tangentielles	85
Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	85
Tableau V.12. Vérifications de l'état limite de compression du béton	85
Tableau V.13. Moment résistant dans les poteaux	86
Tableau V.14. Moment résistants dans les poutres principales	87
Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres secondaires	87
Tableau V.16. Vérification des zones nodales selon le sens principales	87
Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens secondaires	87
Tableau V.18. Schéma de ferrailage des poutres principales	88
Tableau V.19. Schéma de ferrailages des poutres secondaires	88
Tableau V.20. Schéma de ferrailage des poteaux des différents niveaux	89
Tableau V.21. Sollicitations dans le voile Vx1	93
Tableau V.22. Ferrailage du voile Vx1 dans tous les niveaux	95
Tableau V.23. Ferrailage du voile Vx2 dans tous les niveaux	95
Tableau V.24. Ferrailage du voile Vy1 dans tous les niveaux	96
Tableau V.25. Ferrailage du voile Vy2 dans tous les niveaux	97
<i>Chapitre VI</i>	
Tableau VI.1. Section d'armature du radier	105
Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS	105
Tableau VI.3. Section d'armature du radier à l'ELS	105
Tableau VI.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU	108
Tableau VI.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELS	108
Tableau VI.6. Sollicitation dans les nervures à l'ELS	109
Tableau VI.7. Vérification des contraintes à l'ELS	109
Tableau VI.8. Vérifications des contraintes à l'ELS	110
Tableau VI.9. Schéma de ferrailage des nervures	110
Tableau VI.10. Ferrailage des voiles périphérique	113
Tableau VI.12. Vérification des contraintes à l'ELS	114
Tableau VI.13. Section d'armature du radier à l'ELS	115

Introduction

Introduction générale

Le développement des différents domaines qui existent aujourd'hui nécessite un suivi au quotidien, notamment le domaine de génie civil, qui est en perpétuelle évolution, ce dernier nous conduit à concevoir et à calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations pouvant survenir et à veiller à ce que la sécurité et la durabilité soient inhérentes et satisfaisantes au cours de la période d'exploitation tout cela dépend de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés que le terrain d'implantation.

La prévention des risques naturels consiste à s'adapter aux phénomènes naturels (qui sont susceptibles de mener à la catastrophe) afin de réduire les dégâts et les dommages causés par cette dernière, on note en particulier le séisme auquel il est nécessaire de suivre le règlement parasismique algérien (RPA 99/2003) qui nous assure un niveau de sécurité acceptable aux vies humains et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Pour cela, et afin de mettre en pratique toutes les connaissances acquises durant notre cursus universitaire, nous allons étudier une structure en (R+9 avec un entre sol), contreventé par un système mixte (voiles + portiques).

Ce travail est suivi d'une analyse dynamique à l'aide d'un logiciel de calcul (ETABS), ce qui va permettre de déterminer les sollicitations maximales pour avoir un ferrailage qui conviendra pour chaque élément.

La présentation de notre projet portant sur l'étude d'un bâtiment, est composée de plusieurs chapitres. Concernant les trois premiers chapitres de notre projet, le calcul statique fera l'objet de ces derniers, ainsi que la présentation de l'analyse de l'ouvrage que l'on a étudié, ainsi qu'un pré-dimensionnement de nos éléments structuraux et non structuraux pour avoir les dimensions des éléments constituant notre bâtiment, ensuite on passe au ferrailage des éléments secondaire qui peuvent être calculés indépendamment des éléments porteurs.

En plus de calcul statique la structure sera soumise à des actions sismique par l'introduction du spectre de calcul du RPA99/2003, qui sera mené par logiciel ETABS, pour enfin déterminer les efforts internes qui seront utilisés afin d'avoir le ferrailage nécessaire des éléments principaux.

La dernière partie sera pour l'étude des fondations du bâtiment en adoptant le ferrailage nécessaire pour qu'elles supportent la superstructure.

Chapitre I

Généralités

Chapitre I. Généralités :

I.1. Introduction

L'ingénieur en génie civil devrait avoir toutes les connaissances concernant l'étude de son ouvrage, pour cela dans ce chapitre nous abordons a présenté les caractéristiques géométriques de projet, ainsi que les caractéristiques mécanique des matériaux qu'on utilise pour la réalisation de ce dernier.

I.2. Présentation du projet

Notre projet consiste à l'étude d'une structure (R+9 + entre sol), a usage d'habitation et services (bureaux), implanté à EL KSEUR wilaya de BEJAIA dans le but de réalisation de 114 logement promotionnels, Bloc F, la région est classé d'après les règles parasismiques algériennes RPA99/2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I.2.1. Description architecturale

Les caractéristiques de la structure sont :

- ❖ Largeur en plan $L_y = 16,35 \text{ m}$
- ❖ Longueur en plan $L_x = 19,10 \text{ m}$
- ❖ Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) $h_t = 32,81 \text{ m}$
- ❖ Hauteur de l'entre sol $h_{E.S} = 2,88 \text{ m}$
- ❖ Hauteur de rez-de-chaussée $h_{RDC} = 3,20 \text{ m}$
- ❖ Hauteur des étages courants $h_e = 2,97 \text{ m}$
- ❖ Hauteur d'acrotère..... $h_{acr} = 0,5 \text{ m}$

I.2.2. Données géotechnique du site

Le terrain est doté d'une pente faible a moyenne dépressions, le site est constitué par des argiles limoneuses noirâtres et rougeâtre légèrement graveleuse, une nappe alluvionnaire de dimensions moyennes à grossières composée par des argiles, limons, graviers, galets et blocs calcaire et gréseux.

- Le sol est classé en catégorie S3 (site meuble) d'après le RPA99/2003
- Une contrainte de sol $Q_{adm} = 1,5$ bar obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de 2 m
- Les analyses chimiques indiquent que le sol ne représente aucune agressivité pour les bétons hydrauliques de l'infrastructure.

I.3. Eléments d'ouvrage

a) Ossature :

D'après le RPA99/2003, toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone IIa, il est nécessaire d'introduire des voiles de contreventements, l'ossature est composée de :

- le système portique qui est composé des poteaux et poutres, destiné à reprendre essentiellement les charges verticales et une partie des charges horizontales.
- Les voiles porteurs en béton armé sont disposés dans les deux sens, constituant un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

b) Plancher :

Les planchers sont une partie horizontale de la construction, ils ont pour but de séparer entre un niveau et un autre et d'autres fonctions comme :

- La résistance : les plancher doivent supporter leurs poids propre et les surcharges du niveau et de les transmettre aux éléments structuraux.
- Assurer l'isolation thermique et phonique des différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau, à l'humidité, et la protection des incendies.
- La participation à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Dans notre structure nous avons deux type de plancher :

- ✓ **Plancher à corps creux** : il est composé d'une dalle de compression, reposant sur des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments porteurs.
- ✓ **Plancher à en dalle pleine** : Dalle coulée sur place, on l'utilise pour la dalle d'ascenseur et les portes à faux.

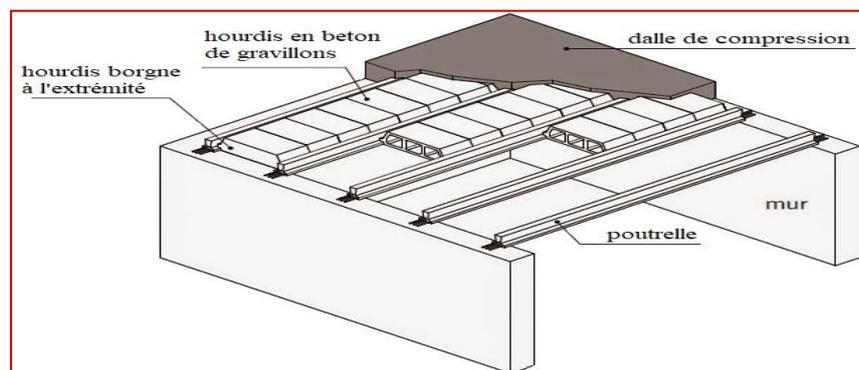


Figure I.1. Élément d'un plancher à corps creux

c) Les escaliers :

L'escalier est un ouvrage constitué de : (marches, contremarches et paliers).

Notre structure comporte deux types d'escalier.

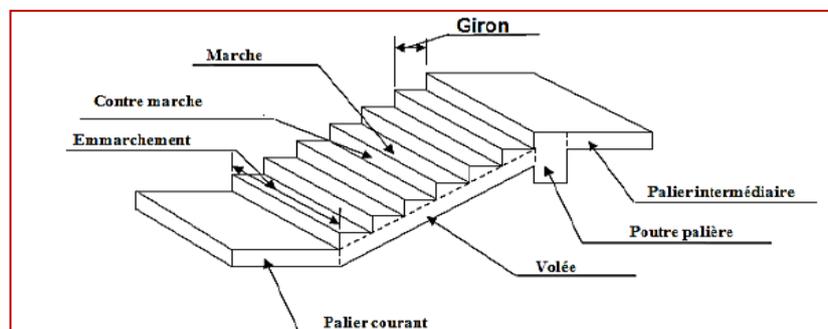


Figure I.2. Coupe schématique d'un escalier

d) Maçonnerie :

On distingue deux types :

- ✓ Murs de façade (extérieurs) sont réalisés en double cloisons de 15/10 cm, séparé d'une âme d'aire de 5 cm.
- ✓ Murs de séparation (intérieurs) réalisés en simple cloison de 10 cm.

e) L'ascenseur :

La structure comporte un dispositif mécanique (Ascenseur), qui est pour le transport vertical des humains et d'objets.

f) L'acrotère :

Élément en béton armé, encastré a sa base, dont la hauteur est de 50cm, il a pour but d'un bon façonnage de l'étanchéité.

g) L'infrastructure :

C'est la partie de la construction qui est situé au-dessus du sol.

I.4. Règlements et normes utilisés

- ❖ **RPA99/version 2003** (règlement parasismique algérienne).
- ❖ **CBA93** (code de béton armé).
- ❖ **DTR** (document techniques règlementaire, charge et surcharge).
- ❖ **DTR** (Règles de calcul des fondations superficielles).
- ❖ **BAEL93 modifie 99** (béton armé aux états limites).

I.5. Méthode de calcul**I.5.1. Etat limite ultime ELU**

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite.

- Les sections droites restent planes après déformation.
- La résistance du béton tendue est négligée.
- L'adhérence béton-acier entraine l'égalité des déformations, conséquence du non-glissement.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰ .
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- Le diagramme contraint déformation (σ, ε) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.

- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.5.2. Etat limite service ELS

- Les trois premières hypothèses citées précédemment en (I.4.1).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des linéairement élastiques ($\sigma = E \cdot \varepsilon$)
- $n = \frac{E_s}{E_b}$
- E_s : Module de Young de l'acier;
- n : coefficient d'équivalence acier-béton.
- On ne déduit pas dans les calculs, les aires de l'aire du béton comprimé une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

I.6. Caractéristiques des matériaux utilisés

I.6.1. Béton

Le béton utilisé pour les éléments, le béton mis en œuvre doit avoir une résistance :

$$20 \text{ MPa} \leq f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, du dosage et de l'âge du béton.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{Si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{cases} ; \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

Pour un béton soumis à des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \\ E_{vj} = \frac{1}{3} \times E_{ij} \end{cases}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa (Résistance à la compression à l'âge de 28 jours)}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa (Résistance à la traction à l'âge de 28 jours)}$$

$$E_{vj} = 10721,4 \text{ MPA} \quad ; \quad E_{ij} = 32164,2 \text{ MPA}$$

$$\gamma_b = 1,50 \text{ Coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.}$$

$\gamma_b = 1,15$ Coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentel.

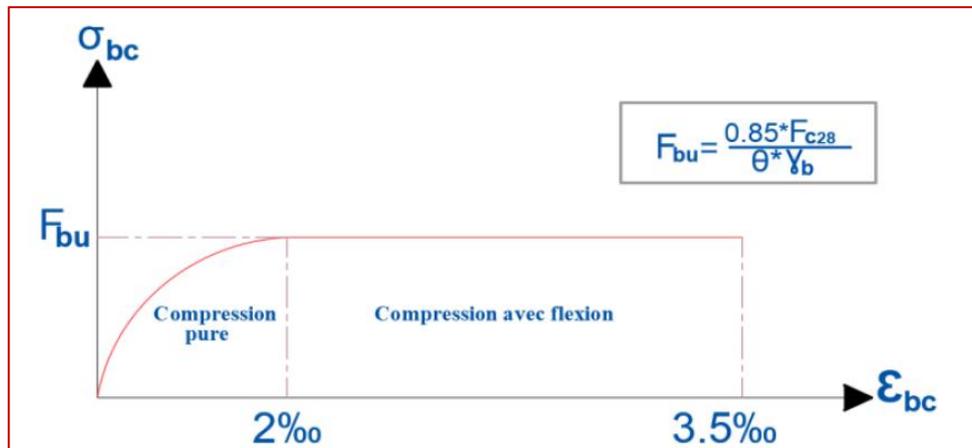


Figure I.3. Diagramme contraintes-déformation de béton

I.6.2. Acier

On utilise des armatures présentant une forme spéciale, afin d'augmenter l'adhérence béton-acier. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature.

- $f_e E400 = 400 \text{ MPa}$.
- $\gamma_s = 1,15$ (situation courante) $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ pour des aciers hauts adhérence.
- $\gamma_s = 1$ (situation accidentel).
- Module de déformation longitudinale de l'acier : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

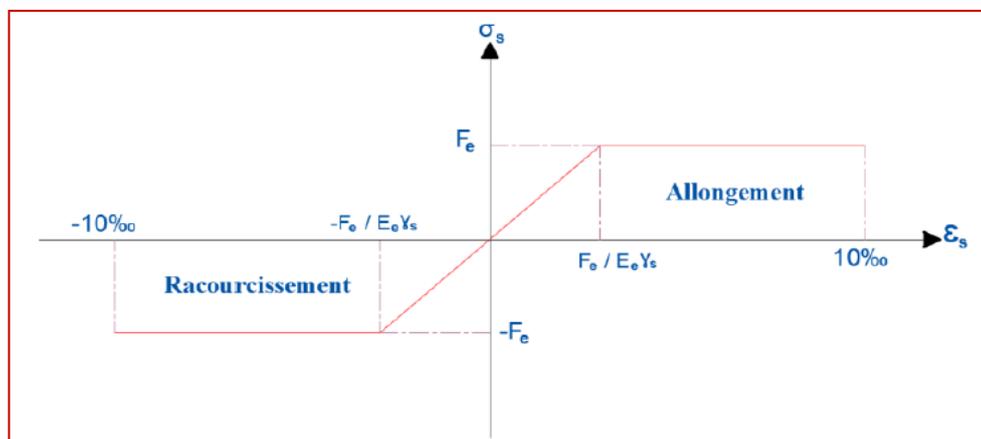


Figure I.4. Diagramme contraintes-déformation de l'acier

Chapitre II

Prédimensionnement

des éléments

CHAPITRE II. Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93,...).

II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux

II.2.1. Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour notre structure, on utilise deux types de planchers:

Plancher à corps creux en partie courante.

Plancher à dalle pleine.

II.2.1.1. Plancher à corps creux

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur ($h = h_{cc} + h_{dc}$).

Pour notre disposition est portée sur les deux critères suivants :

Le critère de la petite portée.

Le critère de continuité.

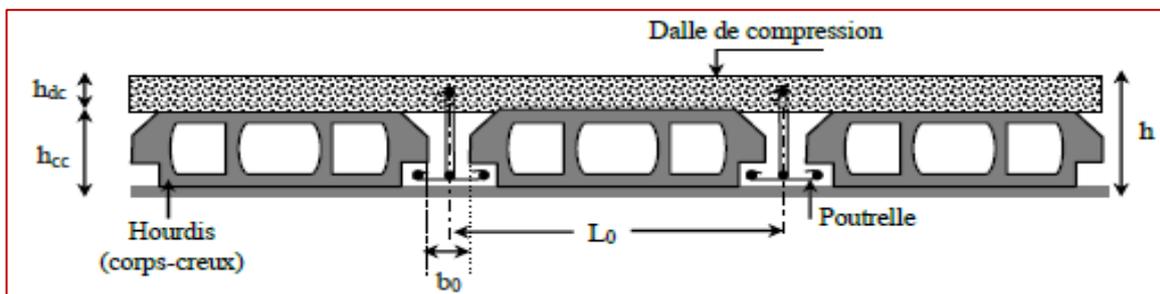


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec :

$h_{c.c}$: hauteur du corps creux.

h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.

b_0 : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

D'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4) :

$$h \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

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

$$L_{max} = 4,65 - 0,30 = 4,35 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{435}{22} = 19,33 \text{ cm}$$

On adopte un plancher de hauteur $h_t = 20\text{cm}$

$$h_t = h_{c.c} + h_{dc} = (16 + 4) \text{ cm.}$$

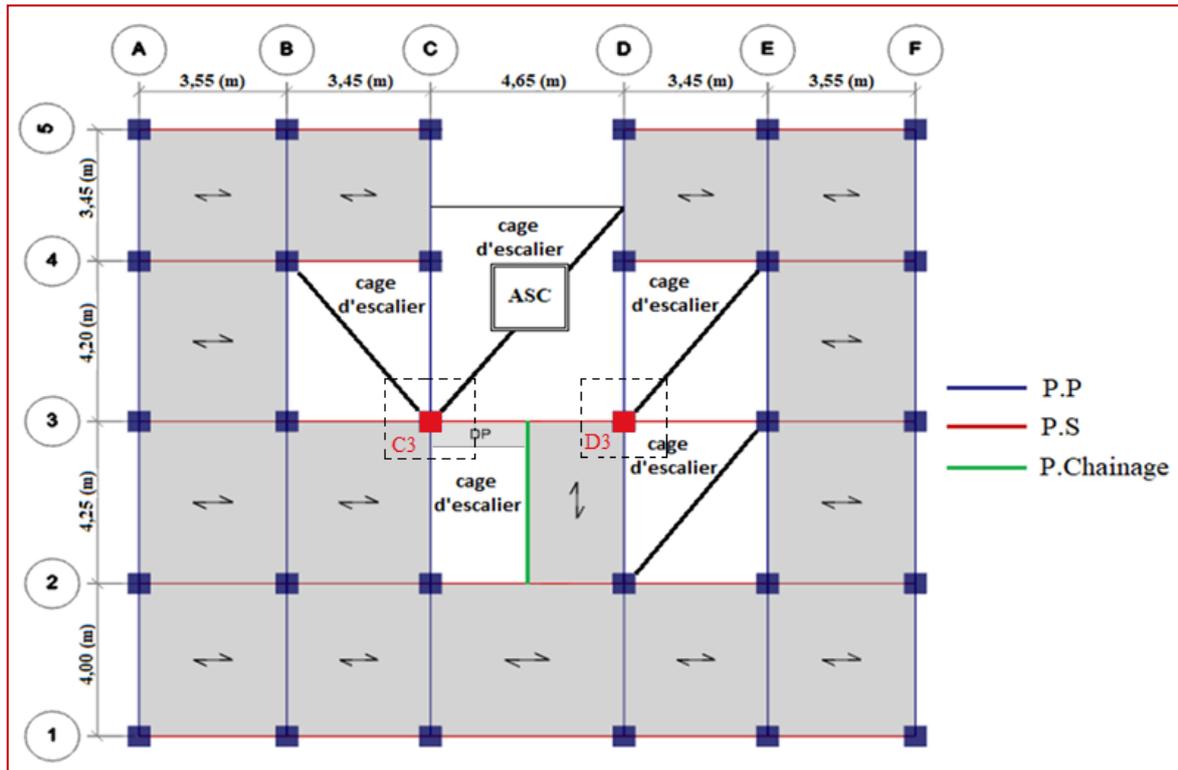


Figure II.2. Schéma de la disposition des poutrelles pour RDC

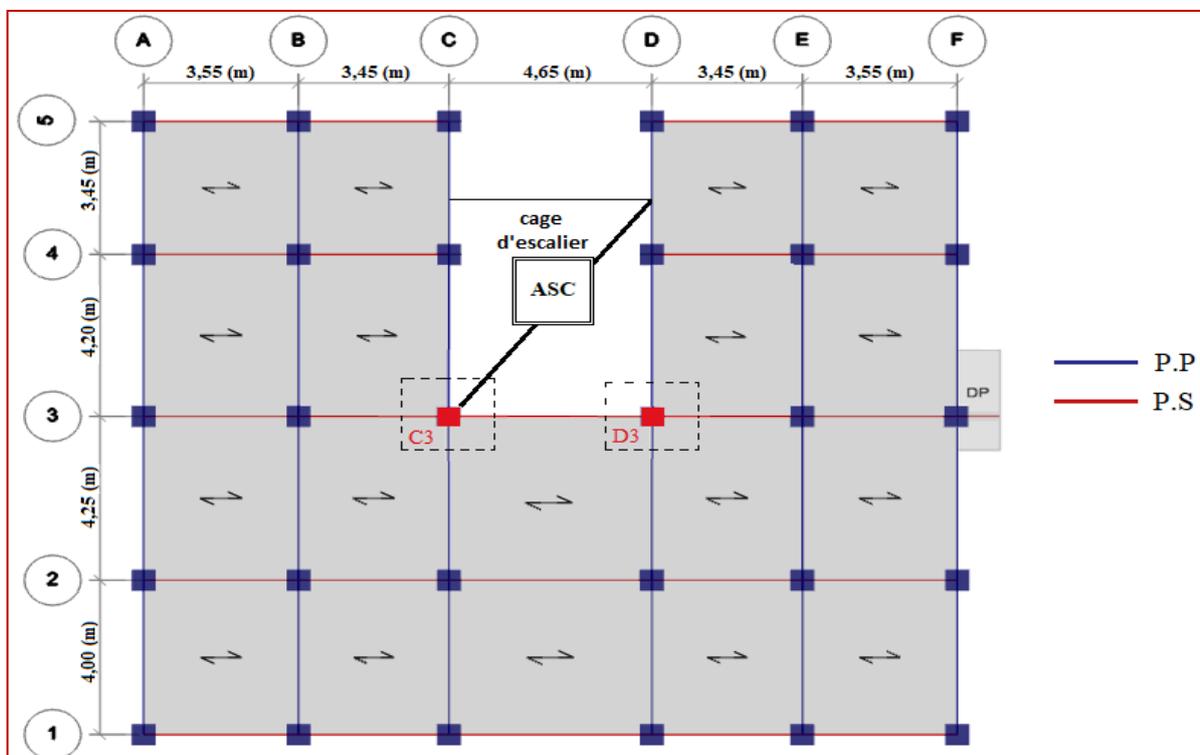


Figure II.3. Schéma de la disposition des poutrelles pour étage 1

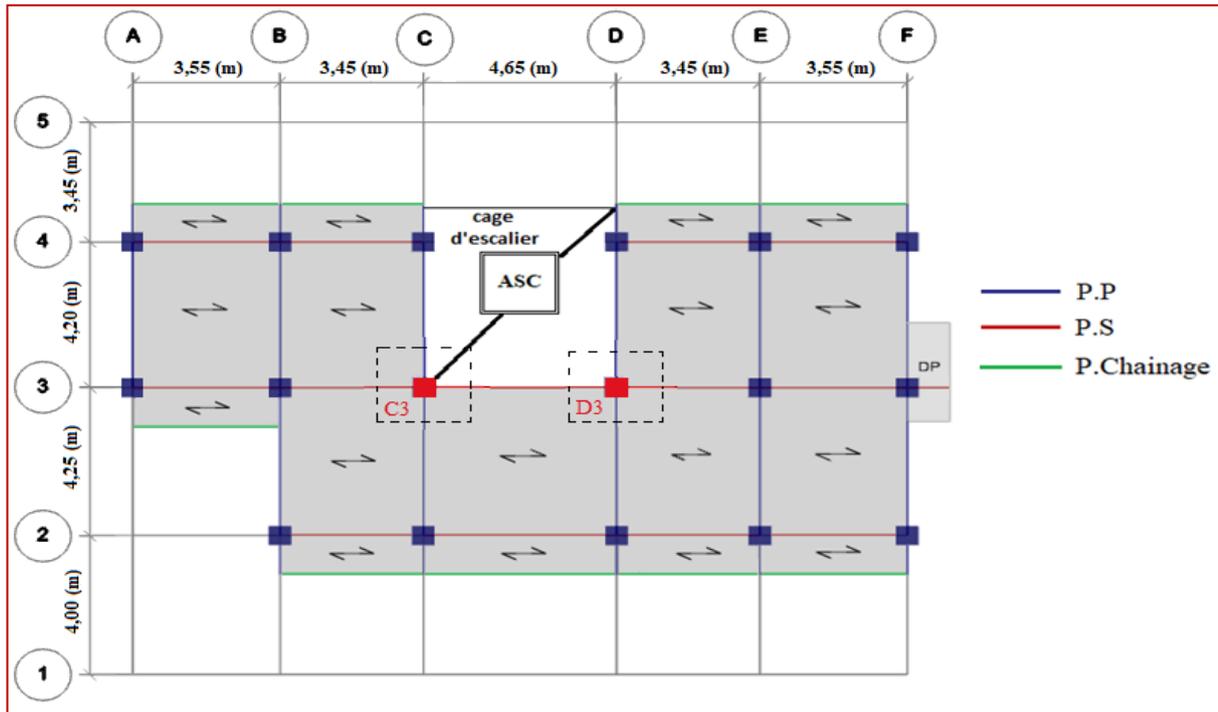


Figure II.4. Schéma de la disposition des poutrelles pour étage 2 à 9

II.2.1.2. Les dalles pleines

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux). Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

a) Critère de résistance :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \text{ Pour une dalle sur deux appuis.} \\ e \geq \frac{L_x}{20} \text{ Pour une dalle sur un seul appui.} \\ \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \text{ Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.} \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} \text{. } L_x \text{ est la plus petite portée.} \\ \text{. } L_y \text{ est la plus grande portée.} \end{array} \right.$$

b) Critère de coupe-feu :

- $e \geq 7 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).
- $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).
- $e \geq 14 \text{ cm}$ pour trois heures de coupe-feu (BAEL91).

Tableau II.1. Les différents types des panneaux de dalles

Dalle pleine	Dalle pleine sur 2 appuis			Dalle pleine sur 4 appuis
Type	Type 1	Type 2	Type 3	Type 4
Schéma				

➤ **Dalle sur un appui (D1) :**

Type 1 :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0,80}{1,30} = 0,62 > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow 2,29 \leq e \leq 2,67$$

$e \geq 11\text{cm}$ Pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).

On adopte : $e = 12\text{cm}$

➤ **Dalle sur 2 appuis (D2) :**

Type 2 :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0,50}{1,95} = 0,41 > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow 2,29 \leq e \leq 2,67$$

$e \geq 11\text{cm}$ Pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).

On adopte : $e = 12\text{cm}$

• **Dalle sur 2 appuis (D3) :**

Type 3 :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0,50}{2,18} = 0,23 < 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow 1,43 \leq e \leq 1,67$$

$e \geq 11\text{cm}$ Pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).

On adopte : $e = 12\text{cm}$

• **Dalle sur 4 appuis (D4) :**

Type 4 :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,95}{4,35} = 0,91 > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow 8,78 \leq e \leq 9,88$$

$e \geq 11\text{cm}$ Pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).

On adopte : $e = 15\text{cm}$

Donc on prend $e=12\text{cm}$ pour toutes les dalles pleines (D1, D2, D3) de notre structure, **Par contre on opte une épaisseur de 15 cm pour la dalle de l'ascenseur (D4) à cause du chargement important de l'ascenseur.**

II.2.2. Les Poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression).

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur de plancher).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

b_0 : largeur de la nervure choisie forfaitairement

b : largeur efficace

On a : $h = 20\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $b_0 = 10\text{cm}$.

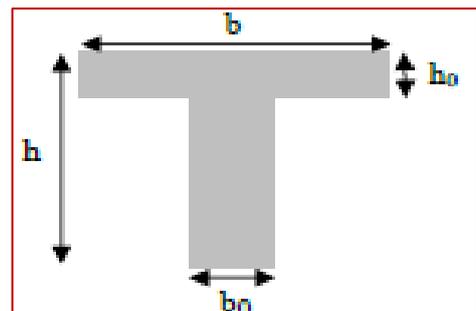


Figure II.5. Coupe transversale d'une poutrelle

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y(\min)}{10}\right) \dots (\text{CBA93. Art 4.1.3})$$

$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} : \text{distance entre deux nervures successives.} \\ L_y = 345 - 30 = 315 \text{ cm} \text{ la distance minimale entre nus d'appuis des poutres secondaires.} \end{array} \right.$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 31,5 \text{ cm})$$

$$b \leq 65 \text{ cm}$$

Ce qui donne : **b = 65 cm**

II.2.3. Les Escaliers

II.2.3.1. Définition

L'escalier est une construction qui permet d'accéder d'un niveau à un autre, en montant et en descendant, il existe plusieurs types d'escaliers, on cite ceux de notre projet.

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

II.2.3.2. Dimensionnement :

La hauteur h se situe entre 14 et 18 cm ; la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

La formule empirique de BLONDEL qui les lie est :

$$\begin{cases} 60 \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm ; avec } n = H/h. \\ g = L_0 / (n - 1). \end{cases}$$

n : le nombre de contre marche sur la volée ;

H : hauteur de la volée.

n-1 : le nombre de marche

L₀ : longueur projetée de la volée.

L₀ : longueur projetée de la volée

L : longueur totale de l'escalier ($L = L_v + L_p$).

Escalier de RDC (à 3 volées) :

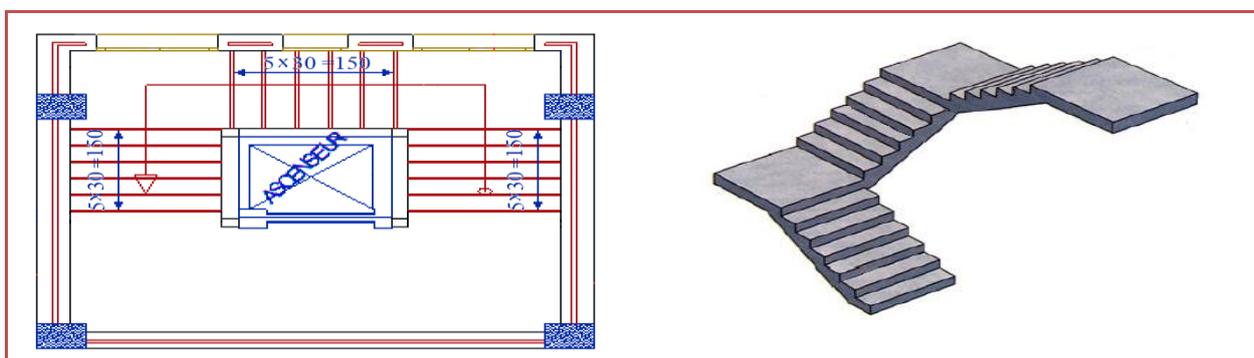


Figure II.6. Schéma d'escalier à 3 volées

2^{ème} volée :

$$L = \sqrt{L_{02}^2 + H_2^2} + L_p + L'_p$$

$$L = \sqrt{1,50^2 + 0,99^2} + 1,7 + 2,2$$

$$L = 5,70 \text{ m}$$

$$\frac{570}{30} \leq e \leq \frac{570}{20} \rightarrow 19 \leq e \leq 28,5$$

Pour deux heures de coupe-feu on prend :

$$e = 20\text{cm}$$

Calcule le nombre de marche et contre marche :

$$L_0 = 150\text{cm} ; H = 99\text{ cm}$$

$$64n^2 - (64 + 2(99) + 150)n + 2(99) = 0$$

$$64n^2 - 412n + 198 = 0$$

$$\text{Nombre de contre marche : } n = 6$$

$$\text{Nombre de marche : } n-1 = 5$$

Calcul de giron g et la hauteur de la contre marche (h) :

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

$$h = \frac{H}{n} = \frac{99}{6} = 16,5 \Rightarrow h = 16,5\text{ cm}$$

Escalier de RDC (à 3 volées) :

1^{ère} volée :

$$L = \sqrt{L_{02}^2 + H_2^2} + Lp + L'p$$

$$L = \sqrt{1,8^2 + 1,1788^2} + 1,9 + 1,7$$

$$L = 5,75\text{ m}$$

$$\frac{575}{30} \leq e \leq \frac{575}{20}$$

$$19,16 \leq e \leq 28,75$$

Pour deux heures de coupe-feu on prend : $e = 20\text{cm}$

Calcule le nombre de marche et de contre marche :

$$L_0 = 180\text{cm} ; H = 119\text{cm}$$

$$64n^2 - (64 + 2(117,88) + 180)n + 2(117,88) = 0$$

$$64n^2 - 479,76n + 235,76 = 0$$

$$\text{Nombre de contre marche : } n = 7$$

$$\text{Nombre de marche : } n-1 = 6$$

Calcul de giron g et les hauteurs de contre marche (h) :

$$g = \frac{Lp}{n-1} \Rightarrow g = \frac{180}{6} = 30 \Rightarrow g = 30\text{cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{117,88}{7} = 16,84 \Rightarrow h = 16,84\text{ cm}$$

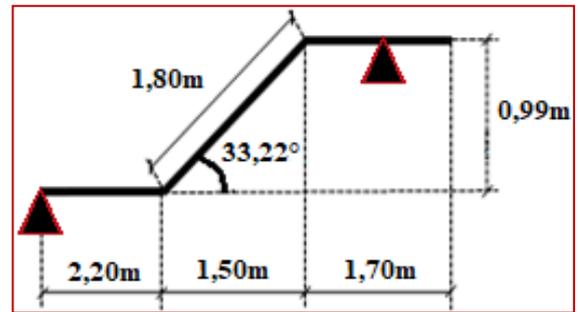


Figure II.7. Schéma d'escalier (Etage courant)

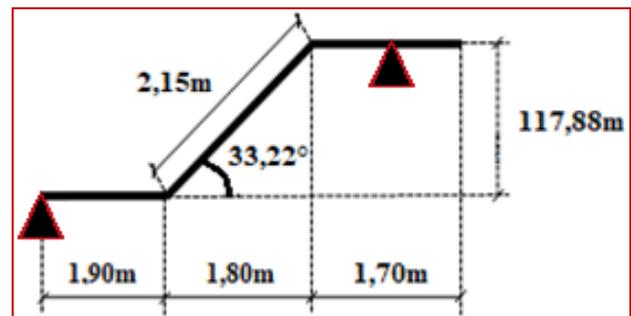
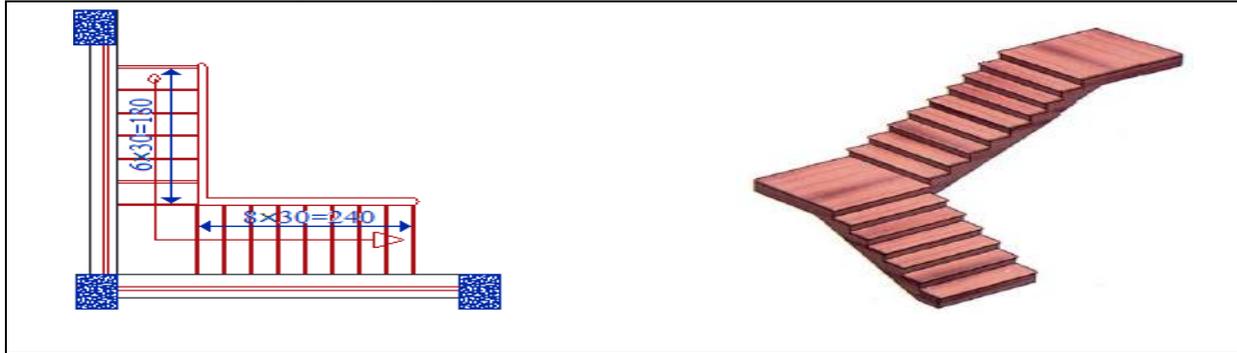


Figure II.8. Schéma d'escalier (3 volées) RDC

Escalier d'entre sol (à 2 volées) :**Figure II.9.** Schéma d'escalier a 2 volées**2^{ème} volée :**

Avec : $L_0 = 2,24\text{m}$; $H = 1,62\text{ m}$

$$64n^2 - 612n + 324 = 0$$

Après la résolution de l'équation :

Nombre de contre marche : $n = 9$

Nombre de marche : $n-1 = 8$

Calcul de giron g et la hauteur de contre marche (h)

$$g = \frac{L_p}{n-1} \Rightarrow g = \frac{224}{8} = 28 \Rightarrow g = 28\text{cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{162}{9} = 18 \Rightarrow h = 18\text{ cm}$$

Épaisseur de la paillasse :

$$L = \sqrt{1,62^2 + 2,24^2} + 1 + 0,71$$

$$L = 4,47\text{ m}$$

$$\frac{447}{30} \leq e \leq \frac{447}{20} \Rightarrow 14,9 \leq e \leq 22,35$$

Pour deux heures de coupe-feu on prend : $e = 15\text{cm}$

Donc on opte une épaisseur $e = 15\text{ cm}$ pour l'ensemble de l'escalier d'entre sol.

II.2.4. Acrotère

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

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire.

La surface :

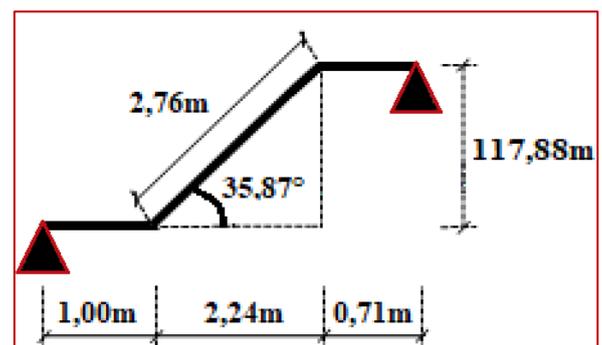
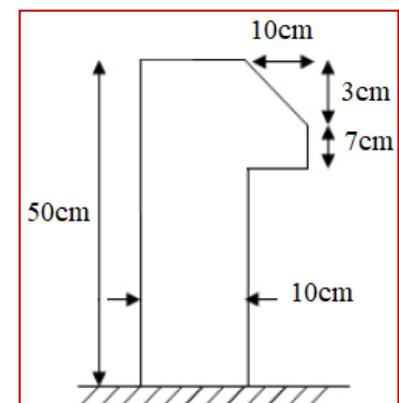
$$S = (0,10 \times 0,50) + (0,07 \times 0,10) + \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2}\right)$$

$$S = 0,0585\text{ m}^2$$

Charge permanente :

Poids propre :

$$G = \gamma_b \times S \Rightarrow G = 25 \times 0,0585 = 1,4625\text{ KN/m}$$

**Figure II.10.** Schéma d'escalier d'entre sol**Figure II.11.** Schéma d'acrotère

Ce qui donne : $G = 1,4625 \text{ KN/m}$; $Q = 1 \text{ KN/m}$

II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.3.1. Les Poutres

II.3.1.1. Poutres principales : Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition

$$\text{suivante : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

- h : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : distance maximale entre nu d'appuis ($L_{\max} = 4,25 - 0,30 = 3,95 \text{ m}$)

D'où : $L_{\max} = 3,95 \text{ m} \Rightarrow 26,33 \text{ cm} \leq h \leq 39,5 \text{ cm}$

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

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

- $b \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 35/30 = 1.33 < 4$ condition vérifiée.

II.3.1.2. Poutres secondaires : elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leurs hauteur sont données par le critère de flèche : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

L : portée maximale entre nu d'appuis ($L_{\max} = 4,65 - 0,30 = 4,35 \text{ m}$)

$$L_{\max} = 4,35 \text{ m} \Rightarrow 29 \text{ cm} \leq h \leq 43,5 \text{ cm}.$$

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

• Vérifications selon RPA 99 :

Les dimensions de la poutre doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ Vérifiée
- $h \geq 30 \text{ cm}$ Vérifiée
- $h/b = 35/30 = 1.33 < 4$ Vérifiée

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.3.2. Les Voiles

Le pré dimensionnement des voiles se fera d'après le **RPA 99**. Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement sont :

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- Les actions horizontales : effet de séisme.

Selon de RPA 99 le pré dimensionnement des voiles se fait par les conditions suivantes :

$$\checkmark e \geq 15 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$\checkmark e \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots (2)$$

$$\checkmark L \geq 4 \times e \dots \dots \dots (3)$$

Les conditions sont équivalentes à :

$$e \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right)$$

Tel que : $\begin{cases} h_e : \text{hauteur libre du voile.} \\ e : \text{épaisseur du voile.} \\ L : \text{longueur du voile.} \end{cases}$

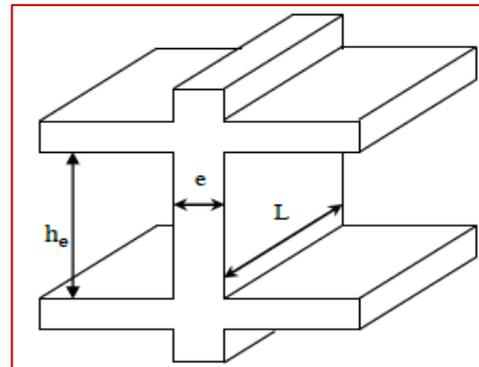


Figure II.12. Coupe transversale d'un voile

Tableau II.2. La représentation des dimensions des voiles

Etage	h étage (m)	h libre (m)	$h_e/20$ (cm)	e adopté (cm)	L adopté (cm)
Etage courant	2,97	2,62	13,1	15	60
RDC	3,2	2,85	14,25	15	60
Entre sol	2,88	2,53	12,65	15	60

II.3.3. Les poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, destinés à transmettre les charges gravitaires aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91. En appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme (flambement) et suivant les exigences de RPA99.

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

Règles du RPA99 : Les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes en zone II_a :

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{Où } h_e : \text{ hauteur d'étage} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases}$$

On va étudier le poteau le plus sollicité, afin d'avoir l'effort maximal de compression pour le but d'avoir un meilleur dimensionnement des poteaux dans chaque niveau, pour notre cas on a sélectionné deux poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités :

- ❖ P.C3 : poteau central (au niveau de la cage d'escalier).
- ❖ P.D3 : poteau central (au niveau de la cage d'escalier).

Les sections des poteaux prises sont :

Tableau II.3. Représentation des dimensions des poteaux avec poids propre

Poteaux	Entre sol	RDC	1 ^{er} et 2 ^{em} étage	3 ^{em} et 4 ^{em} étage	5 ^{em} et 6 ^{em} étage	7 ^{em} et 8 ^{em} étage	9 ^{em} étage
Section (cm ²)	55 × 55	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35	30 × 30	
Poids propre (KN)	24,20	21,78	18,56	15,04	11,88	9,10	6,68

$$h_e : \text{Hauteur des poteaux} : \begin{cases} h_{e1} = 2,88 \text{ m pour poteau d'entre sol.} \\ h_{e2} = 3,20 \text{ m pour poteau de RDC.} \\ h_{e3} = 2,97 \text{ m pour poteau d'étage courant.} \end{cases}$$

II.4. Evaluation des charges et surcharges

Tableau II.4. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	Corps creux	/	(0,16+0,04)	2,85
5	Isolation thermique	4	0,04	0,16
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente G				6,40
Charge d'exploitation Q				1

Tableau II.5. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	(0,16+0,04)	2,85
5	Forme de pente	22	0,1	2,2
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente G				6,48
Charge d'exploitation Q				1,5

Tableau II.6. Evaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	(0,16+0,04)	2,85
5	Cloison	/	0,1	1
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente G				5,28
Charge d'exploitation Q (étage courant)				1,5
Charge d'exploitation Q (étage service)				2,5

Tableau II.7. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible dalle pleine

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	Dalle pleine	25	0,15	3,75
5	Isolation thermique	4	0,04	0,16
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente G				7,3
Charge d'exploitation Q				1

Tableau II.8. Evaluation des charges revenant au plancher en dalle pleine

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle pleine	25	0,12	3
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
6	Cloison	/	0,1	1
Charge permanente G				5,43
Charge d'exploitation Q				3,5

Tableau II.9. Evaluation des charges revenant au palier en dalle pleine

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)		Poids (KN/m ²) Palier Type 1	Poids (KN/m ²) Palier Type 2
1	Carrelage	20	0,02		0,4	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02		0,4	0,4
3	Lit de sable	18	0,02		0,36	0,36
4	Dalle pleine	25	0,20	0,15	5	3,75
5	Enduit de ciment	18	0,015		0,27	0,27
Charge permanente G					6,43	5,18
Charge d'exploitation Q					2,5	2,5

Tableau II.10. Evaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Type 1		Type 2	
				Volée 1 RDC	Volées Etage courant	Entre sol Volée 1	Volée 2
1	Carrelage	20	Horizontal	0,02	0,4	0,4	0,4
			Vertical	$\frac{0,02h}{g}$	0,22	0,22	0,26
2	Mortier de pose	20	Horizontal	0,02	0,4	0,4	0,4
			Vertical	$\frac{0,02h}{g}$	0,22	0,22	0,26
3	Poids des marches	22	$\frac{h}{2}$	1,85	1,82	1,98	1,98
4	Dalle pleine	25	$\frac{0,20}{\cos(\alpha)}$ $\frac{0,15}{\cos(\alpha)}$	5,98	5,99	4,69	4,63
5	Enduit de ciment	18	$\frac{0,015}{\cos(\alpha)}$	0,32	0,32	0,34	0,33
6	Garde du corps	/	/	0,15	0,15	0,1	0,1
Charge permanente G (KN/m ²)				9,54	9,52	8,43	8,36
Charge d'exploitation Q (KN/m ²)				2,5			

Tableau II.11. Evaluation des charges revenant aux murs extérieurs

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
2	Brique creuses	/	0,15	1,3
3	Brique creuses	/	0,10	0,9
4	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente G				2,74

Pré dimensionnement de poteau D3 :

Surfaces afférentes :

➤ **Niveau 11 : (terrasse inaccessible)**

$$S_1^{DP} = (1,95 \times 2,18) = 4,25 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1,95 \times 1,58) = 3,08 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (1,98 \times 1,58) = 3,13 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (1,98 \times 2,18) = 4,32 \text{ m}^2$$

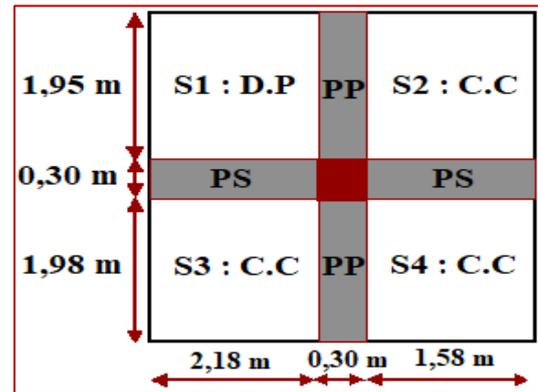


Figure II.13. Surface afférente de niveau T.I

➤ **Niveau 2 à 10:**

$$S_1^{\text{Palier}} = (1,95 \times 2,18) = 4,25 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1,95 \times 1,58) = 3,08 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (1,98 \times 1,58) = 3,13 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (1,98 \times 2,18) = 4,32 \text{ m}^2$$

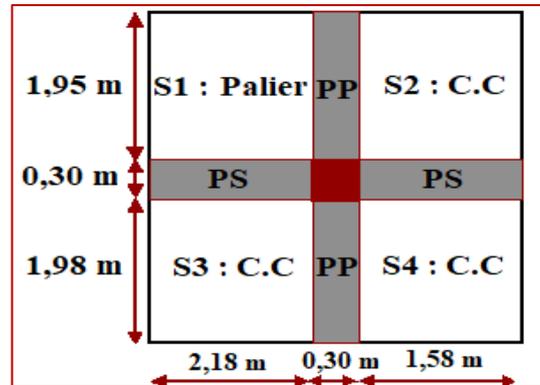


Figure II.14. Surface afférente de niveau (2-9)

➤ **Niveau 1:**

Surface 1 :

$$S_{\text{Volée}} = 1,4 \times 0,05 = 0,07 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Palier}} = 4,18 \text{ m}^2$$

Surface 2 :

$$S_{\text{Volée}} = S_{\text{Volée 1}} + S_{\text{Volée 2}}$$

$$S_{\text{Volée}} = (1 \times 0,95) + (1 \times 0,58) = 1,53 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Palier}} = (1 \times 1) = 1 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Vide}} = (0,95 \times 0,58) = 0,55 \text{ m}^2$$

Surface 3 :

$$S_{\text{C.C}} = (1,98 \times 2,18) = 4,32 \text{ m}^2$$

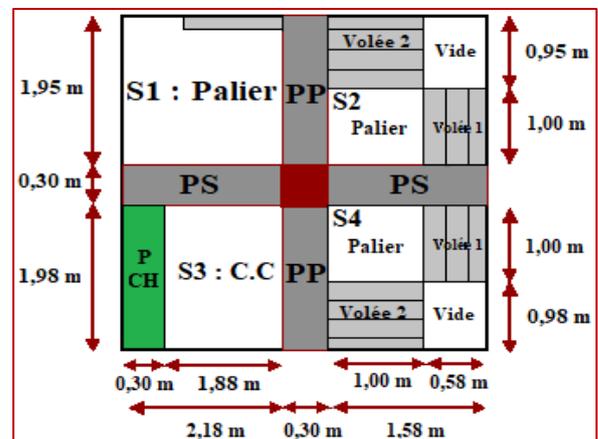


Figure II.15. Surface afférente de niveau (RDC)

Surface 4 :

$$S_{\text{Volée}} = S_{\text{Volée 1}} + S_{\text{Volée 2}}$$

$$S_{\text{Volée}} = (0,98 \times 1) + (1 \times 0,58) = 1,56 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Palier}} = (1 \times 1) = 1 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Vide}} = (0,98 \times 0,58) = 0,57 \text{ m}^2$$

Poids propre des poutres :

$$G_{\text{Poutre}} = \gamma_c \times h_p \times b_p \times L_p$$

$$L_p = L_{pp} + L_{ps}$$

$$L_p = 3,93 + 3,76 = 7,69 \text{ m}$$

$$G_{\text{Poutre}} = 25 \times 0,35 \times 0,3 \times 7,69 \Rightarrow G_{\text{Poutre}} = 20,19 \text{ KN}$$

$$L_{\text{Poutre de chaînage}} = 2,13 \text{ m}$$

$$G_{\text{Poutre de chaînage}} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 1,98 \Rightarrow G_{\text{Poutre de chaînage}} = 4,46 \text{ KN}$$

Poids propre des murs :– **Pour Etage courant :**

$$h_t = h_e - h_p = 2,97 - 0,35 = 2,62 \text{ m}$$

$$S_{\text{mur}} = h_t \times L = [(1,95 - 1,04) \times 2,62] + (1,98 \times 2,62) + (2,18 \times 2,62) = 13,28 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{mur}} = S_{\text{mur}} \times G = 13,28 \times 2,74 = 36,39 \text{ KN}$$

– **Pour RDC :**

$$h_t = h_e - h_p = 3,20 - 0,35 = 2,85 \text{ m}$$

$$S_{\text{mur}} = [1,95 + (1,98 - 0,65)] \times 2,85 + (1,58 + 0,78 + 1,98) \times 2,85 = 21,71 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{mur}} = S_{\text{mur}} \times G = 21,71 \times 2,74 = 59,49 \text{ KN}$$

La loi de dégression :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrante le bâtiment,

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2,...,n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitation suivantes:

Sous la terrasse (niveau 11) : Q_0

Sous le (niveau 10) : $Q_0 + Q_1$

Sous le (niveau 9) : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le (niveau 8) : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le (niveau 7) : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le (niveau 6) : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous le (niveau 5) : $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Sous le (niveau 4) : $Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

Sous le (niveau 3) : $Q_0 + 0,688(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

Sous le (niveau 2) : $Q_0 + 0,667(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

Sous le (niveau 1, Service): $Q_0 + 0,65 [(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) + (Q_{10} - 1) + 1]$

$$Q_{10} = [Q_{\text{bureau}} \times S_{\text{plancher}}] + [Q_{\text{escalier}} \times S_{\text{Escalier}}]$$

Les résultats de la descente de charge de poteau D3 sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau II.12. Résultats de la descente de charge du poteau (D3)

<i>Niveau</i>	<i>Élément</i>	<i>G(KN)</i>	<i>Q(KN)</i>
N11	Plancher	98,42	14,78
	Poutres	20,19	
	Poteaux	6,68	
	La somme	125,29	14,78
N10	Revenant de N11	125,29	26,42
	Plancher	82,93	
	Poutres	20,19	
	Poteaux	9,10	
	Murs	36,39	
La somme	273,9	41,2	
N9	Revenant de N10	273,9	26,42
	Plancher	82,93	
	Poutres	20,19	
	Poteaux	9,10	
	Murs	36,39	
La somme	422,51	64,98	
N8	Revenant de N9	422,51	26,42
	Plancher	82,93	
	Poutres	20,19	
	Poteaux	11,88	
	Murs	36,39	
La somme	573,9	86,11	
N7	Revenant de N8	573,9	26,42
	Plancher	82,93	
	Poutres	20,19	
	Poteaux	11,88	
	Murs	36,39	
La somme	725,29	104,61	
N6	Revenant de N7	725,29	26,42
	Plancher	82,93	
	Poutres	20,19	
	Poteaux	15,04	
	Murs	36,39	
La somme	879,84	120,46	
N5	Revenant de N6	879,84	26,42
	Plancher	82,93	
	Poutres	20,19	
	Poteaux	15,04	
	Murs	36,39	
La somme	1034,39	133,67	
N4	Revenant de N5	1034,39	26,42
	Plancher	82,93	
	Poutres	20,19	
	Poteaux	18,56	
	Murs	36,39	
La somme	1192,46	145,83	
N3	Revenant de N4	1192,46	26,42
	Plancher	82,93	
	Poutres	20,19	
	Poteaux	18,56	

N2	Murs	36,39	
	La somme	1350,53	160,20
	Revenant de N3	1350,53	
	Plancher	82,93	26,42
	Poutres	20,19	
	Poteaux	24,2	
Murs	36,39		
La somme	1514,24	173,38	
N1	Revenant de N2	1514,24	
	Plancher	86,63	33,03
	Poutres	20,19	
	Poutres de chaînage	4,46	
	Poteaux	21,78	
	Murs	59,49	
La somme	1706,79	190,81	

Ce qui donne : $N_u = 1,35G + 1,5Q$

$$N_u = 1,35 \times 1706,79 + 1,5 \times 190,81 = 2590,38 \text{ KN}$$

$$N_u = 2590,38 \text{ KN}$$

Pré dimensionnement de poteau C3 :

De la même manière que le poteau D3 on déduit l'effort N_u pour le poteau C3 :

Tableau II.13. Résultats de la descente de charge du poteau (C3)

Niveau	G(KN)	Q(KN)
N11	125,29	14,78
N10	263,29	41,2
N9	401,29	64,98
N8	542,07	86,11
N7	682,85	104,61
N6	826,79	120,46
N5	970,73	133,67
N4	1118,19	146,83
N3	1265,65	160,20
N2	1392,97	173,38
N1	1570,99	192,76

Ce qui donne : $N_u = 1,35G + 1,5Q$

$$N_u = 1,35 \times 1570,99 + 1,5 \times 192,76 = 2409,98 \text{ KN} \rightarrow N_u^{C3} = 2409,98 \text{ KN}$$

Conclusion :

$$N_u^{D3} = 2590,38 \text{ KN} > N_u^{C3} = 2409,98 \text{ KN}$$

Donc le poteau le plus sollicité est **D3**.

Remarque :

A l'emplacement de notre poteau le plus sollicité, les murs de séparation sont en double cloison ce qui signifie qu'on devrait les prendre en considération pendant la descente de charge.

D'après le BAEL 91 l'effort normal de poteau le plus sollicité doit être majoré de 15% :

Donc : $Nu^* = 1,15 \times Nu = 1,15 \times 2590,38$

$Nu^* = 2978,94 \text{ KN}$

➤ **Vérifications nécessaires :**

Vérification de poteau de l'entre sol (55×55) cm² :

A la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\text{Avec : } \frac{N_u}{B} \leq \sigma_{bc}$$

N_u : Effort normal pondéré dû aux charges et surcharges.

B : Section transversale du poteau tel que : **$B = b \times h$** .

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression à l'Etat Limite Ultime, tel que :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N_u}{\sigma_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2978,94 \times 10^{-3}}{14.2}$$

$$B \geq 0.210 \text{ m}^2$$

On a $B = 0.55 \times 0.55 = 0,302 \text{ m}^2$

$B = 0,302 \text{ m}^2 \geq 0,210 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

De la même façon que l'exemple de calcul précédent on va vérifier le poteau le plus sollicité à chaque niveau les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau II.14. Vérification à la compression simple de poteau le plus sollicité à chaque niveau

Etages	N_u (KN)	Section (cm ²)	Comparaison ($B > B_{calculé}$)		Observation
			B (m ²)	$B_{calculé}$ (m ²)	
9 ^{em} étage	220,01	30×30	0,09	0,015	Vérifiée
8 ^{em} étage	496,30	35×35	0,123	0,034	Vérifiée
7 ^{em} étage	768,04	35×35	0,123	0,054	Vérifiée
6 ^{em} étage	1039,52	40×40	0,16	0,073	Vérifiée
5 ^{em} étage	1306,21	40×40	0,16	0,092	Vérifiée
4 ^{em} étage	1573,75	45×45	0,202	0,1108	Vérifiée
3 ^{em} étage	1836,47	45×45	0,202	0,1293	Vérifiée
2 ^{em} étage	2104,57	50×50	0,25	0,1482	Vérifiée
1 ^{er} étage	2373,04	50×50	0,25	0,1671	Vérifiée
RDC	2649,94	55×55	0,303	0,1866	Vérifiée
Entre sol	2978,94	55×55	0,303	0,210	Vérifiée

Vérification au flambement :

$$B_{r \text{ cal}} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{C28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$B_r = (b - 2) \times (b - 2)$ cm : Section réduite de poteau.

α : Coefficient réducteur qui est en fonction de l'élanement λ .

γ_s : 1,15 coefficient de sécurité d'acier ; γ_b : 1,5 coefficient de sécurité de béton.

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

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

l_f : Longueur de flambement. ; h_0 : Longueur du poteau.

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

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

Vérification au flambement pour le poteau d'entre sol :

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 2,53 = 1,771 \text{ m}$$

$$B = 0.55 \times 0.55 = 0.3025 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.55^3}{12} = 7,63 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{7,63 \times 10^{-3}}{0,3025}} = 0,159 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1,771}{0,159} = 11,14 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.833$$

$$\alpha = 0.833$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_{r \text{ cal}} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{C28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_{r \text{ cal}} \geq \frac{N_u}{0.83 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.1632 \text{ m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (0,55 - 2) \times (0,55 - 2) = 0,2809 \text{ m}^2$$

$$B_r = 0,2809 \text{ m}^2 > B_{r \text{ cal}} = 0.1634 \text{ m}^2$$

La condition est vérifiée.

Donc le poteau ne risque pas de se flamber, de la même façon on vérifie le poteau le plus sollicité à chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau II.15. Vérification au flambement de poteau le plus sollicité à chaque niveau

Niveau	Nu (KN)	i (m)	λ	α	Section (cm ²)	Comparaison (B > B _{calculé})		Observation
						Br (m ²)	Br _{calculé} (m ²)	
N11	220,01	0,087	30,11	0,74	30×30	0,078	0,012	Vérifiée
N10	496,30	0,101	25,94	0,77	35×35	0,109	0,027	Vérifiée
N9	768,04	0,101	25,94	0,77	35×35	0,109	0,042	Vérifiée
N8	1039,52	0,115	22,76	0,78	40×40	0,144	0,057	Vérifiée
N7	1306,21	0,115	22,76	0,78	40×40	0,144	0,071	Vérifiée
N6	1573,75	0,130	20,15	0,80	45×45	0,185	0,086	Vérifiée
N5	1836,47	0,130	20,15	0,80	45×45	0,185	0,100	Vérifiée
N4	2104,57	0,144	18,19	0,81	50×50	0,230	0,115	Vérifiée
N3	2373,04	0,144	18,19	0,81	50×50	0,230	0,130	Vérifiée
N2	2649,94	0,159	17,92	0,81	55×55	0,281	0,145	Vérifiée
N1	2978,94	0,159	11,14	0,83	55×55	0,281	0,163	Vérifiée

➤ **vérification selon les règles du RPA99 :**

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire aux conditions suivantes (zone II_a)

$$\begin{cases} \min(a, h) \geq 25 \text{ cm.} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases}$$

Tableau II.16. Résultats de vérification aux exigences de RPA pour le poteau D3

Poteau	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35	30x30	Observation	
$\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$	55	50	45	40	35	30	Vérifiée	
$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	14,85	14,85	14,85	14,85	14,85	16	14,4	Vérifiée
$0,25 < \frac{b}{h} < 4$	1	1	1	1	1	1	Vérifiée	

II.5. Conclusion

Après que nous avons terminé le pré dimensionnement des éléments, et de pouvoir satisfaire toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes pour chaque élément :

Tableau II.17. Caractéristiques des éléments structuraux et non-structuraux

<i>Les éléments</i>		<i>Les dimensions</i>
<i>Plancher à corps creux (étage courant, RDC et T.I)</i>		(16+4) cm
<i>Plancher à corps creux (étage I)</i>		(20+4) cm
<i>Dalles pleines</i>	<i>Dalle de l'ascenseur</i>	e = 15cm
	<i>Dalle des balcons</i>	e = 12cm
<i>Escaliers</i>	<i>Escalier principale</i>	e = 20cm
	<i>Escalier RDC</i>	e = 15cm
<i>Poutres</i>	<i>Principale</i>	(30×35) cm²
	<i>Secondaire</i>	(30×35) cm²
	<i>Chainage</i>	(30×35) cm²
<i>Voiles</i>	<i>Tous les niveaux</i>	e = 15 cm
<i>Poteaux</i>	<i>Entre sol + RDC</i>	(55×55) cm²
	<i>1^{er} étage + 2^{em} étage</i>	(50×50) cm²
	<i>3^{em} étage + 4^{em} étage</i>	(45×45) cm²
	<i>5^{em} étage + 6^{em} étage</i>	(40×40) cm²
	<i>7^{em} étage + 8^{em} étage</i>	(35×35) cm²
	<i>9^{em} étage</i>	(30×30) cm²

Chapitre III

Etude des

éléments secondaires

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction

Concernant ce chapitre on s'intéressera uniquement sur l'étude des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement, afin d'évaluer les charges sur l'élément considéré, et calculer les sollicitations les plus défavorable pour déterminer la section d'acier nécessaire pour reprendre ces charges.

III.2. Etude des planchers

III.2.1. Plancher à corps creux

Plancher à corps creux est constitué d'hourdis et d'une dalle pleine de compression, il est généralement utilisé dans les bâtiments courants, avec une bonne isolation thermique.

Calcul des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple et au cisaillement comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour cela nous disposons deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

❖ Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91):

Cette méthode est applicable si les conditions suivantes sont satisfaites :

- 1) Plancher a surcharge modérée $Q \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$.
- 2) Les moments d'inertie des sections transversale sont égaux dans les différentes travées.
- 3) La fissuration est peu nuisible.
- 4) Le rapport entre deux travée successives (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0,8 et 1,25.

Valeurs des moments :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq \max(1,05; 1 + 0,3\alpha)M_0 \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Travée de rive.} \\ t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Avec : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$ M_g et M_d sont pris avec valeurs absolue.

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

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

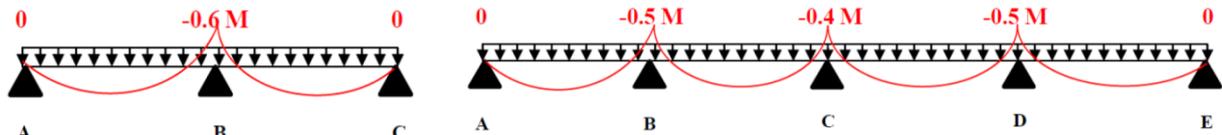


Figure III.1. Diagramme des moments aux appuis pour une poutre à 2 et plus de 2 travées.

Avec, M_0 : moment isostatique maximal dans la travée.

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

$$-0,15 \times M_0 \text{ Tel que } M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n).$$

Valeurs des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$$V = V_0 = \frac{ql}{2} \text{ sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives ou :}$$

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

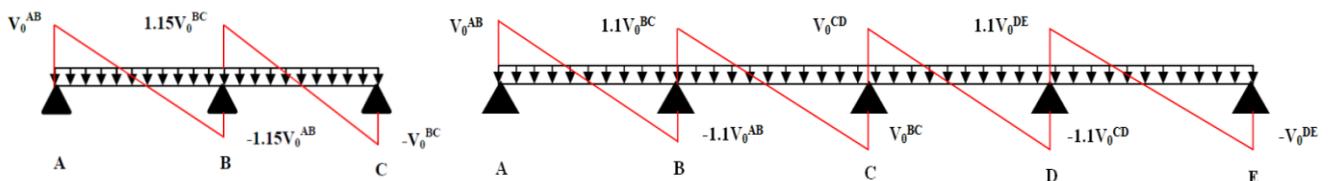


Figure III.2. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 et plus de 2 travées.

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

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

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

Calcul des moments

Moment en travée :

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

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

Moment en appuis :

$$M_i = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)} \dots \text{(BAEL. Art. L. III. 3)}$$

L'_g, L'_d : Longueurs fictives.

- q_g, q_d : Charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

L'effort tranchant :

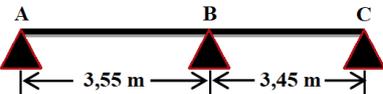
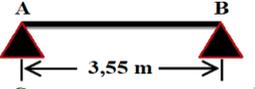
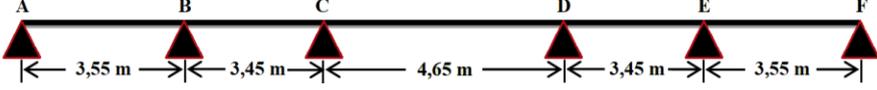
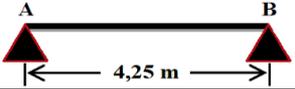
$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{Md - Mg}{l_i} \dots \text{(BAEL. Art. L. III. 3)}$$

Remarque : Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

❖ **Les différents types des poutrelles :**

On a 5 types de poutrelles.

Tableau III.1. Type de poutrelles

Types	Schéma statique	Etage
1 ^{er} type		RDC + étage (1-9) + T.I
2 ^{em} type		RDC
3 ^{em} type		RDC + étage (1-9) + T.I
4 ^{em} type		Etage courant (2-9) + T.I
5 ^{em} type		RDC

➤ **Choix de la méthode de calcul des sollicitations :**

On dispose dans nos types, deux natures de poutrelles :

- Poutrelles isostatiques : le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.
- Poutrelles continues : le calcul des sollicitations se fait soit par la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs des différents types de poutrelles

Type de poutrelle	Condition d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 1	Vérifiée	$\begin{cases} Q^{max} = 5KN \leq \min \left(\frac{5KN}{m^2}; 2G \right) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \\ I = constant \end{cases}$	Méthode forfaitaire
Type 2 + Type 3	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM
Type 4 + Type 5	Non vérifiée	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée

On va étudier un exemple de calcul pour chaque méthode (forfaitaire et Caquot) :

Méthode forfaitaire :

III.2.1.1. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 1 (Terrasse inaccessible))

Schéma statique :

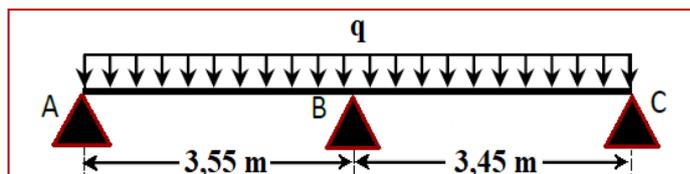


Figure III.3. Schéma statique de la poutrelle (type 1)

Tableau III.3. Calcul des charges revenant sur la poutrelle avec les combinaisons d'actions

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	l ₀ (m)	Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)	
Plancher terrasse inaccessible	6,4	1	0,65	ELU	$q_u = P_u \times l_0$ $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) 0,65$ $q_u = 6,591 \text{ KN/m}$
				ELS	$q_s = P_s \times l_0$ $q_s = (G+Q) 0,65$ $q_s = 4,81 \text{ KN/m}$

➤ **Calcul des sollicitations (M, V)**

En utilisant la méthode forfaitaire on calcul des sollicitations

• **Moment isostatique :**

$$\begin{aligned}
 \text{A l'ELU} \quad & \begin{cases} \text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{P_u l_{AB}^2}{8} = \frac{6,591 \times 3,55^2}{8} = 10,38 \text{ KN.m} \\ \text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{P_u l_{BC}^2}{8} = \frac{6,591 \times 3,45^2}{8} = 9,81 \text{ KN.m} \end{cases} \\
 \text{A l'ELS} \quad & \begin{cases} \text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{P_s l_{AB}^2}{8} = \frac{4,81 \times 3,55^2}{8} = 7,577 \text{ KN.m} \\ \text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{P_s l_{BC}^2}{8} = \frac{4,81 \times 3,45^2}{8} = 7,16 \text{ KN.m} \end{cases}
 \end{aligned}$$

➤ **Moments aux appuis :**

❖ **Appuis de rive :** Au niveau des appuis de rive, le moment est nul, mais il faut mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égale à $0,15 \times M_0$.

Avec : $M_0 = \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC})$

Donc : $\begin{cases} \text{ELU : } M_u^{rive} = -1,56 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_s^{rive} = -1,14 \text{ KN.m} \end{cases}$

❖ **Appuis intermédiaires :**

A l'ELU : $M_B = -0,6 \times \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0,6 \times 10,38 = -6,23 \text{ KN.m}$

A l'ELS : $M_B = -0,6 \times \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0,6 \times 7,577 = -4,55 \text{ KN.m}$

➤ **Moments en travées :**

On a : $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max((1 + 0,3\alpha); 1,05) M_0 \dots \dots \dots (1)$

$\begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \text{ (travée de rive)} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \text{ (travée intermediaire)} \end{cases}$

$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{6,4 + 1} = 0,135$

$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{6,4 + 1} = 0,135 \rightarrow \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,0405 \\ \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} = 0,6203 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t \geq 1,0405 M_0 \\ M_t \geq 0,6203 M_0 \end{cases}$

D'où, $M_t = M_0 \rightarrow \begin{cases} \text{ELU : } M_t^u = 7,787 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_t^s = 5,683 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Effort tranchant :**

$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = -\frac{ql}{2} = 11,699 \text{ KN} \\ V_B = -1,15 \frac{ql}{2} = -13,45 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = \frac{ql}{2} = 13,07 \text{ KN} \\ V_C = -1,15 \frac{ql}{2} = -11,37 \text{ KN} \end{cases}$

Méthode de Caquot :

III.2.1.2. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 4 (Etage courant))

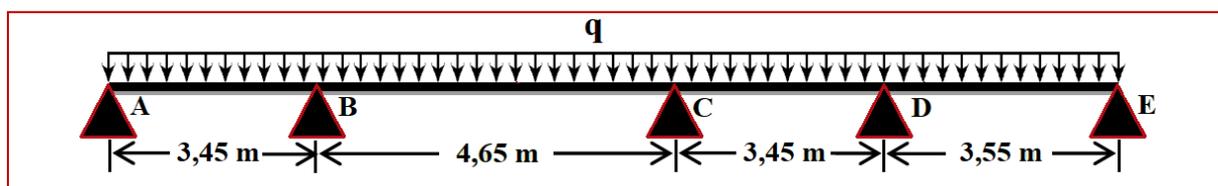


Figure III.4. Schéma statique de la poutrelle (type 4)

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,65}{3,45} = 1,35 \notin [0,8 ; 1,25] \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

Donc, dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

On applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis.

Tableau III.4. Calcul des charges revenant sur la poutrelle avec les combinaisons d'actions

Désignation	G' (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	l ₀ (m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m)		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
Plancher Etage courant	3,52	1,5	0,65	ELU	P _u = 7	q _u = 4,55
				ELS	P _s = 5,02	q _s = 3,26

Calcul des moments

- Moments aux appuis**

$$\text{Avec : } G' = \frac{2}{3} G$$

- Appuis de rive :**

$$M_A = M_E = -0,15M_{0,5} \quad \text{avec : } M_{0,5} = \begin{cases} ELU : 7,168 \text{ KN.m} \\ ELS : 5,136 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{D'où, } M_A = M_E = \begin{cases} ELU : 1,075 \text{ KN.m} \\ ELS : 0,770 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Appuis intermédiaire :**

$$M_B = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)} = \begin{cases} ELU : -\frac{4,55 \times ((3,45)^3 + (3,72)^3)}{8,5 \times (3,45 + 3,72)} \\ ELS : -\frac{3,26 \times ((3,45)^3 + (3,72)^3)}{8,5 \times (3,45 + 3,72)} \end{cases}$$

$$l'_g = 1 \times l_g \text{ (Travée intermédiaire)} ; \quad l'_d = 0,8 \times l_d \text{ (Travée de rive)}$$

$$\Rightarrow M_B = \begin{cases} ELU : -6,911 \text{ KN.m} \\ ELS : -4,955 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_C = \begin{cases} ELU : -\frac{4,55 \times ((3,72)^3 + (2,76)^3)}{8,5 \times (3,72 + 2,76)} = -5,991 \text{ KN.m} \\ ELS : -\frac{3,26 \times ((3,72)^3 + (2,76)^3)}{8,5 \times (3,72 + 2,76)} = -4,295 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_D = \begin{cases} ELU : -\frac{4,55 \times ((2,76)^3 + (3,55)^3)}{8,5 \times (2,76 + 3,55)} = -5,58 \text{ KN.m} \\ ELS : -\frac{3,26 \times ((2,76)^3 + (3,55)^3)}{8,5 \times (2,76 + 3,55)} = -4,001 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travées**

$$\begin{cases} M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l} \\ M_0(x) = \frac{q_u \times x}{2} \times (1 - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q_u \times l_i} \end{cases}$$

Travée AB :

$$x = \frac{3,45}{2} + \frac{-6,911}{6,096 \times 3,45} = 1,396 \text{ m}; M_0(x) = \frac{6,096 \times 1,396}{2} (3,45 - 1,396) = 8,74 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELU : } M_t^{AB} = 8,74 + (-6,911) \times \left(\frac{1,396}{3,45}\right) = 5,943 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_t^{AB} = 4,313 \text{ KN.m}$$

Travée BC : $x = 2,357 \text{ m}; M_0(x) = 16,47 \text{ KN.m}$

$$\text{ELU : } M_t^{BC} = 16,47 + (-6,911) \times \left(1 - \frac{2,357}{4,65}\right) + (-5,991) \times \left(\frac{2,357}{4,65}\right) = 10,029 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_t^{BC} = 7,289 \text{ KN.m}$$

Travée CD : $x = 1,705 \text{ m}; M_0(x) = 9,07 \text{ KN.m}$

$$\text{ELU : } M_t^{CD} = 9,07 + (-5,991) \times \left(1 - \frac{1,705}{3,45}\right) + (-5,58) \times \left(\frac{1,705}{3,45}\right) = 3,28 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_t^{CD} = 2,41 \text{ KN.m}$$

Travée DE : $x = 2,033 \text{ m}; M_0(x) = 9,40 \text{ KN.m}$

$$\text{ELU : } M_t^{DE} = 9,40 + (-5,58) \times \left(1 - \frac{2,033}{3,55}\right) = 7,016 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_t^{DE} = 5,086 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant**

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

Travée AB :

$$V_A = \frac{6,0957 \times 3,45}{2} - \frac{0 - 6,911}{3,45} = 12,518 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6,0957 \times 3,45}{2} - \frac{0 - 6,911}{3,45} = -8,512 \text{ KN}$$

Travée BC : $V_B = 14,371 \text{ KN}; V_C = -13,975 \text{ KN}$

Travée CD : $V_C = 10,634 \text{ KN}; V_D = -10,396 \text{ KN}$

Travée DE : $V_D = 12,392 \text{ KN}; V_E = -9,248 \text{ KN}$

Méthode RDM

III.2.1.3. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 5 (RDC))

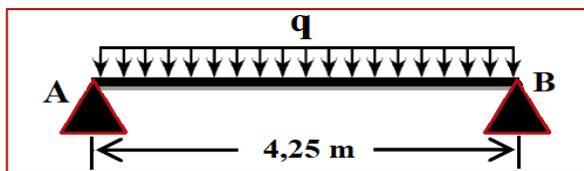


Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle (type 4)

Tableau III.5. Calcul des charges revenant sur la poutrelle avec les combinaisons d’actions

Désignation	G' (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	l ₀ (m)	Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)	
Plancher RDC	5,28	2,5	0,65	ELU	q _u = 7,071
				ELS	q _s = 5,057

Moments aux appuis

$$M_A = M_B = M_u^A + M_u^B = -0,15m_0^1 = -0,15 \left(\frac{7,071 \times 4,25^2}{8} \right) \rightarrow M_u^A + M_u^B = -2,39 \text{ KN.m}$$

$$M_s^A = M_s^B = -0,15 \left(\frac{5,057 \times 4,25^2}{8} \right) = -1,71 \text{ KN.m} \rightarrow M_s^A = M_s^B = -1,71 \text{ KN.m}$$

Moments en travées

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \longrightarrow \begin{cases} M_0^u = 15,96 \text{ KN.m} \\ M_0^s = 11,42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant

$$V = \frac{ql}{2} \longrightarrow \begin{cases} V_A = 15,026 \text{ KN.m} \\ V_B = 15,026 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l’ELU et à l’ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau III.6. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du T.I

Types	La méthode	ELU			Effort tranchant Vu(KN)	ELS	
		Evaluation des moments				Evaluation des moments	
		M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _t (KN.m)		M _a ^{rive} (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	Forfaitaire	-1,557	-6,23	7,787	13,454	-4,546	5,683
Type 3	Caquot minoré	-2,67	-6,212	11,602	15,324	-4,506	8,495
Type 4	Caquot minoré	-2,67	-7,166	11,13	15,119	-5,198	8,151
	Max	-2,67	-7,166	11,602	15,324	-5,198	8,495

Tableau III.7. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles d'étage courant

Types	La méthode	ELU			ELS		
		Evaluation des moments			Effort tranchant Vu(KN)	Evaluation des moments	
		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 1	Forfaitaire	-1,44	-5,76	7,359	12,443	-4,165	5,32
Type 2	RDM	-1,44	/	9,60	10,82	/	6,942
Type 3	Caquot minoré	-2,472	-5,991	10,485	14,173	-4,295	7,616
Type 4	Caquot minoré	-2,472	-6,911	10,029	14,371	-4,955	7,289
	Max	-2,472	-6,911	10,485	14,371	-4,955	7,616

Tableau III.8. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du RDC

Types	La méthode	ELU			ELS		
		Evaluation des moments			Effort tranchant Vu(KN)	Evaluation des moments	
		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 1	Forfaitaire	-1,67	-6,684	8,87	14,434	-4,78	6,343
Type 2	RDM	-1,67	/	11,139	12,551	/	7,966
Type 3	Caquot minoré	-2,87	-7,274	11,838	16,44	-5,151	8,517
Type 5	RDM	-2,394	/	15,965	15,026	/	11,418
	Max	-2,87	-7,274	15,965	16,44	-5,151	11,418

Tableau III.9. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles d'étage 1 (T.A)

Types	La méthode	ELU			ELS		
		Evaluation des moments			Effort tranchant Vu(KN)	Evaluation des moments	
		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 1	Forfaitaire	-1,689	-6,757	8,519	14,593	-4,903	6,18
Type 3	Caquot minoré	-2,90	-6,915	12,41	16,62	-4,98	9,039
	Max	-2,90	-6,915	12,41	16,62	-4,98	9,039

2.1.4. Ferrailage des poutrelles

- Ferrailage longitudinal

Les poutrelles vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales.

Exemple de calcul (type 5 de RDC) :

Données :

$f_c = 400 \text{ MPA}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14,2 \text{ MPA}$; $b = 65 \text{ cm}$;

$b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$ELU \begin{cases} M_t = 15,965 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -7,274 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -2,87 \text{ KN.m} \\ V = 16,44 \text{ KN.m} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_t = 11,418 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -5,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage en travée :**

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 59,07 \text{ KN.m} > M_{tu} = 15,965 \text{ KN.m}$$

Le calcul sera mené pour une section rectangulaire $b \times h$ (0,65 × 0,2).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,015965}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,053 < 0,186 \quad \rightarrow \quad \text{Pivot A (A' = 0)}$$

$$\text{Avec : } A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}} ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2(0,053)}] = 0,068$$

$$z = 0,18(1 - 0,4(0,068)) = 0,17 \text{ m} \quad \rightarrow \quad A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}} = \frac{15,965 \times 10^{-3}}{(0,175 \times 348)} = 2,62 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$A_t^{min} = 1,412 \text{ cm}^2 < A_t = 2,62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{On prend : } A_s = 1HA10 + 2HA12 = 3,05 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_s = 3,05 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage aux appuis :**

La table de compression se trouve dans le zone tendue car le moment est négatif, donc on va considérer une section (b_0, h) ; (0,1 ; 0,2) m².

✓ **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,007274}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,158 < 0,186 \quad \text{Pivot A (A' = 0)}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,216 \\ z = 0,18(1 - 0,4(0,216)) = 0,164 \text{ m} \end{cases} \quad \rightarrow \quad A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}} = \frac{7,274 \times 10^{-3}}{(0,164 \times 348)} = 1,27 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$A_t^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; A_t^{min} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_a^{int} = 1,27 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{On prend : } A_a = 1HA10 + 1HA12 = 1,92 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_a^{int} = 1,92 \text{ cm}^2$$

✓ **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,00287}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,062 < 0,186 \quad \text{Pivot A (A' = 0)}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2(0,062)} \right] = 0,080 \\ z = 0,18(1 - 0,4(0,080)) = 0,174 \text{ m} \end{cases} \rightarrow A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}} = \frac{2,87 \times 10^{-3}}{(0,174 \times 348)} = 0,47 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$A_t^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}; A_t^{min} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,47 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{On prend : } A_a = 1HA10 + 1HA12 = 1,92 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_a^{rive} = \mathbf{1,92 \text{ cm}^2}$$

• **Ferrailage transversale :**

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min (10; 5,71; 10) \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow \mathbf{A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2}$$

Vérification a l'ELU :✓ **Vérification de rupture par cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{16,44 \times 10^{-3}}{(0,1 \times 0,18)} = 0,91 \text{ MPA}$$

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

Donc : $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

Espacement (St) :

L'espacement est défini par les trois conditions suivantes :

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

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

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

✓ **Vérification des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant V_u :**➤ **Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \Rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 16,44 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow A_l^{min} \geq 0,47 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_l = 2HA8 + 2HA10 = 2,59 \text{ cm}^2 \geq 0,472 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

➤ **Appui intermédiaire**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_S}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(16,44 \times 10^{-3} - \frac{7,274 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$A_l = -0,818 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

✓ **Vérification de la bielle**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u}{a \times b_0} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = \min [0,9d; (\text{longueur de l'appui} - 4)\text{cm}] = 16,2\text{cm}$$

$$\text{Donc : } V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Rightarrow 16,44 \leq 0,267 \times 0,162 \times 0,1 \times 25 \times 10^{-3}$$

16,44 KN \leq 108,135 KN **Condition vérifiée**

✓ **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPA} \text{ Avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0,275 \text{ m}$$

$$\tau_1^u = 1,07 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers n'est pas nécessaire alors il y a lieu de vérifier :

- Vérification des contraintes.
- Vérification d'état limite de déformation (La flèche).

✓ **Vérification des contraintes**

➤ **En travée**

Position de l'axe neutre (H) :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -120,5 \text{ cm}^3 < 0$$

→ L'axe neutre dans la nervure => Section en **T**.

Calcul de Y et I :

$$\frac{b_2}{2} y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$5y^2 + 265,75 y - 1263,5 = 0 \Rightarrow \mathbf{Y = 4,39 \text{ cm}}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \times \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 + 15A'(d' - y)^2 \Rightarrow \mathbf{I = 10306,38 \text{ cm}^4}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{11,418 \times 10^{-3}}{10306,38 \times 10^{-8}} \times 4,39 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 4,86 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En appui intermédiaire :**

Position de l'axe neutre (H) :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 116,5 \text{ cm}^3 > 0$$

→ Calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

Calcul de Y et I :

$$\frac{b_2}{2} y^2 + 15A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0 \Rightarrow 5y^2 + 28,8 y - 518,4 = 0 \Rightarrow y = 7,7 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 - 15A(d - y)^2 = \frac{10 \times 7,7^3}{3} + 15 \times (1,92)(18 - 7,7)^2 \Rightarrow I = 4577,17 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5,15 \times 10^{-3}}{4577,17 \times 10^{-8}} \times 7,7 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 8,66 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 8,66 \text{ MPA} > \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la flèche**

- **Condition de la vérification de la flèche**

Données :

$$l = 4,25 \text{ m} ; h = 0,2 \text{ m} ; M_{0S} = M_{tS} = 11,418 \text{ KN.m (Isostatique)}$$

L'article (**BAEL B.6.5, 1**) exige de vérifier les conditions suivantes :

$$1) h \geq \frac{M_{tS}}{15 M_{tS}} \times l \Rightarrow h = 0,20 \text{ m} < 0,283 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} \Rightarrow A = 3,05 \text{ cm}^2 > 1,62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

$$3) l < 8 \text{ m} \Rightarrow l = 4,25 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l < 5 \text{ m} \rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4,25}{500} = 8,5 \text{ mm}$$

Δf : Selon le **BAEL**, La flèche a calculé en considérant les propriétés du béton armé.

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

- f_{gv}, f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totale différées et instantanées respectivement.
- f_{ji} : Flèches dues aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

Evaluation des moments en travée selon le chargement considéré :

- $q_{jser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 3,85 = 2,50 \frac{KN}{m} \Rightarrow$ la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtements.
- $q_{gser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 5,28 = 3,43 \frac{KN}{m} \Rightarrow$ la charge permanente qui revient à la poutrelle.
- $q_{Pser} = 0,65 \times (G + Q) = 0,65 \times 7,78 = 5,06 \frac{KN}{m} \Rightarrow$ la charge permanente et la surcharge d'exploitation qui revient à la poutrelle.

Poutre isostatique :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} \rightarrow \begin{cases} M_{ser}^j = 1 \times q_{jser} \times \frac{l^2}{8} = 5,65 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^g = 1 \times q_{gser} \times \frac{l^2}{8} = 7,75 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 1 \times q_{Pser} \times \frac{l^2}{8} = 11,42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Avec : $j = G - G^{\text{revêtement}} = 5,28 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,27) = 3,85 \text{ KN/m}$

➤ Modules de Young instantané et différé

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPA} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPA} \end{cases}$$

➤ Coefficients λ, μ

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 2,517 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,006 \end{cases} \quad \text{Avec} \quad \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,05}{10 \times 18} = 1,7 \%$$

➤ Calcul des contraintes σ_{st}

$$\begin{cases} \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \times \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \times \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \times \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^j = 15 \times 5,65 \times \frac{(18-4,39)}{10306,38} = 153,51 \text{ MPA} \\ \sigma_{st}^g = 15 \times 7,75 \times \frac{(18-4,39)}{10306,38} = 111,91 \text{ MPA} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times 11,42 \times \frac{(18-4,39)}{10306,38} = 226,21 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0,621 \\ \mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0,707 \\ \mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0,789 \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches :**

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

Avec : $v = 0,070 \text{ m}$, d'où : $I_0 = 19796 \text{ cm}^4$

$$\begin{cases} I_{fji} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 8495,95 \text{ cm}^4 \\ I_{fgi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 7834,305 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 7292,77 \text{ cm}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 12725,03 \text{ cm}^4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 3,70 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 5,505 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 8,714 \text{ mm} \\ f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 10,16 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 9,67 \text{ mm} > \bar{f} = 8,5 \text{ mm} \rightarrow \text{La flèche est vérifiée}$$

De la même manière que l'exemple de calcul détaillé, on ferraille les différents types de poutrelles :

Tableau III.10. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Terrasse inaccessible	Travée	11,602	0,039	0,050	0,176	1,891	1,41	3HA10 = 2,36
	Appui inter	7,166	0,156	0,213	0,165	1,25	0,22	2HA10 = 1,57
	Appui de rive	2,67	0,058	0,075	0,175	0,44	0,22	1HA10 = 0,79
Etage courant	Travée	10,485	0,035	0,045	0,177	1,705	1,41	3HA10 = 2,36
	Appui inter	6,991	0,152	0,208	0,165	1,22	0,22	2HA10 = 1,57
	Appui de rive	2,478	0,054	0,069	0,175	0,41	0,22	1HA10 = 0,79
Terrasse accessible	Travée	12,41	0,043	0,055	0,176	2,099	1,41	3HA10 = 2,36
	Appui inter	6,915	0,155	0,212	0,165	1,24	0,22	2HA10 = 1,57
	Appui de rive	2,90	0,063	0,022	0,174	0,479	0,22	1HA10 = 0,79
RDC	Travée	15,965	0,053	0,068	0,175	2,62	1,41	3HA12 = 3,39
	Appui inter	7,274	0,158	0,216	0,164	1,27	0,22	2HA10 = 1,57
	Appui de rive	2,87	0,063	0,081	0,174	0,47	0,22	1HA10 = 0,79

✓ Vérification des poutrelles aux états limites (ELS) :

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.11. Vérification des contraintes à l'ELS

Niveau	Endroit	M^s (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	Observation
Terrasse inaccessible	Travée	8,495	2,36	3,92	8323	4,00 < 15	Vérifiée
	Appui	-5,198	1,57	7,15	3990,8	9,31 < 15	Vérifiée
Etage courant	Travée	7,616	2,36	3,92	8323	3,58 < 15	Vérifiée
	Appui	-4,955	1,57	7,15	3990,8	8,88 < 15	Vérifiée
Terrasse accessible	Travée	9,039	2,36	3,92	8323	4,25 < 15	Vérifiée
	Appui	4,98	1,57	7,15	3990,8	8,92 < 15	Vérifiée
RDC	Travée	11,42	3,39	4,58	11239	4,66 < 15	Vérifiée
	Appui	-5,15	1,57	7,15	3990,8	9,23 < 15	Vérifiée

Tableau III.12. Vérification de la flèche a l'ELS

Niveau	Terrasse inaccessible	Etage courant	Etage 1 (Terrasse accessible)	RDC
L (m)	4,65	4,65	4,65	4,25
$q_{j\ ser}$ (KN/m)	1,85	2,50	1,85	2,50
$q_{g\ ser}$ (KN/m)	4,16	3,43	4,21	3,432
$q_{p\ ser}$ (KN/m)	4,81	4,41	5,19	5,057
M_{ser}^j (KN.m)	3,27	4,318	3,23	5,64
M_{ser}^g (KN.m)	7,34	5,927	7,34	7,75
M_{ser}^p (KN.m)	8,49	7,616	9,05	11,42
I (cm ⁴)	8323	8323	8323	11239
I_0 (cm ⁴)	18517	18517	18517	20405
λ_i	3,25	3,25	3,25	2,26
λ_v	1,30	1,30	1,30	0,91
σ_{st}^j (MPa)	82,87	109,59	81,86	101,08
σ_{st}^g (MPa)	186,35	150,45	186,28	138,76
σ_{st}^p (MPa)	215,47	193,32	229,65	204,46
μ_j	0,430	0,532	0,43	0,62
μ_g	0,690	0,632	0,69	0,71
μ_p	0,726	0,70	0,74	0,79
I_{fji} (cm ⁴)	8491,5	7461,3	8546,5	9320,9
I_{fgi} (cm ⁴)	6274	6663,7	6274,6	8626,8
I_{fpi} (cm ⁴)	6059,8	6216,5	5976,4	8046,9
I_{fgv} (cm ⁴)	10728	11175	10729	1368
f_{ji} (cm)	0,256	0,3860	0,251	0,337
f_{gi} (cm)	0,780	0,5930	0,779	0,500
f_{pi} (cm)	0,933	0,8162	1,009	0,790
f_{gv} (cm)	1,368	1,0601	1,367	0,946
Δf (cm)	1,27	0,898	1,35	0,898
f_{adm} (cm)	0,93	0,93	0,93	0,85
Observation	Non vérifiée	Vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée

Remarque :

- ✓ Au niveau de Terrasse inaccessible la flèche n'est pas vérifiée, avec une section d'armatures $A_{travé} = 2,36 \text{ cm}^2$. Donc on doit augmenter la section d'armatures. On opte : $A_t = 2HA12+1HA14 = 3,80 \text{ cm}^2$ avec une augmentation de largeur de la nervure b_0 a 12 cm.
Ce qui donne : $\Delta f = 0,89 \text{ cm}$ *La flèche est vérifiée*
- ✓ Au niveau de l'étage 1 (Terrasse accessible) la flèche n'est pas vérifiée, avec une section d'armatures $A_{travé} = 2,36 \text{ cm}^2$. L'augmentation de la section d'armatures n'est pas suffisante afin de vérifier la flèche à cause de chargement important de terrasse. Donc on doit augmenter la hauteur de plancher a $h_t = (20+4) \text{ cm}$ à ce niveau. On opte : $A_t = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2$
Ce qui donne : $\Delta f = 0,86 \text{ cm}$ *La flèche est vérifiée*
- ✓ Au niveau de RDC la flèche n'est pas vérifiée, avec une section d'armatures $A_{travé} = 3,39 \text{ cm}^2$. Donc on doit augmenter la section d'armatures. On opte : $A_t = 2HA12+1HA14 = 3,80 \text{ cm}^2$ avec une augmentation de b_0 a 12 cm.
Ce qui donne : $\Delta f = 0,818 \text{ cm}$ *La flèche est vérifiée*

Tableau III.13. Schéma de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Type	Travée	Appuis intermédiaire	Appui de rive
Plancher Étage courant (2-9) Et étage 1 (Terrasse accessible)			
Plancher Terrasse inaccessible Et RDC			

✓ **Etude de la dalle de compression**

Barre perpendiculaire aux poutrelles : $l_0 = 65 \text{ cm}$; $f_e = 235 \text{ MPa}$ (Treillis soudés 'RL')

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,106 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A_{\perp} = 5\phi 6 = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Barre parallèle || aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4\phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- { \perp ; $s_t = 20\text{cm} \leq 20\text{cm}$ *Vérifiée*
- { \parallel ; $s_t = 25\text{cm} \leq 30\text{cm}$ *Vérifiée*

On opte pour un treillis soudé $\phi_6(150 \times 150) \text{ mm}^2$

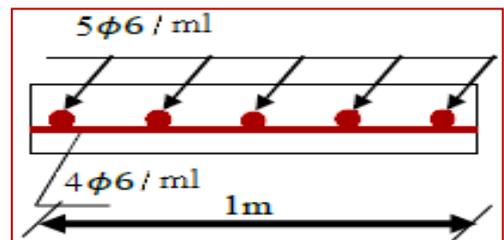


Figure III.6. Ferrailage de la dalle

III.2.2 Planchers a dalles pleines

Dans notre étude on prend les panneaux de dalle les plus sollicités et on ferraille les autres panneaux qui sont identique avec celui que on a trouvé.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad \begin{cases} \rho \leq 0,4 \text{ la dalle travaille suivant un seul sens.} \\ \rho > 0,4 \text{ la dalle travail suivant les deux sens.} \end{cases}$$

III.2.2.1. Exemple de calcul

DALLE SUR 4 APPUIS (D1) :

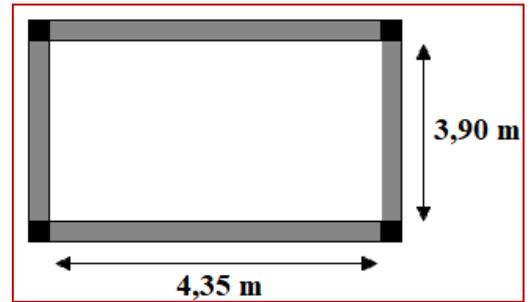
- ✓ Caractéristique de la dalle :
- $G = 7,3 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- $L_x = 3,9\text{m}$; $L_y = 4,35\text{m}$; $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,89 > 0,4$

La dalle travaille selon les deux sens (x,y)

$$Pu = 1,35G + 1,5Q = 11,355 \text{ KN/m} \quad ; \quad l_x > \frac{l_y}{2}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0466 \\ \mu_y = 0,0537 \end{cases} \dots\dots\dots \text{BAEL (annexe1).}$$

Figure III.7. Schéma statique da la dalle D1



$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Pu \times l_x^2 = 0,0466 \times 11,355 \times 3,9^2 = 8,04 \text{ kn. m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0,0537 \times 8,04 = 6,14 \text{ kn. m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Pu \times l_x^2 = 0,0466 \times 11,355 \times 3,9^2 = 8,04 \text{ kn. m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0,0537 \times 8,04 = 6,14 \text{ kn. m} \end{cases}$$

Calcul se fait à la flexion simple pour une section (b×h)= (1×0,15) m².

En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_0^x = 0,75 \times 8,04 = 6,03 \text{ kn. m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 6,14 = 5,22 \text{ kn. m} \end{cases}$

En appuis : $\begin{cases} M_a^x = -0,5 \times M_0^x = -0,5 \times 8,04 = -4,02 \text{ kn. m} \\ M_a^y = -0,3 \times M_0^y = -0,3 \times 6,14 = -2,412 \text{ kn. m} \end{cases}$

Ferraillage :

Tableau III.14. Ferraillage de la dalle pleine sur 4 appuis.

Endroit	M(KN.m)	U _{bu}	A (cm ²)	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	
travée	x-x	6,03	0,025	3,1	0,128	1,35	1,27	4T8 = 2,01
	y-y	5,22	0,021	2,6	0,128	1,17	1,2	4T8 = 2,01
Appui	x-x	4,02	0,016	2,6	0,128	0,902	1,27	4T8 = 2,01
	y-y	2,41	0,010	1,25	0,129	0,536	1,2	4T8 = 2,01

Espacement des armatures :

Sens x – x : $St \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow S_{tx} = 25\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots \text{Vérifiée}$

Sens y – y : $St \leq \min(4e, 45\text{cm}) \Rightarrow S_{ty} = 25 \text{ cm} \leq 45\text{cm} \dots\dots \text{Vérifiée}$

Vérification à ELU :

L'effort tranchant : On doit vérifier que :

$$V_u^x = \frac{P_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \rho/2} \Rightarrow V_u^x = 17,091 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0,131 \text{ MPA} < (\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPA}) \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification à ELS :

Le tableau suivant résume les résultats de contrainte dans le béton et l'acier.

Tableau III.15. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

Endroit		M(KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	5,085	2,01	2,51	3844,8	3,32	15	Vérifiée
	y-y	3,085	2,01	2,51	3844,8	2,01	15	Vérifiée
Appui	x-x	3,39	2,01	2,51	3844,8	2,21	15	Vérifiée
	y-y	2,034	2,01	2,51	3844,8	1,33	15	Vérifiée

Etat limite d'ouverture des fissures :**Contrainte des aciers :**

$$FN \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times Ms}{I} (d - y) \leq \sigma_{st}^{adm} = 201,6 \text{ MPA}$$

Tableau III.16. Vérification de la contrainte de compression dans l'acier.

Endroit		M _{ser} (KN.m)	σ_{st} (MPa)	σ_{st}^{adm} (MPa)	Observation
Travée	x-x	5,085	207,99	201,63	Non vérifiée
	y-y	3,085	111,44	201,63	Vérifiée
Appui	x-x	3,39	138,66	201,63	Vérifiée
	y-y	2,034	74,29	201,63	Vérifiée

On remarque que la deuxième condition de la dalle n'est pas vérifiée, ce qui nous conduit à recalculer la section des armatures à l'ELS.

$$\beta = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}^{adm}} = \frac{5,085 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 201,63} = 1,492 \times 10^{-3}$$

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

D'après les itérations qu'on a effectuées, on trouve $\alpha = 0,196$

$$A_s = \frac{M_s}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}^{adm}} = \frac{5,085 \times 10^{-3}}{0,13 \left(1 - \frac{0,196}{3}\right) 201,63} = 2,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Après qu'on a recalculé à l'ELS, on a adopté la section suivante : $A_s = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Etat limite de déformation :

- **Sens x-x :**

$$\frac{H}{L} \geq \max \left(\frac{M_t}{20 \times M_0}, \frac{3}{80} \right) \Rightarrow 0,0379 \geq 0,0375 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{2 \times b \times d}{f_e} \geq A \Rightarrow 6,5 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens y-y :**

$$\frac{H}{L} \geq \max \left(\frac{M_t}{20 \times M_0}, \frac{3}{80} \right) \Rightarrow 0,0344 \leq 0,0425 \dots \dots \dots \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

$$\frac{2 \times b \times d}{f_e} \geq A \Rightarrow 6,5 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc on calcule la flèche.

Tableau III.17. Vérification de la flèche à l'ELS

$f_{ji}(\text{mm})$	$f_{gi}(\text{mm})$	$f_{pi}(\text{mm})$	$f_{gv}(\text{mm})$	$\Delta f(\text{mm})$	$f^{adm}(\text{mm})$	Observation
0,33	0,65	0,74	1,95	1,71	7,8	Vérifiée

Le calcul des différentes dalles pleines seront résumées dans des tableaux à venir :

III.2.2.2. Calcul des sollicitations des différentes dalles pleines

Les résultats des sollicitations maximales des différentes dalles pleines seront illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau III.18. Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Type des dalles pleines	Sollicitations									
	ELU						ELS			
	M_x^t (KN.m)	M_y^t (KN.m)	M_x^a (KN.m)	M_y^a (KN.m)	V_x (KN)	V_y (KN)	M_x^t (KN.m)	M_y^t (KN.m)	M_x^a (KN.m)	M_y^a (KN.m)
DP2	0,70	0,175	0,247	0,247	4,60	0,317	0,51	0,148	0,18	0,18
DP3	2,153	/	/	/	7,265	/	1,554	/	/	/

Calcul du ferrailage à l'ELU :

De la même manière on ferraille les autres dalles pleines, les résultats sont présentés ci-dessous :

Tableau III.19. Calcul de ferrailage à l'ELU des dalles pleines

Types	Sens	M (KN.m)	U_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
DP2	x-x	0,70	0,0049	0,0062	0,10	0,20	1,34	4HA8=2,01
	y-y	0,175	0,0012	0,0015	0,10	0,050	0,6	4HA8=2,01
	Appui	0,247	0,0017	0,0022	0,10	0,071	1,34	4HA8=2,01
DP3	x-x	2,153	0,0151	0,0190	0,10	0,618	0,8	4HA8=2,01

Vérification à l'ELU :

Les vérifications de l'effort tranchant sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.20. Vérification de l'effort tranchant dans les différentes dalles pleines.

Types	$V_{ux}(KN)$	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$	Observation	$V_{uy}(KN)$	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$	Observation
DP2	4,60	0,046 < 1,17	Vérifiée	0,317	0,003 < 1,17	Vérifiée
DP3	7,265	0,073 < 1,17	Vérifiée	/	/	Vérifiée

Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes : Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.21. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Types de la dalle		M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
DP2	x-x	0,51	2,17	2189,07	0,5 < 15	Vérifiée
	y-y	0,148	2,17	2189,07	0,176 < 15	Vérifiée
	Appui	0,18	2,17	2189,07	0,178 < 15	Vérifiée
DP3	x-x	1,554	4,64	3491,51	11,20 < 15	Vérifiée

III.2.2.3. Evaluation de la flèche des différentes dalles pleines

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

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20M_{0x}}\right) l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{cases}$$

Les résultats des vérifications à la flèche seront résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.22. Vérifications des flèches dans les différents types des dalles pleines.

Type de dalles	Sens LX			Sens LY		
	Cdt 1	Cdt 2	Observation	Cdt 1	Cdt 2	Observation
DP2	12 > 3,75	2,01 < 5	Vérifiée	12 > 8,24	2,01 < 5	Vérifiée
DP3	12 > 0,039	2,01 < 5	Vérifiée	12 > 0	2,01 < 5	Vérifiée

Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Schéma de ferrailage :**

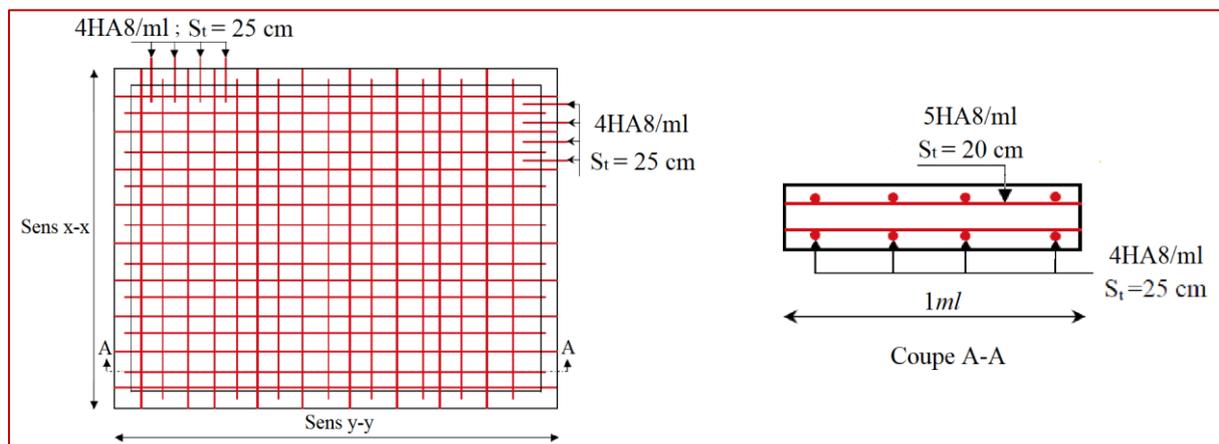


Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis DP1

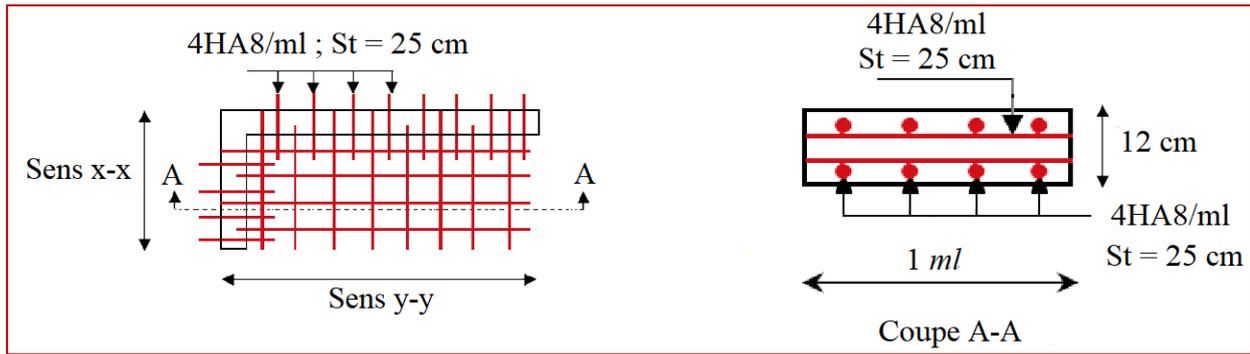


Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis (deux sens) DP2

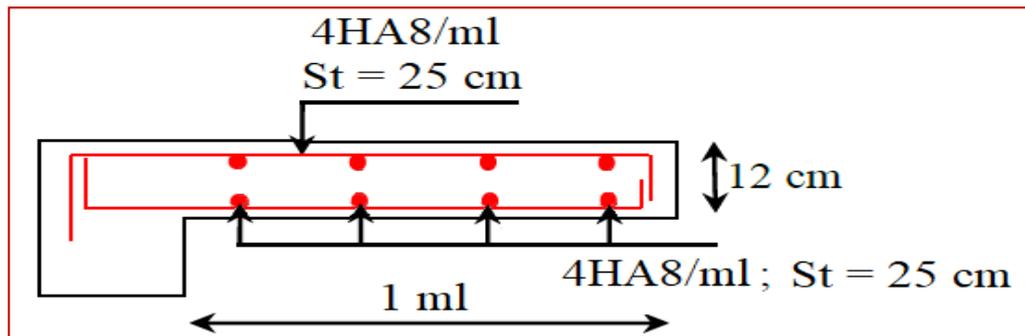


Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis (un seul sens) DP3

III.3. Etude des escaliers

L'étude se fait à la flexion simple, afin de déterminer les sollicitations maximales pour avoir le ferrailage qui convient à notre type d'escalier.

Pour notre structure nous allons ferrailer un seul type d'escalier, c'est celui de 3 volées qui est de RDC jusqu'au 9em étage.

III.3.1. Etude des parties AC et FH (identiques)

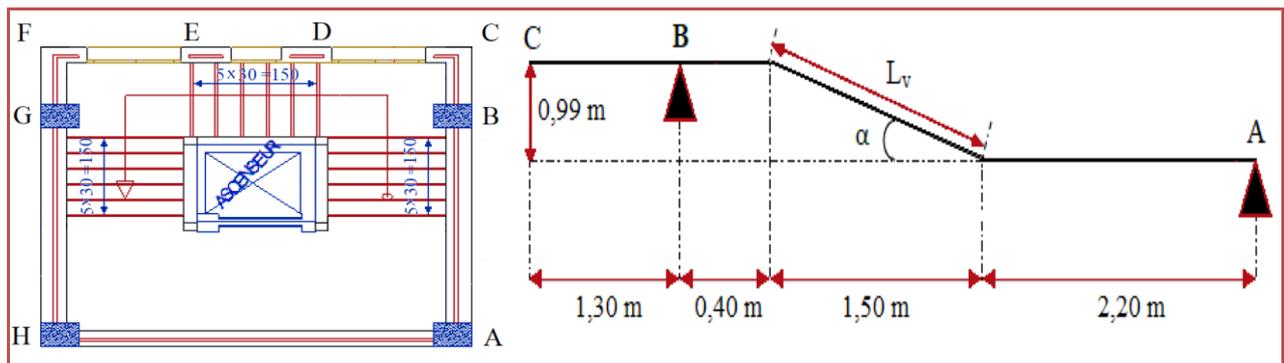


Figure III.11. Vue en plan et coupe en élévation de l'escalier principal

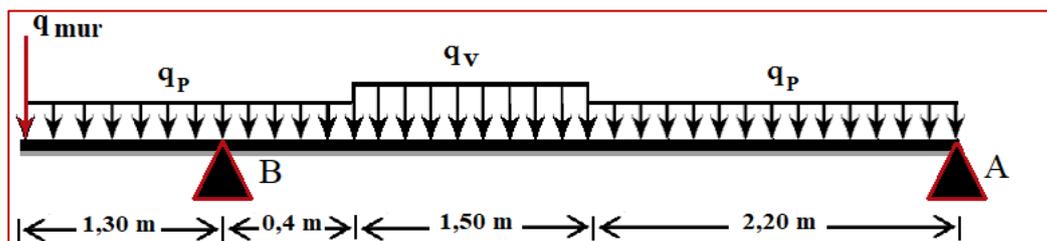


Figure III.12. Schéma statique des volées (1 et 3)

$$\text{Volée} \begin{cases} G_V = 9,52 \text{ KN/m}^2 \\ Q_V = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} ; \quad \text{Palier} \begin{cases} G_P = 9,52 \text{ KN/m}^2 \\ Q_P = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_u^{mur} = 1,35 \times 2,74 \times (1,98 - 0,2) = 6,59 \text{ KN/m} \\ q_s^{mur} = 2,74 \times (1,98 - 0,2) = 4,88 \text{ KN/m} \end{cases}$$

- **Calcul de chargement revenant sur l'escalier :**

$$\text{ELU} \begin{cases} q_u^{Volée} = (1,35 \times G_V + 1,5 \times Q_V) = 16,60 \text{ KN/m} \\ q_u^{Palier} = (1,35 \times G_P + 1,5 \times Q_P) = 12,43 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_s^{Volée} = (G_V + Q_V) = 12,20 \text{ KN/m} \\ q_s^{Palier} = (G_P + Q_P) = 8,93 \text{ KN/m} \end{cases}$$

- **Calcul des sollicitations :**

Tableau III.23. Les sollicitations dans l'escalier

Combinaison	Réaction d'appuis (KN)		M_0^{max} (KN.m)	Moment (KN.m)		v^{max} (KN)
	A	B		Travée	Appuis	
ELU	22,59	57,37	20,5	15,38	-10,25	34,63
ELS	16,22	41,52	14,71	11,03	-7,36	

- **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 ml, il se calcule à la flexion simple.

On a : FPN $e = 20\text{cm}$ $d = 18\text{cm}$ $b = 100 \text{ cm}$

Tableau III.24. Ferraillage de l'escalier

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ² /ml)	A^{min} (cm ² /ml)	$A^{opté}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	15,38	0,034	0,043	0,177	2,50	2,17	5HA10 = 3,93	20
Appuis	-10,25	0,022	0,029	0,178	1,66	2,17	4HA10 = 3,14	25

❖ **Calcul des armatures de répartition**

$$A_{rep} = \frac{A_p}{3} \text{ Car la paillasse est soumise a une charge concentrée.}$$

$$\begin{cases} \text{En travée : } A_{rep} = \frac{3,93}{3} = 1,31\text{cm}^2/\text{ml} \text{ soit } A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{St} = 25 \text{ cm} \\ \text{En appuis : } A_{rep} = \frac{3,14}{3} = 1,05\text{cm}^2/\text{ml} \text{ soit } A_{rep} = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml} ; \text{St} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

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

$$V^{max} = 34,65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,25 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification des espacements :**

FPN : Sens principal : En travée : $\text{St} = 20 \text{ cm} \leq \min(3 \times 20 ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$
 En appuis : $\text{St} = 25 \text{ cm} \leq \min(3 \times 25 ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Sens secondaire : $\text{St} = 25\text{cm} \leq \min(4 \times 25 ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$

➤ **Vérification a l'ELS :**

FPN, donc on vérifie que la contrainte dans le béton, et la flèche.

– **vérification de la contrainte dans le béton (FPN) :**

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

$$M_S^{\max} = 14,71 \text{ KN.m} \rightarrow \begin{cases} M_t^{\max} = 0,75 \times 14,71 = 11,03 \text{ KN.m} \\ M_a^{\max} = -0,5 \times 14,71 = -7,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.25. Vérification des contraintes à l'ELS

Endroit	M^{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Observation
En travée	11,03	4,05	13686,1	3,27 < 15	Vérifiée
En appuis	-7,36	3,32	9333,47	2,62 < 15	Vérifiée

– **Vérification de la flèche :**

Selon le BAEL si l'une des conditions n'est pas vérifiée, on doit vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \rightarrow 0,049 < 0,063 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée} \\ A \geq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \rightarrow 3,93\text{cm}^2 < 18 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ L < 8 \text{ m} \rightarrow 4,10 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc on doit calculer la flèche.

Tableau III.26. Vérification de la flèche d'escalier

$f_{ji}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gv}(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f^{adm}(mm)$	Observation
0,531	0,592	0,738	1,775	1,39	8,2	Vérifiée

La flèche est vérifiée.

III.3.2. Etude de la 2^{ème} volée (ED)

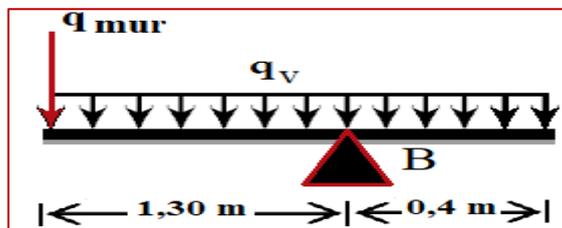


Figure III.13. Schéma statique de la deuxième volée

$$\begin{cases} q_u^{mur} = 1,35 \times 2,74 \times (1,98 - 0,2) = 6,59 \text{ KN/m} \\ q_s^{mur} = 2,74 \times (1,98 - 0,2) = 4,88 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_u^{Volée} = (1,35 \times G_v + 1,5 \times Q_v) = 16,60 \text{ KN/m} \\ q_s^{Volée} = (G_v + Q_v) = 12,20 \text{ KN/m} \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations :**

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations se fera par la méthode RDM. Les résultats obtenus sont représentés dans la figure ci-dessous :

Tableau III.27. Les sollicitations dans la volée 2

Combinaison	$M^{max}(KN.m)$	$V^{max}(KN)$
ELU	-22,581	28,16
ELS	-16,50	

• **Ferraillage :**

Tableau III.28. Ferraillage de la volée 2

M (KN.m)	α	z (m)	A^{cal} (cm ² /ml)	A^{min} (cm ² /ml)	$A^{opté}$ (cm ² /ml)	St (cm)
-22,581	0,0631	0,175	3,70	2,17	5HA10 = 3,93	20

❖ **Calcul des armatures de répartition**

$$A_{rep} = \frac{3,93}{3} = 1,31 \text{ cm}^2/ml \quad \text{soit} \quad A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml ; St = 25 \text{ cm}$$

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

$$V^{max} = 28,16 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,156 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification à l'ELS :**

FPN, donc la vérification de la contrainte dans le béton, et la flèche suffit.

– **vérification de la contrainte dans le béton (FPN) :**

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.29. Vérification des contraintes à l'ELS

M^{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)		Observation
			σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	
-16,50	4,05	13686	4,89	15	Vérifiée

– **Vérification de la flèche :**

Selon le BAEL si l'une des conditions n'est pas vérifiée, on doit vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,12 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,00218 \text{ cm}^2 < 0,0105 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ L < 8 \text{ m} \rightarrow 1,7 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Schéma de ferrailage de la 2^{ème} volée d'escalier

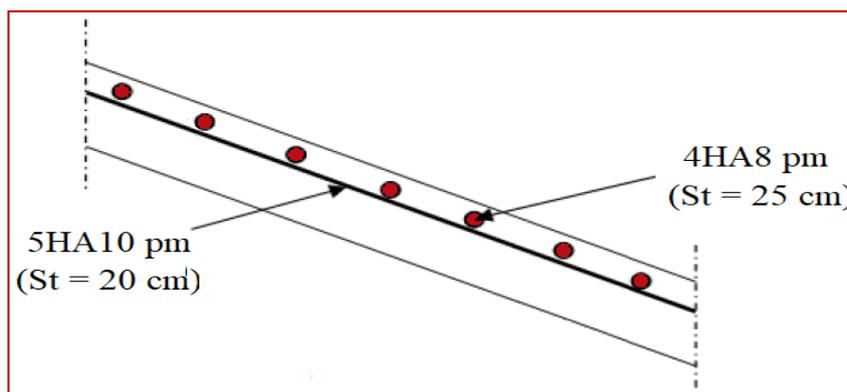


Figure III.14. Schéma de ferrailage de la deuxième volée

➤ Schéma de ferrailage de d'escalier principal (Volée 1 et 2)

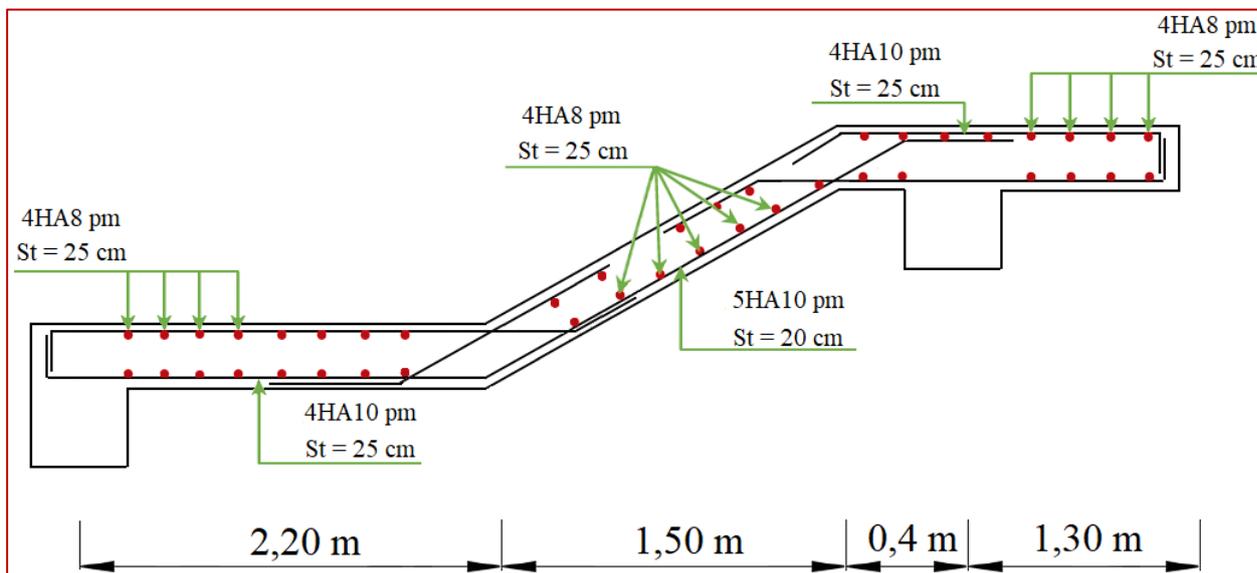


Figure III.15. Schéma statique de la 1^{ère} et la 3^{ème} volée

III.4. Etude de la poutre brisée

Dimensionnement :

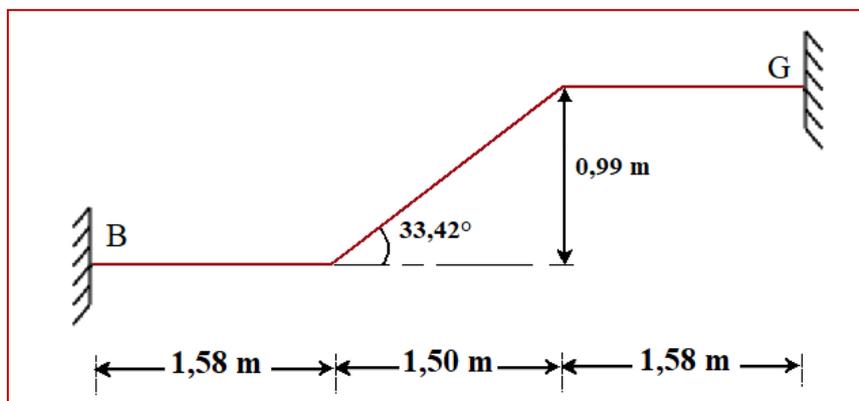


Figure III.16. Schéma statique de la poutre brisée

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow L = 158 + \frac{150}{\cos(33,42^\circ)} + 158 \rightarrow L = 496 \text{ cm}$$

donc : $33,07 \text{ cm} \leq h \leq 49,6 \text{ cm} \rightarrow$ on prend $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 40 \text{ cm}$

Vérification selon le **RPA99V2003 (VII.7.5)** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \text{Vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 45 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{45}{40} = 1,13 < 4 \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right. \quad \text{on adopte} \quad \begin{cases} h = 45 \text{ cm} \\ b = 40 \text{ cm} \end{cases}$$

Détermination des charges :

Poids propre de la poutre : $G_0 = 25 \times 0,4 \times 0,45 = 4,5 \text{ KN/ml}$

Réactions et moments transmis par les escaliers :

ELU : $R_{Bu} = 57,37 \text{ KN/ml}$ ELU : $M_{Bu} = -19,06 \text{ KN/ml}$

ELS : $R_{Bs} = 41,52 \text{ KN/ml}$ ELS : $M_{Bs} = -13,89 \text{ KN/ml}$

Combinaison de charge :

$P_u = 1,35(G_0) + R_{Bu} = 1,35(4,5) + 57,37 = 63,45 \text{ KN/m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u^t = \frac{P_u l^2}{24} = \frac{63,45 \times 4,96^2}{24} = 65,04 \text{ KN.m} \\ M_u^a = -\frac{P_u l^2}{12} = -\frac{63,45 \times 4,96^2}{12} = 130,08 \text{ KN.m} \\ V_u = \frac{P_u l}{2} = \frac{63,45 \times 4,96}{2} = 157,36 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Calcul des sollicitations à l'ELU :

On a : $b = 40 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$, on résume le ferrailage dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.30. Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple

Endroit	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm^2/ml)	A^{min} (cm^2/ml)	$A^{cal} > A^{min}$
Travée	65,04	0,0621	0,081	0,416	4,49	2,08	Vérifiée
Appui	130,08	0,1241	0,166	0,404	9,32	2,08	Vérifiée

- Calcul des contraintes de cisaillement en flexion simple

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{157,36 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,43} = 0,91 \text{ MPa}$$

- Armatures transversales

On fixe l'espacement $S_t = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans} :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,6 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,47 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{trans} = \max(0,6 ; 0,47) = 0,6 \text{ cm}^2$$

- **Calcul a la torsion :**

Moment de torsion :

$$M^{\text{tor}} = -M_B \times \frac{l}{2} = -(-19,06) \times \frac{4,96}{2} = 47,27 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures longitudinales :

Pour une section pleine, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \mathbf{U}: \text{périmètre de la section.} \\ \mathbf{\Omega}: \text{air du contour tracé à mi - hauteur.} \\ \mathbf{e}: \text{épaisseur de la paroi.} \\ \mathbf{A_1}: \text{section d'acier.} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} e = \frac{\phi}{6} = \frac{h}{6} = 6,67 \text{ cm} \\ \Omega = [(b - e) \times (h - e)] = 0,128 \text{ m}^2 \\ U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1,43 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_1^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tors}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{47,27 \times 10^{-3} \times 1,43 \times 1,15}{2 \times 0,128 \times 400} = 7,59 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures transversales :

$$A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tors}} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{47,27 \times 10^{-3} \times 0,15}{2 \times 0,128 \times 400} = 0,69 \text{ cm}^2$$

Vérification au cisaillement :

$$\text{On a : } \begin{cases} \tau_u^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tors}}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{47,27 \times 10^{-3}}{2 \times 0,128 \times 0,0667} = 2,77 \text{ MPa} \\ \tau_u^{\text{F.S}} = 0,91 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u^{\text{tor}} = \tau_u^{\text{tor}} \sqrt{(\tau_u^{\text{tor}})^2 + (\tau_u^{\text{F.S}})^2} = \sqrt{(2,77)^2 + (0,91)^2} = 2,92 \text{ MPa} < \tau_{\text{adm}} = 3,33 \text{ MPa}$$

Ferraillage totale (flexion simple + torsion) :

- **Ferraillage longitudinal :**

$$\text{En travée : } A_1^{\text{tot}} = A_1^{\text{F.S}} + \frac{A_1^{\text{tor}}}{2} = 4,49 + \frac{7,59}{2} = 8,29 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_1^{\text{tot}} = A_1^{\text{F.S}} + \frac{A_1^{\text{tor}}}{2} = 9,32 + \frac{7,59}{2} = 13,12 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage choisis :**

$$\text{En travée : } A_1^{\text{choisis}} : 6\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_1^{\text{choisis}} : 4\text{HA}14 + 4\text{HA}16 = 14,20 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage longitudinal :**

$$A_{\text{trans}}^{\text{tot}} = A_{\text{trans}}^{\text{F.S}} + A_{\text{trans}}^{\text{tor}} = 0,6 + 0,69 = 1,29 \text{ cm}^2$$

On opte : **4HA8 = 2,01 cm²** [cadre Ø8 + étrier de Ø8]

- Vérification à l'ELS :
- ✓ Vérification des contraintes :

Tableau III.31. Vérification des contraintes à l'ELS

Endroit	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	47,17	1,41	153135	4,36	15	Vérifiée
Appui	94,35	1,67	209429	7,54	15	Vérifiée

- ✓ Vérification de la flèche :

Les deux conditions sont vérifiées implique qu'il y a pas lieu d'évaluer la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} > \max \left[\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right] \Rightarrow 0,09 < 0,1 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,00537 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

La première condition n'est pas vérifiée donc on doit vérifier la flèche.

Tableau III.32. Vérification de la flèche

f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gv} (mm)	Δf (mm)	f^{adm} (mm)	Observation
0.256	0.317	0.416	0.952	0.795	9.92	Vérifiée

- Schéma de ferrailage de la poutre brisée :

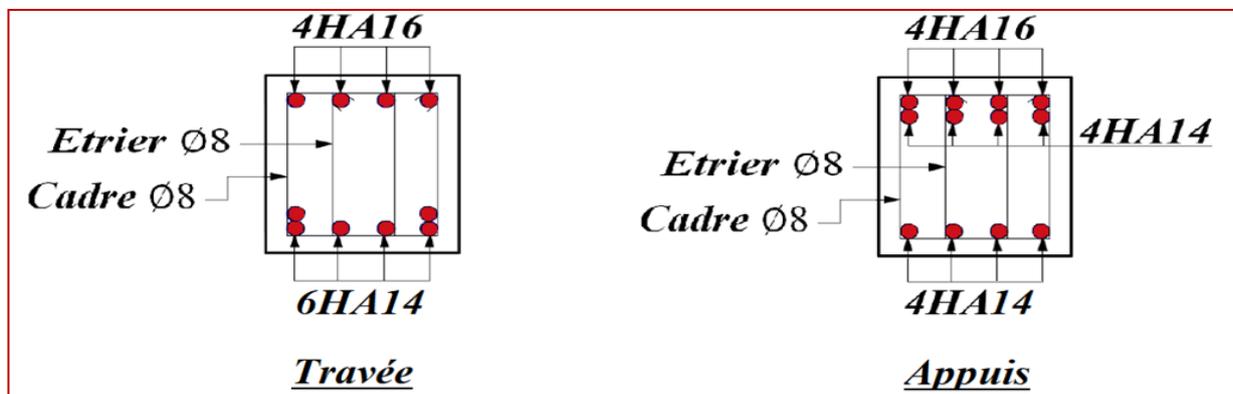


Figure III.17. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.5. Etude de la poutre de chaînage

Les poutres de chaînages sont des poutres horizontales en béton armé, leurs dimension minimale doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

La portée maximale de la poutre de chaînage : $L_{max} = 4,65 \text{ m}$

$$L_{max} = 4,65 - 0,3 = 4,35 \text{ m}$$

Selon la condition de la flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow \frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10} \rightarrow 29 \leq h \leq 43,5$$

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

- **Calcul des sollicitations :**

Poids propre : $G_p = 25 \times 0,35 \times 0,3 = 2,625 \text{ KN/ml}$

Poids de mur : $G_{mur} = 2,74 \times (2,97 - 0,3) = 7,32 \text{ KN/ml}$

$$ELU: \begin{cases} q_u = 1,35(G_p + G_{mur}) = 13,43 \text{ KN/ml} \\ M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 31,76 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 29,21 \text{ KN/ml} \end{cases} \quad ELS: \begin{cases} q_s = (G_p + G_{mur}) = 9,95 \text{ KN/ml} \\ M_s = q_s \times \frac{l^2}{8} = 23,53 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- **Correction des moments :**

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_u^t = 0,75 \times M_u = 23,82 \text{ KN.m} \\ M_s^t = 0,75 \times M_s = -17,65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui : } \begin{cases} M_u^a = -0,5 \times M_u = -15,88 \text{ KN.m} \\ M_s^a = -0,5 \times M_s = -11,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Ferraillage de la poutre de chaînage :**

Tableau III.33. Tableau de ferraillage de la poutre de chaînage

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A^{cal}(cm^2)$	$A^{min}(cm^2)$	$A^{choisis}(cm^2)$
Travée	23,82	0,051	0,066	0,321	2,13	1,20	3HA12 = 3,39
Appui	-15,88	0,034	0,044	0,324	1,41	1,20	3HA10 = 2,36

- ❖ **Vérification à l'ELU :**

Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{29,21 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,33} = 0,30 \text{ MPa}$$

Calcul des armatures transversales :

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

$$1) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} \rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$2) A_{trans} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} < 0$$

Soit un cadre $\phi 8$ + un étrier $\phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- ❖ **Vérification à l'ELS :**

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

On a : $M_s^t = -17,65 \text{ KN.m}$; $M_s^a = -11,77 \text{ KN.m}$

On résume les résultats obtenus dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.34. Tableau de vérification des contraintes

Endroit	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	17,65	9,02	36580	4,35	15	Vérifiée
En appui	11,77	7,72	27224	3,34	15	Vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} > \max \left[\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right] \Rightarrow 0,080 < 0,075 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0040 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Schéma de ferrailage :**

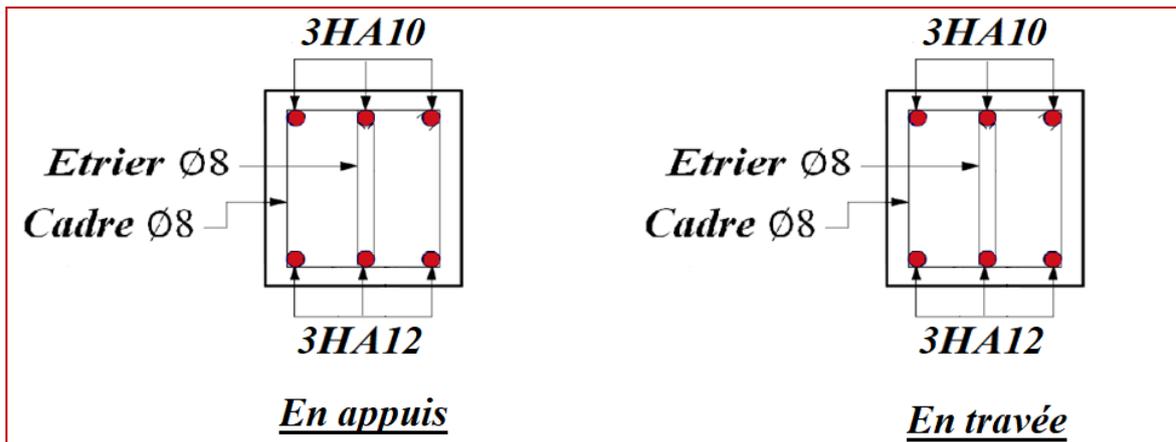


Figure III.18. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.6. Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastré dans le plancher soumis à son poids propre, à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale due à la main courante.

III.6.1. Hypothèses de calcul

- ✓ L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- ✓ La fissuration est préjudiciable.
- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1m.

III.6.2. Evaluation des charges et surcharges :

• **Poids propre :**

$$G_0 = 25 \times S_{Acr} \times 1 = 25 \times 0,0585 = 1,4265 \text{ KN}$$

$$G_{rev} = 18 \times 0,015 \times 1 = 0,27 \text{ KN}$$

• **Charge d'exploitation**

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

• **Force sismique**

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A : 0,15 : \text{Coefficient d'accélération de la zone (zone IIa)} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale.} \\ W_p = \text{Poids propre de l'acrotère.} \end{array} \right. \quad \text{avec } W_p = G_0 + G_{rev} = 1,7325 \text{ KN}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7325 \rightarrow F_p = 0,8316 \text{ KN}$$

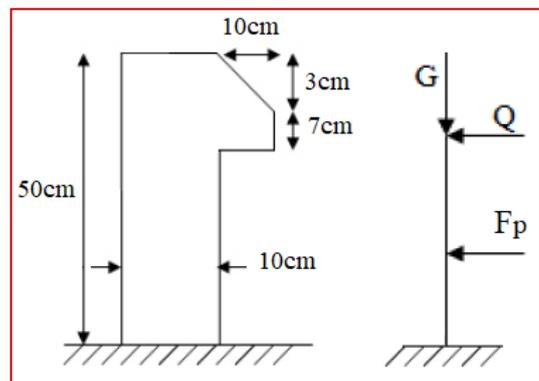


Figure III.19. Schéma de l'acrotère

Calcul des sollicitations :

$$\text{Calcul du centre de gravité : } \begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} X_G = 5,21 \text{ cm} \\ Y_G = 27,80 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = W_P = 1,7325 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ KN.m} \\ M_{FP} = F_P \times Y_G = 0,8316 \times 0,278 = 0,231 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.35. Combinaisons d'action sur l'acrotère.

Sollicitations	ELA	ELU	ELS
Combinaison	G+Q+E	1,35G + 1,5Q	G+Q
N (KN)	1,7325	2,338	1,7325
M (KN.m)	0,731	0,675	0,5

❖ **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \rightarrow e_0 = \frac{0,731}{1,7325} = 0,4219 \text{ cm} ; \quad \frac{h}{6} = 0,0833 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée, le ferrailage se fait à la flexion simple.

D'après le BAEL (Art 4.4), la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

Le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que : $e = e_0 + e_1 + e_2$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{50}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3L_f^3(2 + \alpha \times \Phi)}{10000 \times h} ; \quad \text{avec } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

Φ : Rapport de la déformation finale du au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$L_f = 2 \times 0,5 = 1 \text{ m}$: longueur de flambement .

$$e_2 = \frac{3 \times 1 \times 2}{10000 \times 0,10} = 0,006 \text{ m} , d'ou : e = 42,19 + 2 + 0,6 = 44,79 \text{ m} \rightarrow e = 44,79 \text{ cm}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 1,7325 \text{ KN} \rightarrow M_u = N_u \times e = 1,7325 \times 0,4479 = 0,776 \text{ KN.m}$$

III.6.3. Ferrailage de l'acrotère :

✓ **Calcul à l'ELU :**

Le ferrailage se fera avec la combinaison la plus défavorable, ce qui donne :

Tableau III.36. Ferrailage de l'acrotère

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_1 (cm ²)	A (cm ²)	A_{min}
0,675	0,013	0,016	0,079	0,44	0,37	0,96

➤ **Vérification a l'ELU :**

$A_{\min} > A \dots \dots \dots$ On ferraille avec $A_{\min} \rightarrow$ on adopte 4HA8 = 2,01 cm²/ml

➤ **Armatures de repartiions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{on adopte 4HA6} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacements :**

Armatures principales : $St \leq \frac{100}{4}$; on adopte $St = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartiions : $St \leq \frac{50}{4}$; on adopte $St = 12,5 \text{ cm}$

➤ **Vérification de cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = 1,5G = 1,5 \times 2,34 = 3,51 \text{ KN} \rightarrow V_u = 3,51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3,51 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,044 \text{ MPa}; \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Situation accidentelle : $V_u = F_p + Q = 0,8316 + 1 = 1,8316 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,8316 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,023 \text{ MPa}; \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Vérification a l'ELS**

➤ **Vérification des contraintes**

$$M_{Ser} = 0,5 \text{ KN.m} ; N_{Ser} = 1,73 \text{ KN.m} ; d = 0,08 \text{ m} ; \eta = 1,6$$

$$\sigma_s = 15 \times N_{Ser} \times \frac{(d - y)}{\mu_t} \quad \rightarrow \quad \mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y)$$

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

Position de l'axe neutre :

$$e_1 = \frac{M_{Ser}}{N_{Ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) \rightarrow e_1 = \frac{0,5}{1,73} + \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) \rightarrow e_1 = 0,319 \text{ m}$$

$$c = d - e_1 \rightarrow c = 0,08 - 0,319 = -0,24 \text{ m} \rightarrow c = -0,24 \text{ m}$$

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

$$\left\{ p = -3C^2 - \frac{90 A'}{b}(c - d') + \frac{90 A}{b}(d - c) = -0,175 \text{ m}^2 \right.$$

$$\left. \left\{ q = -2C^2 - \frac{90 A'}{b}(c - d')^2 + \frac{90 A}{b}(d - c)^2 = -0,028 \text{ m}^3 \right. \right.$$

La résolution de l'équation (*) dépend $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -2,695 \times 10^{-4} < 0$

Il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h - C \quad \leftrightarrow \quad 0,24 \leq y_c \leq 0,34$$

$$\begin{cases} y_c^1 = a \cdot \cos \frac{\varphi}{3} = 0,48 \\ y_c^2 = a \cdot \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right) = -0,25 \\ y_c^3 = a \cdot \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right) = -0,22 \end{cases} \quad \text{avec : } \begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} \\ \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{P}} \right) \end{cases}$$

On prend : $y_c = 0,48 \rightarrow y = 0,24 \text{ m}$

$$\text{Donc : } \mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - A(d - y) \rightarrow \mu_t = \frac{1 \times (0,24)^2}{2} - 2,01 \times 10^{-4} \times 15 \times (0,08 - 0,24)$$

$$\mu_t = 0,028$$

$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{1,73 \times 10^{-3}}{0,028} \times 0,24 = 0,0148 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0148 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Schéma de ferrailage**

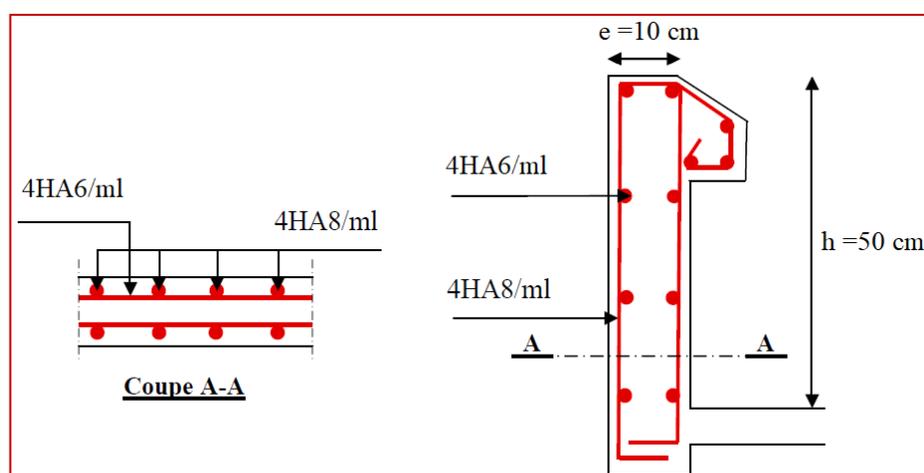


Figure III.20. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.7. Etude d'ascenseur

L'ascenseur est une machine mécanique, servant un déplacement vertical, constituée d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

III.7.1. Les caractéristiques d'ascenseur

- L : Longueur d'ascenseur = 1,70 m.
- l : Largeur d'ascenseur = 1,80 m.
- F_C : Charge due à la rupture des câbles d'ascenseur : 50 KN.
- P_M : Charge due à l'ascenseur = 15 KN.
- D_M : Charge due à la salle de machine = 50 KN.
- P_P : Charge nominale = 6,3 KN.
- V : La vitesse = 0,63 m/s

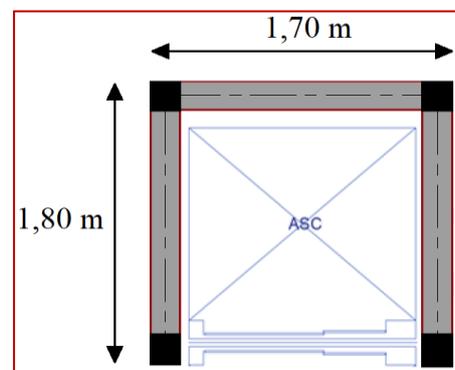


Figure II.21. Dimensions de l'ascenseur

III.7.2. Etude de dalle de la salle de machine

- h_0 : épaisseur de la dalle ; a_0 et U dimensions suivant le sens (X-X')
- h : épaisseur de revêtement ; b_0 et V dimensions suivant le sens (Y-Y')

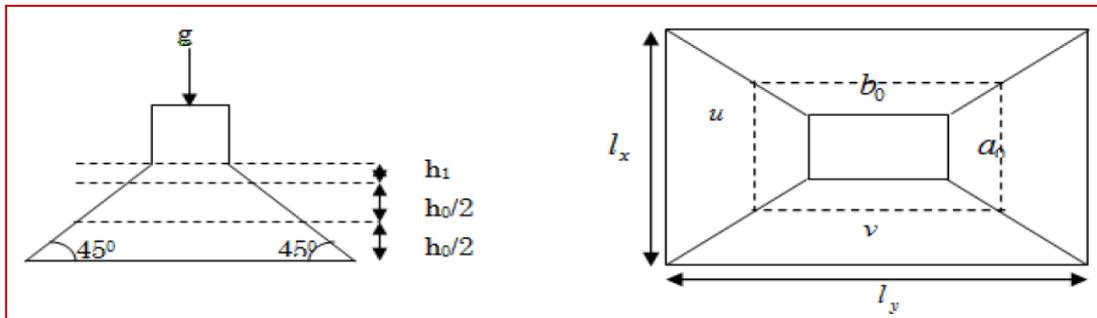


Figure II.22. Schéma représentant la surface d'impact

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases} \rightarrow \begin{cases} U = 80 + 15 + (2 \times 0,75) \times 5 = 102,5 \text{ cm} \\ V = 80 + 15 + (2 \times 0,75) \times 5 = 102,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$\xi = 0,75$: le revêtement est moins résistant.

Evaluation des moments sous charge concentrée :

M_x et M_y sont les moments dus à la charge concentrée par la machinerie; selon le BAEL :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + v \cdot M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + v \cdot M_1) \end{cases} \text{ avec } v : \text{coefficient de poisson} \rightarrow \begin{cases} v = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ v = 0,2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \alpha = U/l_x = 0,60 \\ \beta = V/l_y = 0,57 \\ \rho = l_x/l_y = 0,94 \end{cases} \rightarrow \text{D'après l'annexe on a } M_1 = M_2 = 0,076 \rightarrow \begin{cases} M_1^x = P_u \times 0,076 = 7,32 \text{ KN.m} \\ M_1^y = P_u \times 0,076 = 7,32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Avec : $P_u = 1,35 \times P = 1,35 (15 + 50 + 6,3) = 96,26 \text{ KN}$

Moment dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1,35 \times 4,75 + 1,5 \times 1 = 7,91 \text{ KN}$$

$$\rho = 0,9 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,8661 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_2^x = 0,0419 \times 7,91 \times 1,7^2 = 0,958 \text{ KN.m} \\ M_2^y = 0,8661 \times 0,958 = 0,83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments : $M_x = 8,28 \text{ KN.m}$; $M_y = 8,15 \text{ KN.m}$

Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times (8,28) = 7,038 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ en travée} \\ M_t^y = 0,85 \times (8,28) = 6,93 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ en travée} \\ M_a^x = M_a^y = -0,4 \times (M^x) = -0,4 \times (8,28) = -3,312 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ en appuis} \end{cases}$$

✓ **Ferrailage :** on fera le calcul pour une bande de 1m de longueur à la flexion simple les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.37. Ferrailage de la dalle d'ascenseur

Position	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	St (cm)
Travée x-x	7,04	0,029	0,037	0,13	1,56	1,2	4T10=3,14	25
Travée y-y	6,93	0,029	0,037	0,13	1,53	1,24	4T10=3,14	25
Appui	3,31	0,014	0,017	0,129	0,74	1,2	3T10=2,36	33

$$A_{min}^x = 0,0008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 1,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à l'ELU :**

• **Vérification au poinçonnement :**

$$q_u = 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } U_c : \text{Périmètre du rectangle d'impact}$$

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (102,5 + 102,5) = 410 \text{ cm}$$

$$\text{Ce qui donne : } 96,26 \leq \frac{0,045 \times 4,10 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 461,25$$

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

Les efforts tranchants sont au maximum au voisinage de la charge (milieu), $U=V$.

$$T_U = T_V = \frac{q_u}{3 \times U} = \frac{96,25}{3 \times 1,025} = 31,30 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{31,30 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul à l'ELS :**

Moment engendré par le système de levage :

$$q_{ser} = G + Q = 71,3 + 1 = 72,3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_1^x = q_{ser} \times (M_1 + v \cdot M_2) \\ M_1^y = q_{ser} \times (M_2 + v \cdot M_1) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1^x = 72,3 \times (0,076 + 0,2 \times (0,076)) = 6,59 \text{ KN.m} \\ M_1^y = 72,3 \times (0,076 + 0,2 \times (0,076)) = 6,59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = G + Q = 4,75 + 1 = 5,75 \text{ KN/m} \rightarrow \begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_2^x = 1,16 \text{ KN.m} \\ M_2^y = 0,81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = (M_{x1} + M_{x2}) = 6,59 + 0,82 = 7,41 \text{ KN.m} \\ M_y = (M_{y1} + M_{y2}) = 6,59 + 0,75 = 7,34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments réels :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times (7,41) = 6,30 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ en travée} \\ M_t^y = 0,85 \times (7,34) = 6,24 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ en travée} \\ M_a^x = M_a^y = -0,4 \times (M^x) = -0,4 \times (7,41) = -3,20 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ en appuis} \end{cases}$$

➤ **Vérification des contraintes**

Tableau III.38. Vérification des contraintes à l'ELS

Position		M(KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{hc} \leq \bar{\sigma}_{hc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	6,30	3,14	2,92	4713,3	4,30 < 15	200,30 < 201,63	Vérifiée
	y-y	6,24	3,14	2,92	4713,3	3,91 < 15	182,04 < 201,63	Vérifiée
Appui		-3,20	2,36	2,58	3713,7	2,27 < 15	124,15 < 201,63	Vérifiée

➤ **La flèche :**

Selon X:

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0^x}\right) l_x \\ A_t \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e = 15 \text{ cm} > 7,23 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ A_t = 3,14 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Selon Y:

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 15 \text{ cm} > 7,65 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ A_t = 3,14 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire .

➤ **Schéma de ferrailage :**

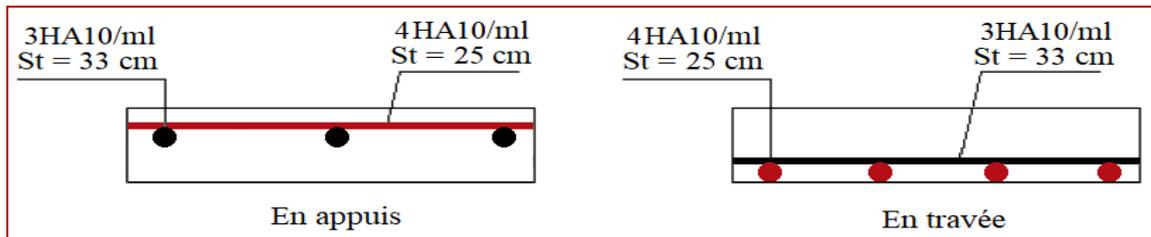


Figure III.23. Schéma de ferrailage du local machine

III.7.3. Etude de dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont (170 × 180) cm et h = 15 cm

- Poids propre de dalle de revêtement : $G_1 = 4,75 \text{ KN/m}^2$.
- Poids propre de l'ascenseur : $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{1,8 \times 1,7} = 16,34 \text{ KN/m}^2$.
- $G_{tot} = G_1 + G_2 = 16,34 + 4,75 = 21,09 \text{ KN/m}^2$.
- $P_u = 1,35 \times G_{tot} = 28,47 \text{ KN/m}^2$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,94 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Evaluation des moments à l'ELU :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times P_u \times 1,7^2 = 0,0419 \times 28,47 \times 1,7^2 = 3,45 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 0,8661 \times 3,45 = 2,99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times (3,45) = 2,93 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{en travée} \\ M_t^y = 0,85 \times (2,99) = 2,54 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{en travée} \\ M_a^x = M_a^y = -0,4 \times (M^x) = -0,4 \times (3,45) = -1,38 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{en appuis} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.39. Ferraillage de la dalle d’ascenseur

Position	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	St(cm)
Travée x-x	2,93	0,012	0,015	0,129	0,65	1,2	3T10=2,36	33
Travée y-y	2,54	0,011	0,013	0,129	0,56	1,24	3T10=2,36	33
Appui	1,38	0,006	0,007	0,130	0,31	1,2	3T10=2,36	33

❖ **Calcul à l’ELS :**

$$P_s = 21,09 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x \times G_{tot} \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = 0,0491 \times 21,09 \times 1,7^2 = 3,00 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,9087 \times 3 = 2,72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times (3,00) = 2,55 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{en travée} \\ M_t^y = 0,85 \times (2,72) = 2,31 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{en travée} \\ M_a^x = M_a^y = -0,4 \times (M^x) = -0,4 \times (3,00) = -1,2 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{en appuis} \end{cases}$$

➤ **Vérification des contraintes**

Tableau III.40. Vérification des contraintes à l’ELS

Position	M(KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation	
Travée	x-x	2,55	2,36	2,58	3713,7	1,77 < 15	96,99 < 201,63	Vérifiée
	y-y	2,31	2,36	2,58	3713,7	1,61 < 15	87,87 < 201,63	Vérifiée
Appui	1,2	2,36	2,58	3713,7	0,83 < 15	45,65 < 201,63	Vérifiée	

➤ **La flèche :**

Selon X:

$$\begin{cases} e = 15 \text{ cm} > 7,23 \text{ cm} \dots \dots \text{Vérifiée} \\ A_t = 2,36 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Selon Y:

$$\begin{cases} e = 15 \text{ cm} > 7,65 \text{ cm} \dots \dots \text{Vérifiée} \\ A_t = 2,36 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n’est pas nécessaire .

➤ **Schéma de ferraillage :**

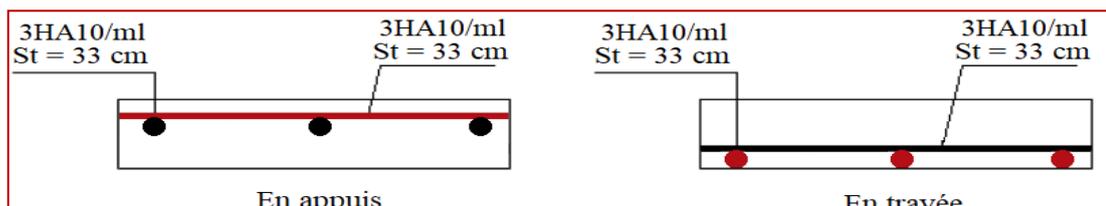


Figure III.24. Schéma de ferraillage de dalle pleine au-dessous de l’ascenseur

Chapitre IV

Etude dynamique

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

1. Introduction :

Les différents dommages que subit une structure quelconque pendant un séisme reviennent à sa réaction au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise, et ce phénomène naturel provoque une rupture d'équilibre et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions, et cela c'est quand les contraintes dépassent une certaine limite.

Ce qui signifie qu'une étude parasismique est indispensable afin de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

2. Méthode de calcul :

D'après le RPA99/2003 on a trois méthodes de calcul des sollicitations :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

2.1. Méthode statique équivalente :

Cette méthode n'est pas applicable dans notre cas car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation et en plan donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit : La structure (Zone IIa, groupe d'usage 2) a une hauteur de 32,83 mètres qui est supérieure à la hauteur exigée par le RPA en zone IIa, groupe d'usage 2 (23 mètres). Ce qui signifie que la méthode statique équivalente est inapplicable (RPA99 Art 4.1.2).

2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, au cas où la méthode statique équivalente inapplicable (RPA99/2003 art 4.1.3).

Conclusion : Puisque la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

3. Modélisation :

L'étude dynamique nécessite des méthodes de calcul très rigoureuses, parmi ces méthodes de modélisation qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis qui est indispensable, 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 la complexité de cela se trouve dans sa réalisation qui prends pas mal du temps, c'est pour cela qu'on se sert du logiciel de modélisation (ETABS V16).

Ce logiciel (ETABS 2016) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure à partir d'une modélisation en trois dimensions. Ainsi qu'il permet aussi la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi le transfert de donnée avec d'autres logiciels (Autocad, Sap2000 et SAFE).

4. Méthode de calcul des forces sismiques :

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots \dots \dots \text{RPA99 Art. (4.2.3)}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismiques. Dans notre cas : Groupe d'usage 2

- $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone sismique : IIa} \rightarrow A = 0,15. \\ R : \text{Coefficient de comportement global de la structure.} \\ Q : \text{Facteur de qualité.} \\ D : \text{Facteur d'amplification dynamique moyen selon la direction considéré.} \\ W : \text{Poids total de la structure.} \end{array} \right.$

- $R = 5 \rightarrow$ Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA99 en fonction du système de contreventement (Contreventement mixte).
- $Q = 1 + \Sigma (P_q)$

P_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités

<i>N°</i>	<i>Critère « P_q »</i>	<i>Observation</i>	<i>Pénalités</i>
01	Condition minimales sur les fils de contreventement	Non	0,05
02	Redondance en plan	Non	0,05
03	Régularité en plan	Non	0,05
04	Régularité en élévation	Non	0,05
05	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
06	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0

D'où : $\begin{cases} Q_x = 1,20 \\ Q_y = 1,20 \end{cases}$

On a : $W = n \Sigma W_i$ Avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids du aux charges parmanantes totales.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondérationn fonction de la nature et de la durés de la charge d'exploitation.

Dans notre projet on a un niveau à usage bureau, et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération: $\beta = 0,20$

Le poids total de la structure : $W = 24585,357 \text{ KN}$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Avec : $\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$ **RPA99/2003 (Formule 4.2)**

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

on a : $\xi = \frac{7 + 10}{2} = 8,5 \%$ ce qui donne : $\eta = \sqrt{7 / (2 + 8,5)} = 0,816 > 0,7$

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Site meuble (S3) donc : $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ (s)} \\ T_2 = 0,5 \text{ (s)} \end{cases}$ **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

- **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Pour une structure contreventée par un système mixte, donc :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

H = 32,83 m : Hauteur total du bâtiment.

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**RPA99/2003 Tableau 4.6**).

L : dimension maximale du bâtiment à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} L_x = 19,20 \text{ m} \\ L_y = 16,45 \text{ m} \end{cases}$$

Donc : $\begin{cases} T_x = \min(0,685 \text{ s} ; 0,674 \text{ s}) \\ T_y = \min(0,685 \text{ s} ; 0,729 \text{ s}) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_x = 0,674 \text{ s} \\ T_y = 0,685 \text{ s} \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \rightarrow \begin{cases} D_x = 1,672 \\ D_y = 1,654 \end{cases}$$

D'après le RPA99/2003 on doit majorées la période de 30% :

$$\begin{cases} T_x = 0,876 \text{ s} \\ T_y = 0,891 \text{ s} \end{cases}$$

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

$$V_{xst} = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \quad W = \frac{0,15 \times 1,672 \times 1,20}{5} \times 24585,357 = 1479,84 \text{ KN}$$

$$V_{yst} = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \quad W = \frac{0,15 \times 1,654 \times 1,20}{5} \times 24585,357 = 1463,91 \text{ KN}$$

Spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99(Formule 4 - 13)}$$

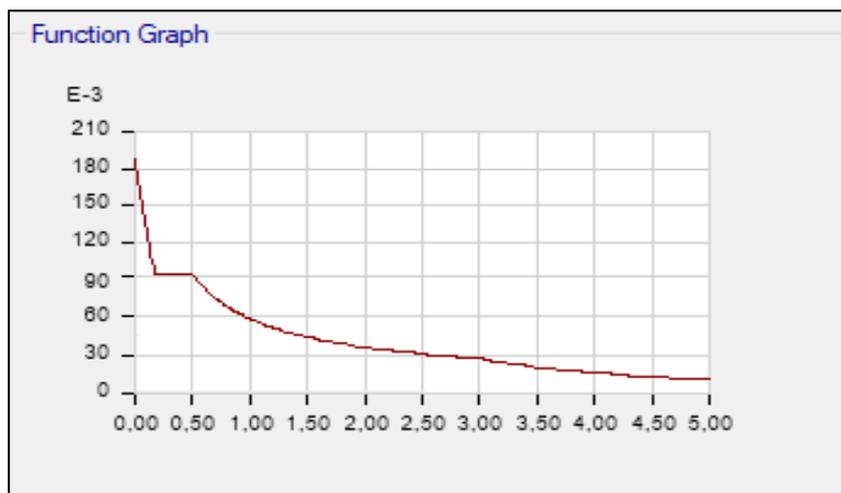


Figure IV.1. Spectre de réponse

A l'aide de logiciel ETABS.V2016, on a pu appliquer la méthode dynamique modale spectrale.

5. La disposition des voiles

Après plusieurs essais de dispositions des voiles, pour avoir un bon comportement de la structure, avec quelques retouches sur l'architecture du bâtiment, on a retenu la disposition suivante :

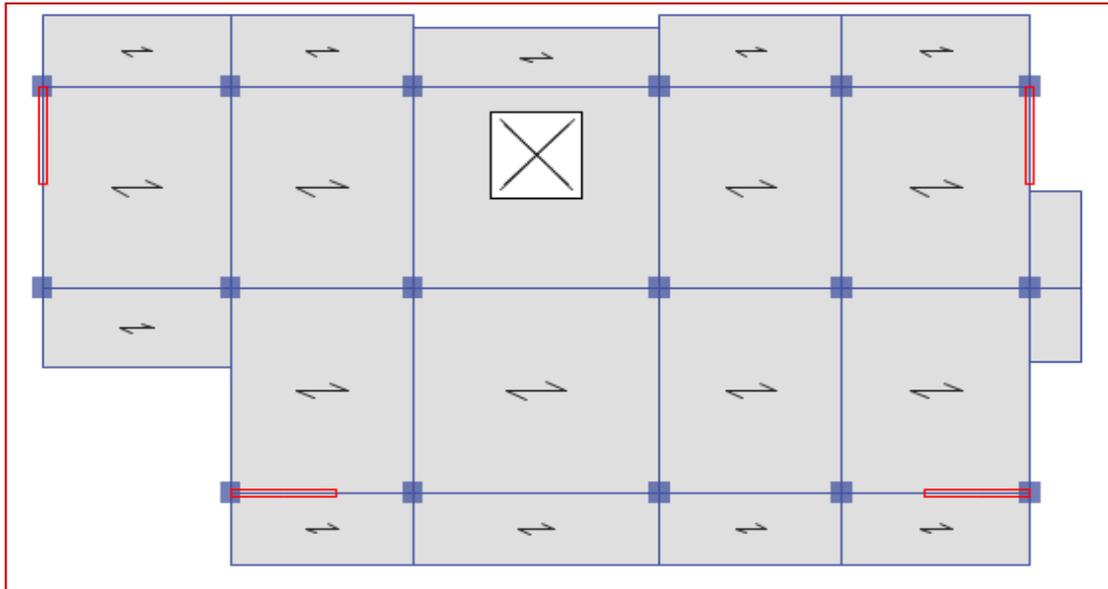


Figure IV.2. Disposition des voiles

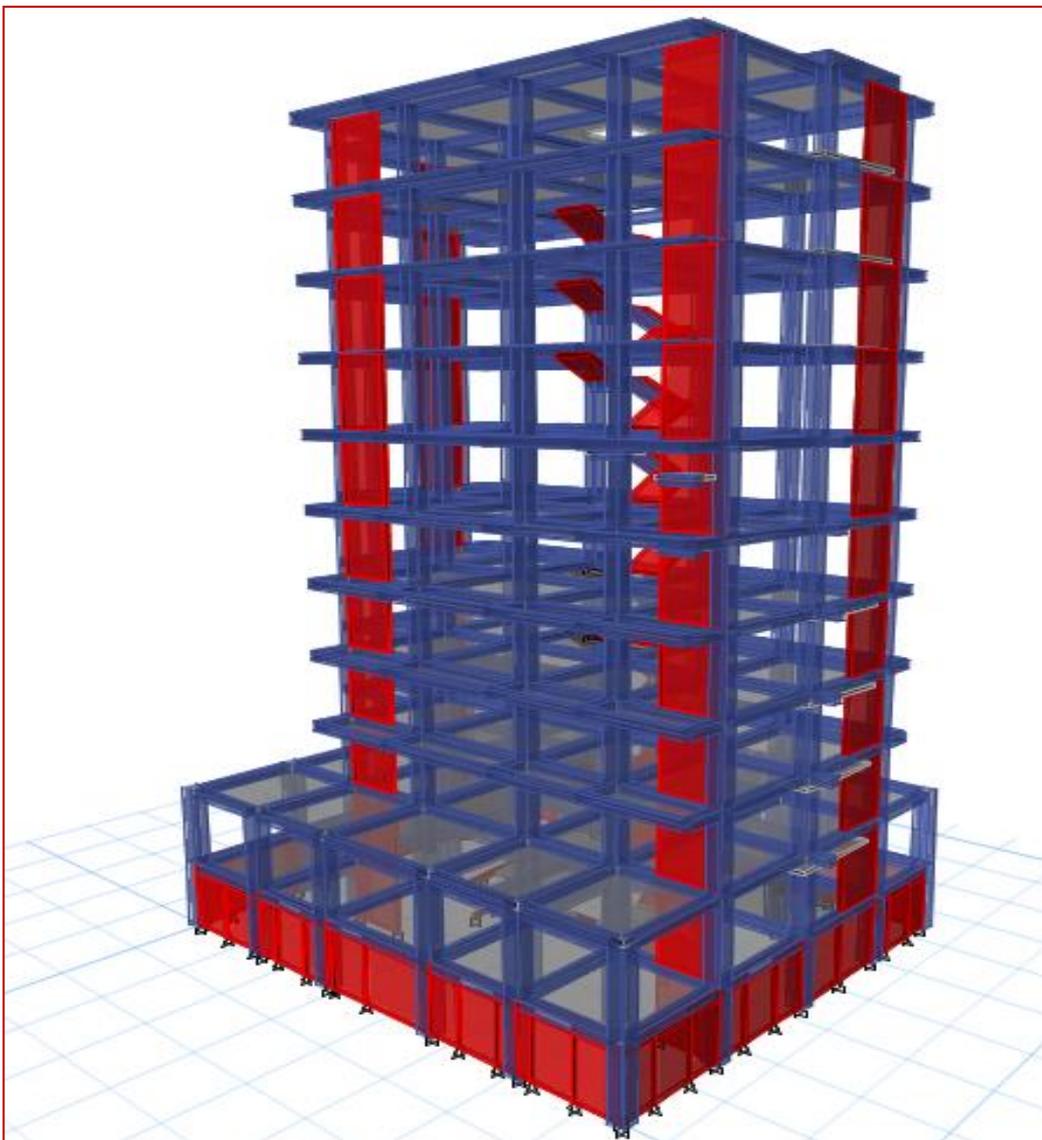


Figure IV.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS V16

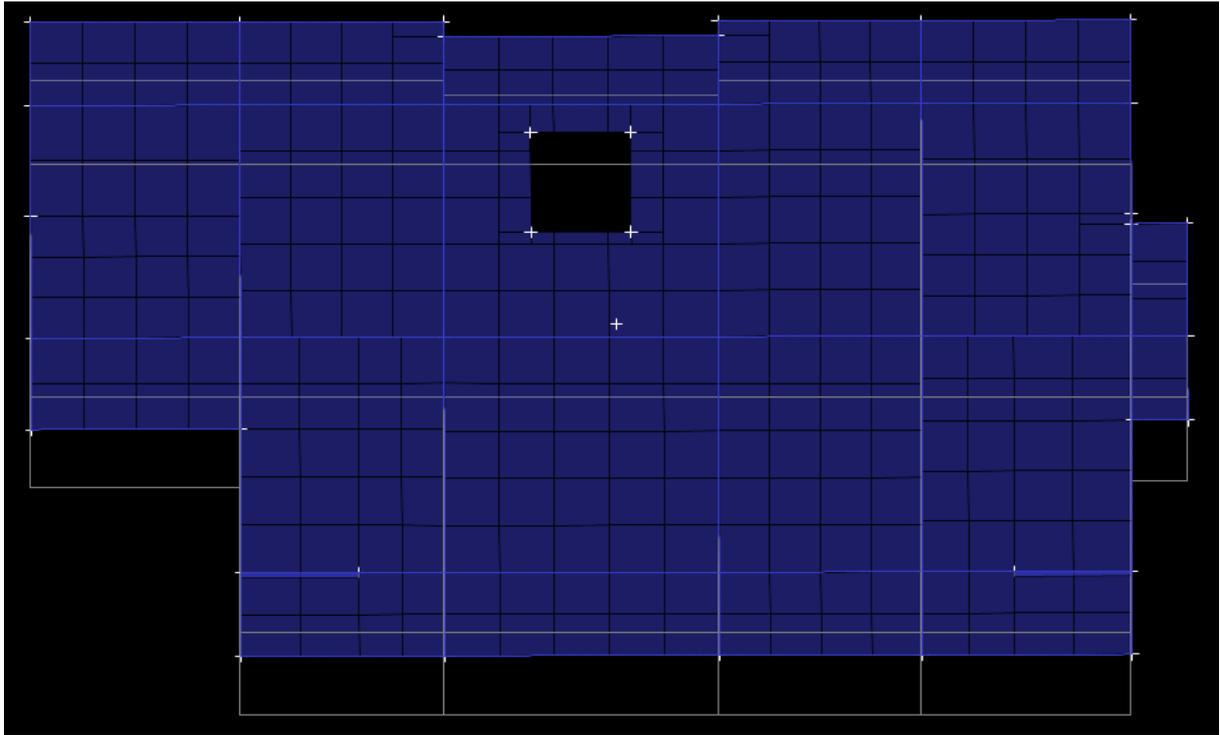


Figure IV.4. 1^{er} mode (translation suivant y-y)

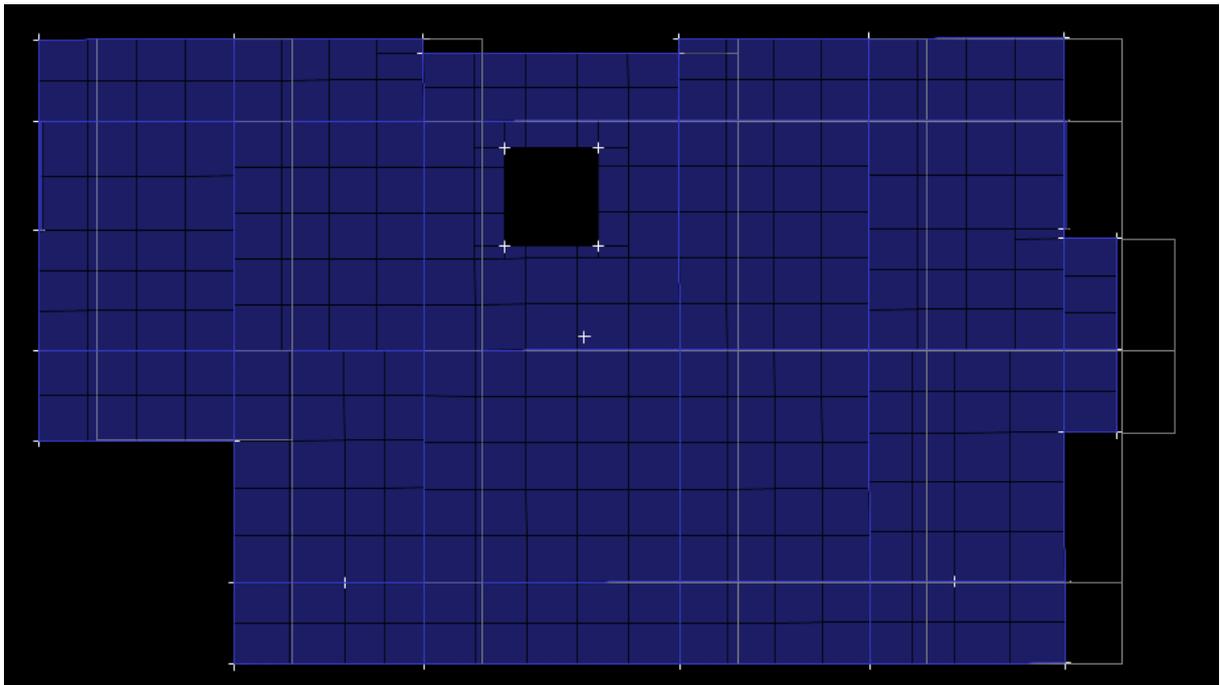


Figure IV.5. 2^{em} mode (translation suivant x-x)

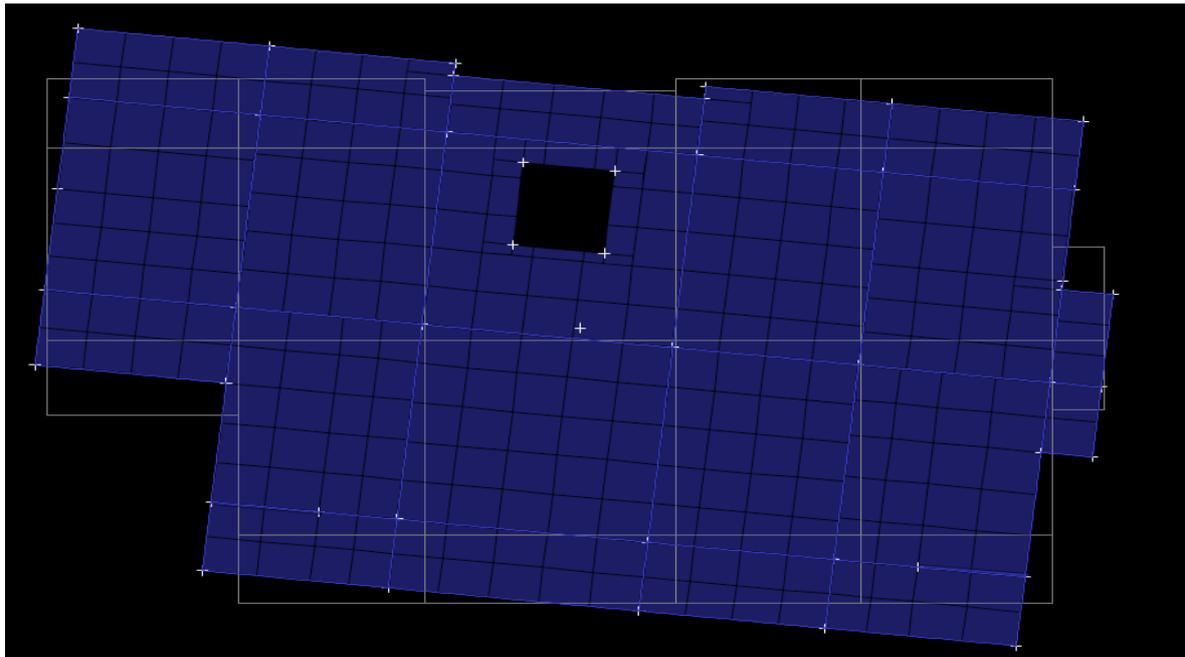


Figure IV.6. 3^{em} mode (Rotation selon l'axe z-z)

6. Période de vibration et participation massique

D'après l'article (Art. 4.3.3) du RPA99/2003, le taux de participation massique doit être supérieur à 90%. Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure

<i>Mode</i>	<i>Période</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>
1	0,863	0,00003236	0,6151	0,00003236	0,6151
2	0,726	0,634	0,0000325	0,6341	0,6152
3	0,669	0,0002	0,0001	0,6343	0,6153
4	0,263	0,00002844	0,1264	0,6343	0,7417
5	0,231	0,1102	0,0002	0,7445	0,7419
6	0,196	0,0167	0,0004	0,7612	0,7423
7	0,136	0,0006	0,0614	0,7618	0,8037
8	0,127	0,0471	0,0014	0,8089	0,8051
9	0,097	0,0158	0,0005	0,8247	0,8056
10	0,086	0,0034	0,0387	0,8281	0,8443
11	0,084	2,58E-02	0,0075	0,8539	0,8518
12	0,062	0,0247	0,0039	0,8786	0,8557
13	0,06	0,0021	0,0233	0,8807	0,8791
14	0,059	0,0012	0,0033	0,8819	0,8823
15	0,046	0,0106	0,0011	0,8926	0,8834
16	0,044	0,0007	0,0143	0,8932	0,8977
17	0,042	0,0004	0,0004	0,8936	0,8981
18	0,042	0,0028	0,00006756	0,8964	0,8981
19	0,036	0,0044	0,0003	0,9007	0,8984
20	0,034	0,0002	0,0073	0,9009	0,9057

7. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

7.1. Justification de l'interaction voiles-portiques

➤ Sous charges verticales

Le RPA99/2003 (art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)	
1 ^{er} niveau	-19439,1725	-2629,1554	88,09	11,91	Vérifiée
2 ^{em} niveau	-19234,4261	-3360,4381	85,13	14,87	Vérifiée
3 ^{em} niveau	-17017,8781	-3085,3203	84,65	15,35	Vérifiée
4 ^{em} niveau	-15046,5814	-2800,5241	84,31	15,69	Vérifiée
5 ^{em} niveau	-13033,0392	-2555,4689	83,61	16,39	Vérifiée
6 ^{em} niveau	-11126,7669	-2234,1552	83,28	16,72	Vérifiée
7 ^{em} niveau	-9188,5438	-1943,2467	82,54	17,46	Vérifiée
8 ^{em} niveau	-7348,7175	-1585,4492	82,25	17,75	Vérifiée
9 ^{em} niveau	-5498,6244	-1236,1094	81,65	18,35	Vérifiée
10 ^{em} niveau	-3733,6838	-829,7563	81,82	18,18	Vérifiée
11 ^{em} niveau	-1931,4853	-457,3188	80,86	19,14	Vérifiée

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

➤ Sous charges horizontales

Le RPA99/2003 (art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
1 ^{er} niveau	174,041	313,471	35,70	64,30	189,096	132,842	58,74	41,26
2 ^{em} niveau	843,422	292,329	74,26	25,74	775,271	348,543	68,99	31,01
3 ^{em} niveau	637,548	416,073	60,51	39,49	556,221	430,348	56,38	43,62
4 ^{em} niveau	659,511	330,478	66,62	33,38	520,584	374,185	58,18	41,82
5 ^{em} niveau	635,979	288,594	68,79	31,21	478,48	345,206	58,09	41,91
6 ^{em} niveau	627,0814	219,559	74,08	25,93	482,683	268,189	64,28	35,72
7 ^{em} niveau	520,9683	230,619	69,32	30,68	424,591	249,254	63,01	36,99
8 ^{em} niveau	483,4706	160,1719	75,11	24,89	402,746	184,926	68,53	31,47
9 ^{em} niveau	394,1445	124,684	75,97	24,03	300,0837	185,598	61,79	38,21
10 ^{em} niveau	330,641	54,9617	85,75	14,25	258,8442	110,483	70,08	29,91
11 ^{em} niveau	255,9591	64,4875	79,88	20,12	275,3828	84,563	76,51	23,49

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

7.2. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. On doit vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

- B : l'aire de la section transversale du poteau considéré.
- N_d : L'effort normal maximal
- F_{c28} : Caractéristique de résistance à la compression

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteau	N_d (KN)	v	Observation
Entre sol	55 × 55	-2092,77	0,277	Vérifiée
RDC	55 × 55	-2084,72	0,276	Vérifiée
1 ^{er} étage	50 × 55	-1958,93	0,285	Vérifiée
2 ^{em} étage	50 × 55	-1739,20	0,253	Vérifiée
3 ^{em} étage	50 × 50	-1498,87	0,240	Vérifiée
4 ^{em} étage	50 × 50	-1258,71	0,201	Vérifiée
5 ^{em} étage	45 × 50	-1020,80	0,181	Vérifiée
6 ^{em} étage	45 × 50	-794,30	0,141	Vérifiée
7 ^{em} étage	45 × 45	-576,96	0,114	Vérifiée
8 ^{em} étage	45 × 45	-374,19	0,074	Vérifiée
9 ^{em} étage	40 × 45	-194,79	0,043	Vérifiée

L'effort normal réduit est vérifié à tous les niveaux.

7.3. Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue V_{dy}/V_{st} ne doit pas être inférieur à 80%, ces rapports sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques

Sens	V_{dy} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	$V_{dy}/V_{st} > 0,8$
X-X	1210,15	1183,87	Vérifiée
Y-Y	1186,73	1171,13	Vérifiée

8. Justification vis-à-vis des déformations :

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 :

$$\Delta k = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{avec : } \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

- δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau 'k' de la structure.
- δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques F_i .

- R : Coefficient de comportement ($R = 5$).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Vérification des déplacements selon (x-x)

Sens x-x							
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k / h_k (%)	Observation
1 ^{er} niveau	0,000067	0,00035	0	0,00035	2,88	0,0001215	Vérifiée
2 ^{em} niveau	0,001039	0,005195	0,00035	0,004845	3,2	0,001514	Vérifiée
3 ^{em} niveau	0,002474	0,01237	0,005195	0,007175	2,97	0,002416	Vérifiée
4 ^{em} niveau	0,004226	0,02113	0,01237	0,00876	2,97	0,002950	Vérifiée
5 ^{em} niveau	0,00604	0,0302	0,02113	0,00907	2,97	0,003054	Vérifiée
6 ^{em} niveau	0,007807	0,03904	0,0302	0,00884	2,97	0,002976	Vérifiée
7 ^{em} niveau	0,009507	0,04754	0,03904	0,00850	2,97	0,002862	Vérifiée
8 ^{em} niveau	0,011048	0,05524	0,04754	0,00770	2,97	0,002357	Vérifiée
9 ^{em} niveau	0,012407	0,06204	0,05524	0,00680	2,97	0,002289	Vérifiée
10 ^{em} niveau	0,013568	0,06784	0,06204	0,00580	2,97	0,001953	Vérifiée
11 ^{em} niveau	0,014624	0,07312	0,06784	0,005280	2,97	0,001778	Vérifiée

Tableau IV.8. Vérification des déplacements selon (y-y)

Sens y-y							
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k / h_k (%)	Observation
1 ^{er} niveau	0,000072	0,00036	0	0,00036	2,88	0,0001250	Vérifiée
2 ^{em} niveau	0,001115	0,005575	0,00036	0,005215	3,2	0,0016297	Vérifiée
3 ^{em} niveau	0,003062	0,01531	0,005575	0,00974	2,97	0,0032795	Vérifiée
4 ^{em} niveau	0,005533	0,0277	0,01531	0,01239	2,97	0,004172	Vérifiée
5 ^{em} niveau	0,008228	0,04114	0,0277	0,01344	2,97	0,0045253	Vérifiée
6 ^{em} niveau	0,010924	0,05462	0,04114	0,01348	2,97	0,0045387	Vérifiée
7 ^{em} niveau	0,013517	0,06759	0,05462	0,01297	2,97	0,0043670	Vérifiée
8 ^{em} niveau	0,01591	0,07955	0,06759	0,01196	2,97	0,0040269	Vérifiée
9 ^{em} niveau	0,018077	0,090385	0,07955	0,01084	2,97	0,0036498	Vérifiée
10 ^{em} niveau	0,019961	0,09981	0,090385	0,009425	2,97	0,0031734	Vérifiée
11 ^{em} niveau	0,021608	0,10804	0,09981	0,00823	2,97	0,0027710	Vérifiée

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

Les effets du 2eme 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 :

$$\theta = p_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \dots \dots \dots \text{RPA99/2003(article 5.9)}$$

Tel que :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau "K-1".

h_k : Hauteur de l'étage 'K'.

$$p_k = \sum_{i=k}^n (w_{Gi} + \beta w_{qi})$$

$V_k = \sum_{i=k}^n Fi$: Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

- Si $0.1 \leq \theta \leq 0.2$, les effets (P- Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-\theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0,2$, La structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k
1 ^{er} niveau	2,88	24585,36	0,000490	1210,024	0,003454	0,000360	1186,319	0,002588
2 ^{em} niveau	3,2	21267,51	0,004765	1205,981	0,026234	0,005385	1180,87	0,030278
3 ^{em} niveau	2,97	17850,2	0,007535	1167,095	0,038803	0,009940	1137,932	0,052500
4 ^{em} niveau	2,97	15849,2	0,008995	1123,448	0,042727	0,012595	1093,143	0,061485
5 ^{em} niveau	2,97	13848,2	0,009270	1057,941	0,040856	0,013725	1029,57	0,062158
6 ^{em} niveau	2,97	11876,2	0,008985	972,742	0,036935	0,013735	948,075	0,057930
7 ^{em} niveau	2,97	9904,12	0,008610	869,748	0,033012	0,013195	851,7212	0,051662
8 ^{em} niveau	2,97	7961,41	0,007775	746,9269	0,027903	0,012175	740,2846	0,04486
9 ^{em} niveau	2,97	6018,7	0,006815	605,19	0,022820	0,011025	610,0162	0,036626
10 ^{em} niveau	2,97	4101,79	0,005795	443,4351	0,018048	0,009575	456,8193	0,028948
11 ^{em} niveau	2,97	2180,26	0,005265	258,9097	0,014928	0,008365	279,6567	0,021958

10. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble

La condition d'équilibre sert à vérifier la stabilité d'ensemble de l'ouvrage, ce dernier est soumis aux effets de renversement.

Faut vérifier la condition suivante : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$

$$M_{\text{renversement}} = \sum_{i=1}^n V_i \times d_i \quad , \quad M_{\text{stabilisateur}} = W \times b$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10. Justification vis-à-vis l'équilibre de la structure

Sens x-x						
W (KN)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	M_{stab}/M_{renv}	Observation
24585,357	19,2	9,6	236019,43	28000,14	8,43	Vérifiée
Sens y-y						
W (KN)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	M_{stab}/M_{renv}	Observation
24585,357	16,45	8,225	202214,56	27092,02	7,46	Vérifiée

Donc l'équilibre du bâtiment est assuré et justifié.

11. Conclusion

Après avoir fait toutes les vérifications des conditions exigées par le règlement parasismique algérien RPA99/2003, cela nous a conduits à revoir les dimensions des poteaux, et a réalisé une bonne disposition des voiles qui convient à notre structure.

L'architecture de la structure était un véritable obstacle pour un avoir un bon comportement suite aux décrochements observés, ce qui nous a conduit à modifier l'architecture pour satisfaire les exigences du RPA99/2003.

Pour cela on a pu modifier le plan architectural afin d'éliminer toute obstacles concernant ce dernier, en protégeant l'ossature de la structure.

Après cela nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure dans le chapitre V.

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

Tableau IV.11. Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	E.S	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08	09
Poteaux (cm ²)	55 × 55		50 × 55		50 × 50		45 × 50		45 × 45		40 × 45
Voiles (cm)						15					
P.P (cm ²)						35 × 35					
P.S (cm ²)						35 × 35					

Chapitre V
Etude des éléments
structuraux

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

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

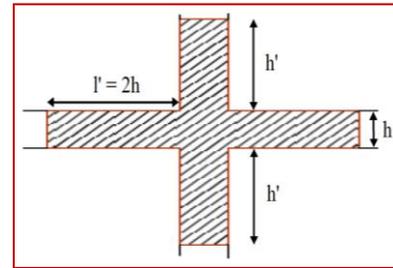


Figure V.1. Zone nodale

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont rapportées dans le tableau suivant :

Tableau V.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
Entre sol et RDC	55×55	24,2	121	181,5
1 ^{er} et 2 ^{em} étage	50×55	22	110	165
3 ^{em} et 4 ^{em} étage	50×50	20	100	150
5 ^{em} et 6 ^{em} étage	45×50	18	90	135
7 ^{em} et 8 ^{em} étage	45×45	16,2	81	121,5
9 ^{em} étage	40×45	14,4	72	108

✓ Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées en utilisant la formule suivante :

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

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

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

- **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.
- **t** : l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée à partir de la formule précédente ; dont la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

$$\text{Zone IIa} \rightarrow \begin{cases} \text{Dans la zone nodale : } t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15\text{cm}) \\ \text{Dans la zone courante : } t' \leq 15\phi_l \end{cases}$$

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

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminés verticales en nombre de diamètre suffisants pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux, ainsi que ces deux derniers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

2.2. Sollicitations de calcul

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS2016 qui a été utilisé dans la modélisation pendant le chapitre précédent, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.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)	
Entre sol et RDC	2675,8735	82,032	-481,167	-12,425	114,6595	20,1744	126,1878
Combinaison	ELU	SPC	ELA	SET	ELA	SPC	
Etages 1 et 2	2114,3476	49,0510	-286,329	-7,1841	128,4251	1159,4456	197,7644
Combinaison	ELU	SPC	ELA	SET	ELA	SPC	
Etages 3 et 4	1568,7453	18,9785	-15,9952	-44,0493	110,0554	937,4012	187,4899
Combinaison	ELU	SPC	ELA	SPC	ELA	SPC	
Etages 5 et 6	1119,666	17,1315	47,5084	-38,0914	97,2134	761,2084	147,8509
Combinaison	ELU	SPC	ELA	SPC	ELA	SPC	
Etages 7 et 8	675,2765	18,5251	-29,7747	10,6353	71,4133	359,4359	103,5128
Combinaison	ELU	SPC	ELA	SPC	ELA	SPC	
Etage 9	225,594	2,9853	-21,2824	18,9202	57,5647	154,6302	42,7311
Combinaison	ELU	SPC	ELA	SPC	ELA	SPC	

2.3. Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Les données : $\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,5$ (Situation courante).

Soit : $N^{min} = -481,1674 \text{ KN} \rightarrow M^{corr} = -12,425 \text{ KN.m}$

$b = 55 \text{ cm}$; $h = 55 \text{ cm}$; $d = 52 \text{ cm}$.

$e_G = \frac{M}{N} = 0,026 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,275 \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section

N est un effort de traction et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton,

Donc la section est entièrement tendue (SET)

$$\text{On a : } \begin{cases} e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G \rightarrow e_1 = \left(\frac{0,55}{2} - 0,03\right) + 0,026 = 0,271 \text{ m} \\ e_2 = (d - d') - e_1 \rightarrow e_2 = (0,55 - 0,03) - 0,271 = 0,249 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_s 10(d - d')} = \frac{481,1674 \times 10^{-3} \times 0,249}{348 (0,52 - 0,03)} = 7,03 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_s 10(d - d')} = \frac{481,1674 \times 10^{-3} \times 0,271}{348 (0,52 - 0,03)} = 7,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = \frac{B f_{t28}}{f_e} = \frac{(0,55^2)(2,1)}{400} = 15,88 \text{ cm}^2$$

Dans ce cas on calcul :

$$A_{min}^{RPA} = 0,8\% \times b \times h = 0,8\% \times 55 \times 55 = 24,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 24,2 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Remarque :

Après satisfaction de toutes les vérifications de la zone nodale, voici le choix de ferrailage qui a été désigné.

Tableau V.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
Entre sol + RDC	55 × 55	SET	24,13	24,20	24,89	16HA14
Etage 1 et 2	50 × 55	SET	14,44	22	24,89	16HA14
Etage 3 et 4	50 × 50	SPC	2,84	20	22,99	12HA14+4HA12
Etage 5 et 6	45 × 50	SPC	2,55	18	22,99	12HA14+4HA12
Etage 7 et 8	45 × 45	SPC	2,28	16,2	21,37	8HA14+8HA12
Etage 9	40 × 45	SPC	2,03	14,4	15,21	4HA14+8HA12

Tableau V.4. Ferrailage transversales des poteaux

Niveaux	Entre sol + RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8	Etage 9
Section	55 × 55	50 × 55	50 × 50	45 × 50	45 × 45	40 × 45
φ _l ^{min} (cm)	1,4	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2
l _f (cm)	201,6	224	207,9	207,9	207,9	207,9
λ _g	3,66	4,48	4,158	4,62	4,62	5,20
V (KN)	132,8676	196,9183	187,2446	147,8683	103,4608	42,7878
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	2,5
A _t (cm ²)	3,40	5,03	5,27	4,16	3,23	0,89
A _t ^{min} (cm ²)	5,24	3,23	3,23	2,67	2,67	1,8
A _t ^{adop} (cm ²)	8HA10 = 6,28	8HA10 = 6,28	8HA10 = 6,28	6HA10 = 4,71	6HA10 = 4,71	6HA8 = 3,02

Avec la condition suivante :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{14}{3} = 4,67 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \quad (\text{CBA93. Art A. 7. 1. 3})$$

2.4. Vérifications nécessaires

• **Vérification au flambement**

Selon le BAEL99 (Art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$L_f = 2,016 \text{ m} ; \lambda = 12,68 < 50 ; \alpha = 0,83.$$

$$B_r \geq B_r^{cal} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b)) + f_e(100 \times \gamma_s)} = 0,1145 \text{ cm}^2.$$

$$B_r \geq B_r^{cal} \rightarrow 0,2809 > 0,1145 \rightarrow \text{Pas de risque de flambement}$$

Les résultats des vérifications de flambement pour les différents poteaux des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	N_u (KN)	i (m)	λ	α	B_r	$(B_r \geq B_r^{cal})$	Observation
Entre sol + RDC	2675,8735	0,1588	12,68	0,83	0,2809	$0,2809 > 0,1465$	Vérifiée
Etage 1 et 2	2114,3476	0,1588	15,50	0,82	0,2544	$0,2544 > 0,1172$	Vérifiée
Etage 3 et 4	1568,7453	0,144	14,39	0,82	0,2304	$0,2304 > 0,0870$	Vérifiée
Etage 5 et 6	1119,666	0,144	15,99	0,82	0,2064	$0,2064 > 0,0621$	Vérifiée
Etage 7 et 8	675,2765	0,130	15,99	0,82	0,1849	$0,1849 > 0,0374$	Vérifiée
Etage 9	225,594	0,130	17,98	0,81	0,1634	$0,1634 > 0,0127$	Vérifiée

Pas risque de flambement.

• **Vérification des contraintes**

La vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement (FPN), cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases} ; \quad \sigma_{bc 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène)}$$

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

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

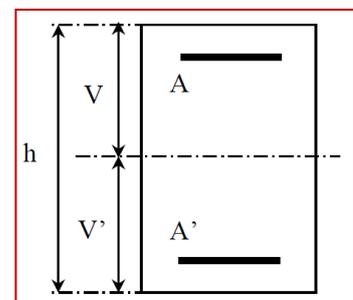


Figure V.2. Section d'un poteau

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

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.6. Vérification de la contrainte dans le béton dans les poteaux

Niveau	Entre sol et RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8	Etage 9
Sections	55 × 55	50 × 55	50 × 50	45 × 50	45 × 45	40 × 45
d (cm)	52	52	47	47	42	42
A (cm ²)	24,89	24,89	22,99	22,99	21,37	15,21
V (cm)	30,19	30,43	27,67	27,92	25,16	24,69
V' (cm)	24,81	24,57	22,33	22,08	19,84	20,31
I _{yy'} (cm ⁴)	962034,96	890544,29	667508,41	613475,80	446950,20	380744,96
N _{ser} (MN)	1,9470	1,5387	1,1425	0,8156	0,4920	0,1230
M _{ser} (MN.m)	0,0596	0,0361	0,0136	0,0124	0,0134	0,0362
M _{serG} (MN.m)	0,1119	0,0812	0,0443	0,0362	0,0265	0,0389
σ _{bc1} (MPa)	9,2432	7,7005	5,8443	4,7914	3,5886	3,1000
σ _{bc2} (MPa)	2,8392	2,6611	2,5221	1,8096	0,9035	0,5032
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

- **Vérification des contraintes de cisaillement**

D'après le RPA99/2003 (art 7. 4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton (τ_{bu}) doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangente dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
Entre sol et RDC	55 × 55	2,016	3,67	0,04	52	132,8676	0,46	1	Vérifiée
Etage 1 et 2	50 × 55	2,24	4,07	0,04	52	196,9183	0,76	1	Vérifiée
Etage 3 et 4	50 × 50	2,079	4,158	0,04	47	187,2446	0,80	1	Vérifiée
Etage 5 et 6	45 × 50	2,079	4,158	0,04	47	147,8683	0,70	1	Vérifiée
Etage 7 et 8	45 × 45	2,079	4,62	0,04	42	103,4608	0,55	1	Vérifiée
Etage 9	40 × 45	2,079	4,62	0,04	42	42,7878	0,25	1	Vérifiée

3. Etude des poutres

Les poutres seront calculées en flexion simple à l'ELU et vérifiées à l'ELS, leur ferrailage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel ETABS2016 avec les combinaisons suivantes :

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

3.1. Recommandations et exigences du RPA99/2003

✓ Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.

Avec : ϕ_{\max} : Le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

✓ Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0,003\% \times S \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \dots\dots\dots \text{en zone nodale.} \\ S \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{en dehors de la zone nodale.} \end{array} \right.$$

La valeur du diamètre \emptyset_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés

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

3.2. Calcul du ferrailage

{ Poutres principales : $(35 \times 35) \text{ cm}^2$
 { Poutres secondaires : $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

On prend comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes :

$$M_t = 36,8617 \text{ KN.m} ; M_a = 48,8774 \text{ KN.m.}$$

- **Armatures en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} = 0,074$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A} ; A = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0,096 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,308 \text{ m} \end{cases} \rightarrow A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = 3,97 \text{ cm}^2$$

- **Armatures en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = 0,072$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A} ; A = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0,094 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,308 \text{ m} \end{cases} \rightarrow A_{st} = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = 3,44 \text{ cm}^2$$

La section minimale des aciers longitudinaux :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Art F. TV. 2)}$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

Tableau V.8. Ferrailage des poutres principales

Niveaux	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Entre sol et RDC	Travée	47,7169	4,51	4,62	6,125	3HA14
	Appui	55,4133	4,53	4,62	6,125	3HA14
Etage courant	Travée	49,1425	4,65	5,75	6,125	3HA14+1HA12
	Appui	114,8079	9,92	10,65	6,125	3HA16+3HA14
Terrasse	Travée	36,8617	3,44	4,62	6,125	3HA14
	Appui	48,8774	3,97	4,62	6,125	3HA14

Tableau V.9. Ferrailage des poutres secondaires

Niveaux	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Entre sol et RDC	Travée	59,3939	5,69	5,75	6,125	3HA14+1HA12
	Appui	70,8684	5,87	6,03	6,125	3HA16
Etage courant	Travée	58,4118	5,59	6,03	6,125	3HA16
	Appui	83,463	6,99	7,57	6,125	3HA16+1HA14
Terrasse	Travée	35,8717	3,34	3,39	6,125	3HA12
	Appui	36,6901	2,95	3,39	6,125	3HA12

- **Armatures transversales**

- **Calcul de ϕ_t**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donnée par :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l \min}\right) \rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } \phi_t \leq \min(10; 35; 12) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires } \phi_t \leq \min(10; 35; 12) \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Soit : 1 cadre + 1 étrier T8 pour toutes les poutres

Calcul de l'espacement :

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right)$ **RPA99 Version 2003**

{Poutres principales : $S_t \leq \min(8,75; 14,4; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 10 \text{ cm}$ soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

{Poutres secondaires : $S_t \leq \min(10; 14,4; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 10 \text{ cm}$ soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$\begin{cases} \text{Poutres principales : } S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \rightarrow S_t \leq 17,5 \text{ cm} \text{ soit : } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires : } S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \rightarrow S_t \leq 17,5 \text{ cm} \text{ soit : } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

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

On a : $A_{\min} : 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$

$A_t = 1,80 \text{ cm}^2 < A_t^{\min} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow$ La condition est vérifiée

- ✓ **Les vérifications nécessaires :**

- **Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales**

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

{Poutres principales : $A_{\max} = 49 \text{ cm}^2$

{Poutres secondaires : $A_{\max} = 49 \text{ cm}^2$

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

$$\begin{cases} \text{Poutres principales : } A_{\max} = 73,5 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires : } A_{\max} = 73,5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

– Les longueurs de recouvrement :

$$\begin{cases} \text{Pour } \varnothing = 16 \text{ mm : } l_r = 40\varnothing = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \\ \text{Pour } \varnothing = 14 \text{ mm : } l_r = 40\varnothing = 40 \times 1,4 = 80 \text{ cm} \\ \text{Pour } \varnothing = 12 \text{ mm : } l_r = 40\varnothing = 40 \times 1,2 = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Vérification à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité :** $A > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,35 \text{ cm}^2$

Vérification des contraintes tangentielles

On doit vérifier : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 5 \text{ MPa}\right)$

On vérifie que les poutres les plus défavorables, si les vérifications sont satisfaites donc les autres poutres le seront aussi.

Les résultats sont donnés dans le tableau qui suit :

Tableau V.10. Vérifications des contraintes tangentielles

Poutres	V_{\max} (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Principale	98,3261	0,878	3,33	Vérifiée
Secondaires	103,1271	0,921	3,33	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives : $A_l \geq A_l^{rive} = \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

Appuis intermédiaires : $A_l \geq A_l^{inter} = \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$

Tableau V.11. Vérifications 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
Principales	98,3261	-114,8079	10,65	2,83	-2,71	Vérifiée
Secondaires	103,1271	-83,463	7,57	2,96	-2,88	Vérifiée

➤ Vérification à l'ELS

✓ **Etat limite de compression du béton**

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

Tableau V.12. Vérifications de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		OBS
						σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Principales	Travée	31,6688	4,62	9,45	45085	6,64	15	Vérifiée
	Appui	-35,825	10,65	13,13	83292	5,65	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	39,4719	5,75	10,33	53362	7,64	15	Vérifiée
	Appui	-43,243	6,03	10,53	55316	8,23	15	Vérifiée

✓ **Vérification de l'état limite de déformation**

D'après le BAEL91 la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \times l \rightarrow (1) \\ A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \rightarrow (2) \\ l \leq 8 \text{ m} \rightarrow (3) \end{cases}$$

$$\text{Poutres principales : } \begin{cases} h = 35 \text{ cm} > h_f = 31,88 \text{ cm} \\ A = 10,65 \text{ cm}^2 < A_f = 11,66 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfiée} \\ L < 8 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \begin{cases} h = 35 \text{ cm} > h_f = 34,87 \text{ cm} \\ A = 7,57 \text{ cm}^2 < A_f = 11,66 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfiée} \\ L < 8 \text{ m} \end{cases}$$

➤ **Schéma de ferrailage**

• **Vérification de la zone nodale**

Le **RPA99/2003(Art 7.6.2)** exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1,25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

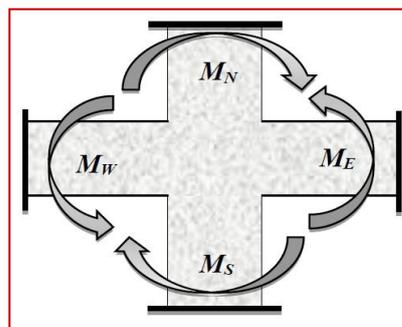


Figure V.3. Répartition des moments dans les zones nodales

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

• **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.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{avec :} \quad z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau V.13. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	M_r (KN.m)
Entre sol et RDC	55	49,5	7,70	348	132,64
Etage 1 et 2	55	49,5	7,70	348	132,64
Etage 3 et 4	50	45	7,29	348	114,16
Etage 5 et 6	50	45	7,29	348	114,16
Etage 7 et 8	45	40,5	6,88	348	96,97
Etage 9	45	40,5	5,34	348	75,26

Tableau V.14. Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (cm)	z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	M_r (KN.m)
Entre sol et RDC	35	31,5	4,62	348	50,64
Etage courant	35	31,5	10,65	348	116,75
Terrasse	35	31,5	4,62	348	50,64

Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h (cm)	z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	M_r (KN.m)
Entre sol et RDC	35	31,5	6,03	348	66,10
Etage courant	35	31,5	7,57	348	82,98
Terrasse	35	31,5	3,39	348	37,161

On résume les résultats des vérifications des zones nodales dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.16. Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveaux	M_N	M_S	$M_S + M_N$	M_W	M_E	$1,25(M_W + M_E)$	Observation
Entre sol	132,64	132,64	265,28	50,64	50,64	126,6	Vérifiée
RDC	132,64	132,64	265,28	50,64	50,64	126,6	Vérifiée
Etage 1	132,64	132,64	265,28	116,75	50,64	209,24	Vérifiée
Etage 2	132,64	132,64	265,28	116,75	50,64	209,24	Vérifiée
Etage 3	114,16	132,64	246,8	116,75	50,64	209,24	Vérifiée
Etage 4	114,16	114,16	228,32	116,75	50,64	209,24	Vérifiée
Etage 5	114,16	114,16	228,32	116,75	50,64	209,24	Vérifiée
Etage 6	114,16	114,16	228,32	116,75	50,64	209,24	Vérifiée
Etage 7	96,97	114,16	211,13	116,75	50,64	209,24	Vérifiée
Etage 8	96,97	96,97	193,94	116,75	50,64	209,24	Pas Vérifiée
Etage 9	75,26	96,97	172,23	50,64	50,64	126,6	Vérifiée

Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens secondaires

Niveaux	M_N	M_S	$M_S + M_N$	M_W	M_E	$1,25(M_W + M_E)$	Observation
Entre sol	132,64	132,64	265,28	50,64	50,64	157,58	Vérifiée
RDC	132,64	132,64	265,28	50,64	50,64	157,58	Vérifiée
Etage 1	132,64	132,64	265,28	66,10	66,10	132,2	Vérifiée
Etage 2	132,64	132,64	265,28	66,10	66,10	132,2	Vérifiée
Etage 3	114,16	132,64	246,8	66,10	66,10	132,2	Vérifiée
Etage 4	114,16	114,16	228,32	66,10	66,10	132,2	Vérifiée
Etage 5	114,16	114,16	228,32	66,10	66,10	132,2	Vérifiée
Etage 6	114,16	114,16	228,32	66,10	66,10	132,2	Vérifiée
Etage 7	96,97	114,16	211,13	66,10	66,10	132,2	Vérifiée
Etage 8	96,97	96,97	193,94	66,10	66,10	132,2	Vérifiée
Etage 9	75,26	96,97	172,23	37,161	37,161	92,90	Vérifiée

Donc on opte un nouveau ferrailage des poteaux dans les niveaux concernés.

Remarque :

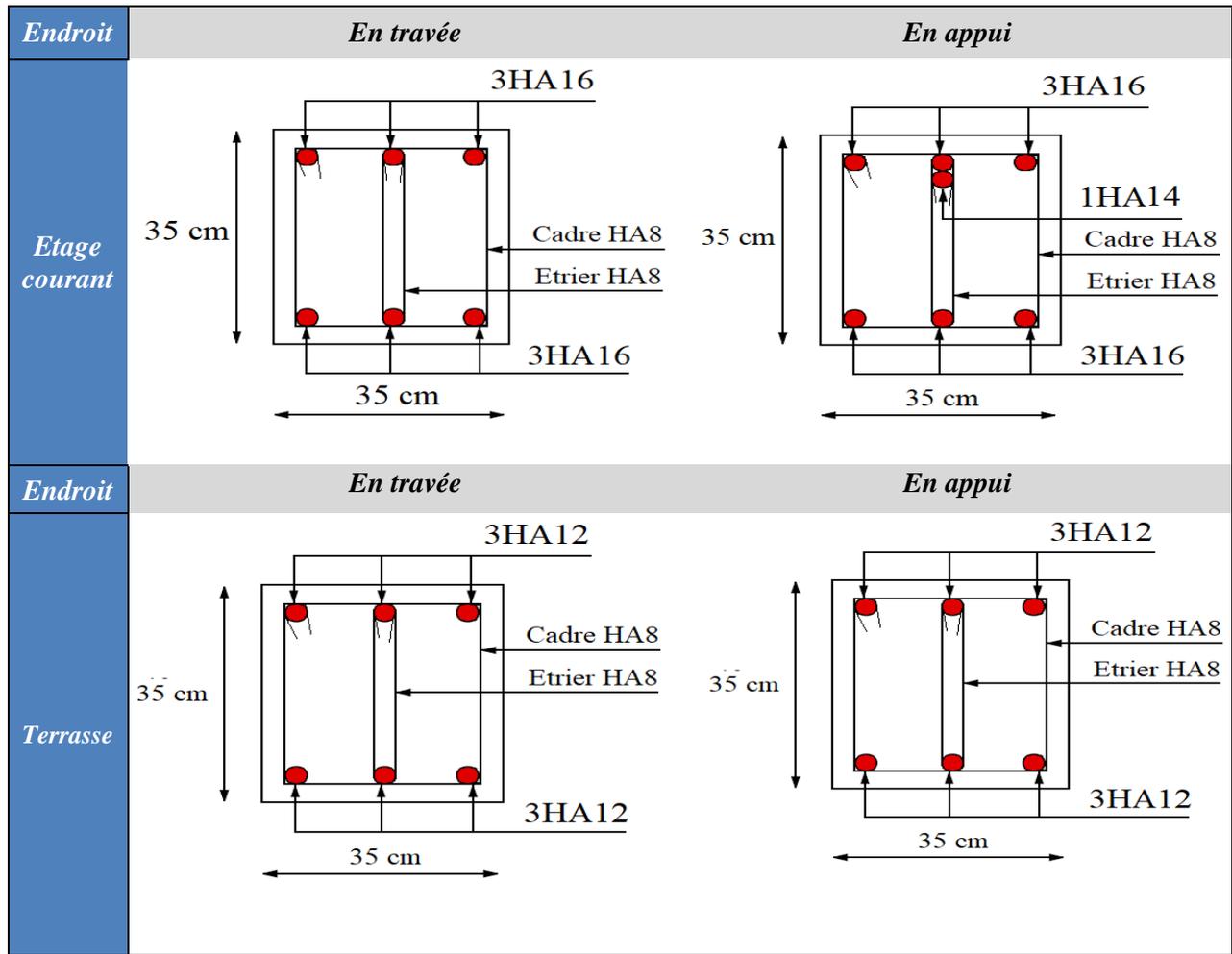
On remarque que l'observation n'est pas vérifiée à l'étage 8 dans le sens principal, mais selon RPA 99/2003 (Art.7.6.2) les deux derniers niveaux on peut les tolérer.

Tableau V.18. Schéma de ferrailage des poutres principales

Niveau	Schéma de ferrailage	
	En travée	En appui
Entre sol et RDC		
Etage courant		
Terrasse		

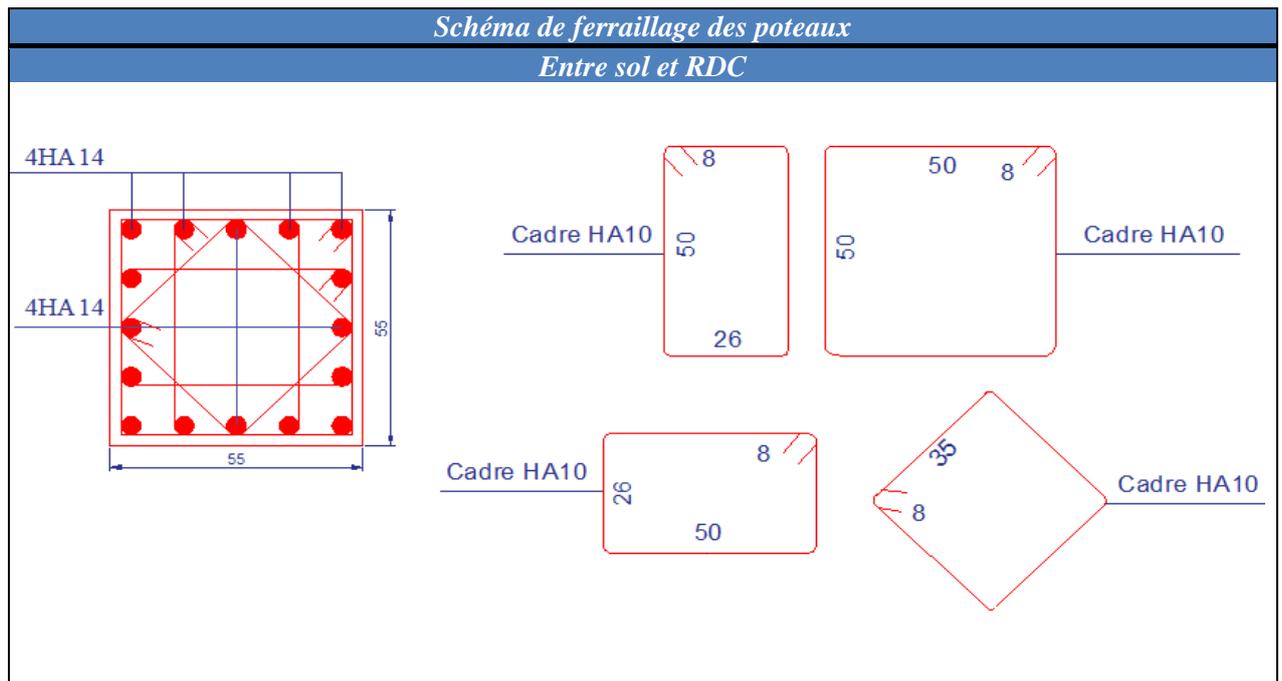
Tableau V.19. Schéma de ferrailage des poutres secondaires

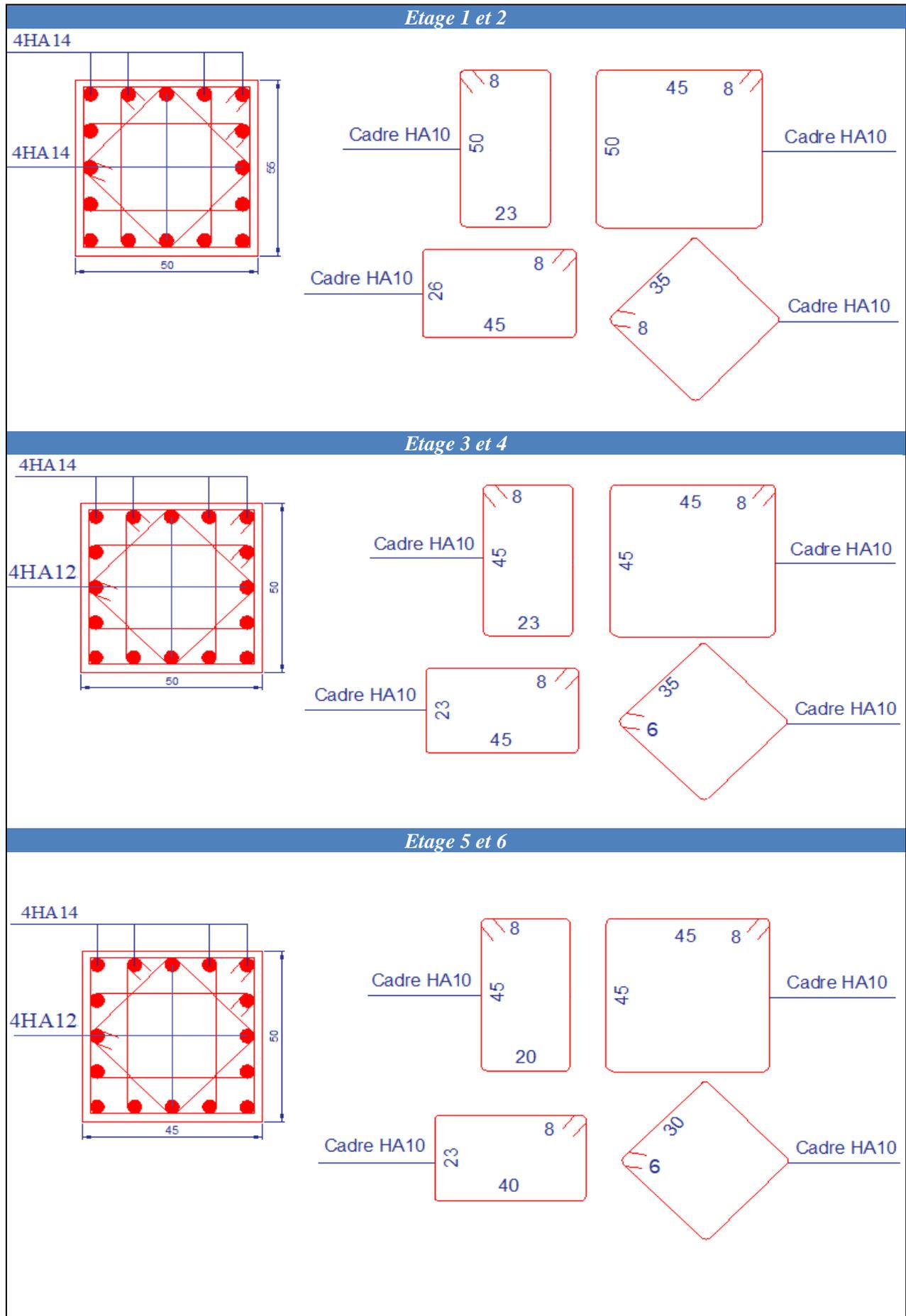
Niveau	Schéma de ferrailage	
	En travée	En appui
RDC		

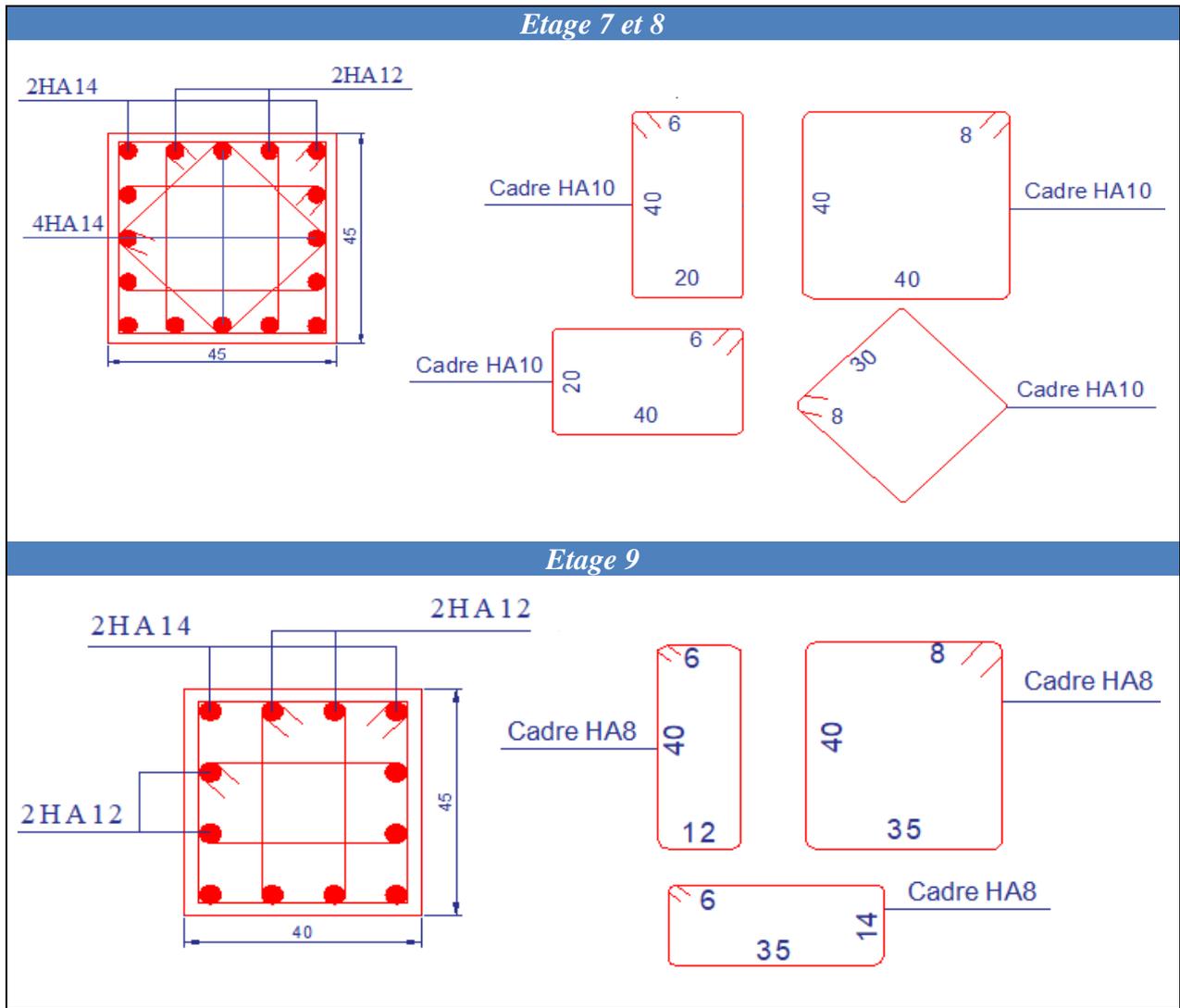


• Schéma de ferrailage des poteaux

Tableau V.20. Schéma de ferrailage des poteaux des différents niveaux







4. Etude des voiles

4.1. Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales dues au séisme, son ferrailage s'effectuera selon le BAEL91 et les vérifications selon les règles parasismiques algériennes RPA99/Version 2003, sollicité à la flexion composée avec l'effort tranchant.

Un voile travaille comme une console encadrée à base, on distingue deux types de voiles qui ont un comportement différents

$$\begin{cases} \text{Voiles élancés : } \frac{h}{l} > 1,5 \\ \text{Voiles courts : } \frac{h}{l} < 1,5 \end{cases}$$

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1,35G + 1,5Q
- G + Q ± E
- 0,8G ± E

4.2. Recommandation du RPA99/2003

- **Armatures verticales**

Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles, sont destinées à reprendre les efforts de flexion, et elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue tel que : $A_{min} = 0,20\% (L_t \times e)$
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets sur la partie supérieure.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement : $S_t < e$
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de sa largeur.

e : Epaisseur du voile.

L_t : Longueur de la zone tendue.

- **Armatures horizontales**

Les Armatures horizontales doivent être disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales, sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber.

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces de refends, leurs rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression, Leurs nombre doit être égale au minimum à 4 barres/m².

- **Règles communes (RPA99/2003 Art.7.7.4.3)**

- **Le pourcentage minimum d'armatures :**

- $A_{min} = 0,15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile.
- $A_{min} = 0,10\%$ de la section du voile, dans la zone courante.
- $\phi_l = \frac{1}{10} \times e$ (exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement : $S_t = \min (1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- Les deux nappes d'armatures horizontales doivent reliées avec au moins quatre épingles par 1m². Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Longueurs de recouvrement :
 - 20ϕ : Pour les barres situés dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

- 40ϕ : Pour les barres situés dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 \times V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

4.3. Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel ETABS V16, les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.21. Sollicitations dans le voile Vx1

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	
Entre sol et RDC	1358,7892	93,7035	1008,1712	468,7356	458,0282	86,4433	212,5287
	<i>ELU</i>	<i>SPC</i>	<i>ELA</i>	<i>SPC</i>	<i>ELA</i>	<i>SPC</i>	

4.4. Ferrailage

- Le calcul de ferrailage se fera sous M_{max} et N_{cor} , à la flexion composée pour section ($e \times l$).

La section trouvée sera comparée avec la section minimale (A_{min}) du RPA99 et le ferrailage choisis est le plus défavorable entre les deux sections.

Données :

$$N_{max} = 458,0282 \text{ KN} ; M_{corp} = 86,4433 \text{ KN.m}$$

$$l = 2 \text{ m} ; e = 0,15 \text{ m} ; d = 1,95 \text{ m} ; d' = 0,05 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{86,4433}{458,0282} = 0,189 \text{ m} < \frac{2}{2} = 1 \text{ m}$$

→ N est un effort de compression et c à l'intérieur de la section.

On vérifie la condition suivante :

$$M_{uA} = 86,4433 + 458,0282 \left(1,95 - \frac{2}{2} \right) = 521,57 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{uA} = 0,349 \text{ MN.m} < (0,337h - 0,81d')b h f_{bu} = 3,51$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,049 \rightarrow \mu_{bu} = 0,049 < \mu_l = 0,186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0,063$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,95(1 - 0,4 \times 0,063) = 1,90 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{0,52157}{1,90 \times 400} = 6,86 \text{ cm}^2 \rightarrow A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -4,59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = -4,59 \text{ cm}^2$$

- **Détermination des longueurs (Tendue et comprimée)**

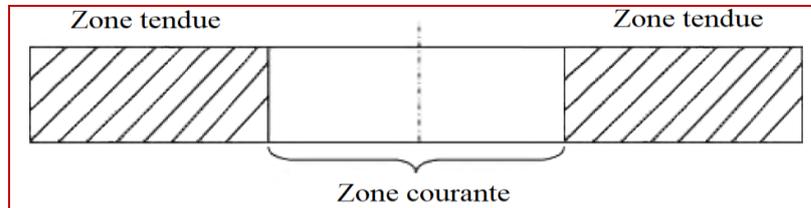


Figure V.4. Zone courante et tendue dans les voiles

$$\text{On a : } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} l_t : \text{Longueur de la zone tendue.} \\ l_c : \text{Longueur de la zone comprimée.} \end{cases}$$

$$\text{On a : } \sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{\max}, \sigma_{\min} > 0 \rightarrow \text{SEC.} \\ \sigma_{\max}, \sigma_{\min} < 0 \rightarrow \text{SET.} \\ \sigma_{\max} > 0 ; \sigma_{\min} < 0 \rightarrow \text{SPC.} \end{cases}$$

$$\text{Dans notre cas : } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{458,0282 \times 10^{-3}}{2 \times 0,15} + \frac{86,4433 \times 10^{-3}}{0,1} \times 1 = 2,39 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{458,0282 \times 10^{-3}}{2 \times 0,15} - \frac{86,4433 \times 10^{-3}}{0,1} \times 1 = 0,66 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{0,66 \times 2}{2,39 + 0,66} = 0,43 \text{ m} \\ l_c = L - 2l_t = 2 - 2(0,43) = 1,13 \text{ m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} l_t = 0,43 \text{ m} \\ l_c = 1,13 \text{ m} \end{cases}$$

- **Armature minimales en zone tendue et zone comprimée :**

$$\text{On a : } \begin{cases} A_{\min}^{Z.T} = 0,2\%(e \times l_t) = 0,2\%(0,15 \times 0,43) = 1,30 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^{Z.C} = 0,10\%(e \times l_c) = 0,1\%(0,15 \times 1,13) = 1,70 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Armatures minimales dans tout le voile (RPA99/V2003)**

$$A_{\min} = 0,15\%(e \times l) = 0,15\%(0,15 \times 2) = 4,5 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures horizontales**

Le calcul de la section d'armatures horizontales est calculé selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{1,4V_u}{e \times d} = \frac{1,4 \times 212,5287 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1,95} = 1,02 \text{ MPa}$$

❖ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min (1,5e ; 30\text{cm}) \rightarrow S_t = 22 \text{ cm}$$

Ce qui donne :

$$A_h = \frac{1,02 \times 0,15 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 0,96 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants résument les résultats de ferrailage des armatures des différents voiles.

Tableau V.22. Ferrailage du voile Vx1 dans tous les niveaux

Niveau	E.S et RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8	Etage 9
Section	0,15 × 2	0,15 × 2	0,15 × 2	0,15 × 2	0,15 × 2	0,15 × 2
N(KN)	45,80282	76,0455	283,8074	204,6663	91,3748	55,762
M(KN.m)	8,64433	351,0885	87,9048	210,9027	125,9949	105,2976
V(KN)	212,5287	248,9248	188,614	165,0803	117,2606	113,1773
τ (MPa)	1,02	1,19	0,90	0,79	0,56	0,54
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	-4,59	-3,42	-2,43	0,18	0,47	0,65
A_{min} (cm ²)	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
l_t (cm)	0,43	0,35	0,07	0,68	0,76	0,82
l_c (cm)	1,13	1,3	1,86	0,65	0,48	0,35
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1,3	1,05	0,21	2,03	2,27	2,47
A_z tendu	6,28	6,28	/	5,03	5,03	5,03
N_{barre} /face	8HA8	8HA8	/	10HA8	10HA8	10HA8
S_t (cm)	22	22	/	22	22	22
A_{min}^{comp} (cm ²)	1,7	1,95	2,79	0,97	0,73	0,53
A_z comp	2,51	2,51	6,53	1,51	1,51	1,51
N_{barre} /face	5HA8	5HA8	13HA8	3HA8	3HA8	3HA8
A_h^{cal} (cm ²)	0,96	1,12	0,84	0,74	0,53	0,51
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,57	1,01	1,01	1,01	1,01
N_{barre}	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.23. Ferrailage du voile Vx2 dans tous les niveaux

Niveau	E.S et RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8	Etage 9
Section	0,15 × 2	0,15 × 2	0,15 × 2	0,15 × 2	0,15 × 2	0,15 × 2
N(KN)	851,4015	742,4375	273,9263	181,4968	80,2752	16,02889
M(KN.m)	671,966	524,6274	102,1748	96,6781	11,1183	18,26034
V(KN)	263,5357	247,4909	194,1968	169,1118	119,8695	112,657
τ (MPa)	1,26	1,18	0,93	0,81	0,57	0,54
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5

$A_{cal}(cm^2)$	-0,74	-1,75	-2,12	-1,04	-0,88	0,03
$A_{min}(cm^2)$	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
$l_t(cm)$	0,58	0,53	0,11	0,37	0,94	0,71
$l_c(cm)$	0,84	0,94	1,79	1,25	0,13	0,59
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	1,73	1,58	0,32	1,12	2,81	2,12
$A_{z\ tendu}(cm^2)$	5,03	5,03	/	5,03	5,03	5,03
$N^{barre}/face$	10HA8	10HA8	/	10HA8	14HA8	10HA8
$St(cm)$	20	20	/	20	20	20
$A_{min}^{comp}(cm^2)$	1,27	1,42	2,68	1,88	/	0,88
$A_{z\ comp}(cm^2)$	2,01	2,01	7,04	2,01	/	2,01
$N^{barre}/face$	4HA8	4HA8	14HA8	4HA8	/	4HA8
$A_h^{cal}(cm^2)$	1,18	1,11	0,87	0,76	0,53	0,51
$A_h^{min}(cm^2)$	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}(cm^2)$	1,57	1,57	1,01	1,01	1,01	1,01
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$St(cm)$	20	20	20	20	20	20

Tableau V.24. Ferrailage du voile Vy1 dans tous les niveaux

Niveau	E.S et RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8	Etage 9
Section	0,15 × 2	0,15 × 2	0,15 × 2	0,15 × 2	0,15 × 2	0,15 × 2
$N(KN)$	214,877	583,5034	135,9541	47,6491	-31,602	22,4873
$M(KN.m)$	323,5233	591,448	211,051	191,0829	140,1883	135,185
$V(KN)$	282,842	216,5254	174,3094	127,1652	92,3506	58,934
$\tau(MPa)$	1,35	1,04	0,83	0,61	0,44	0,28
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5	5	5
$A_{cal}(cm^2)$	1,57	1,00	1,04	2,15	2,21	1,46
$A_{min}(cm^2)$	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
$l_t(cm)$	0,78	0,67	0,79	0,92	0,92	0,94
$l_c(cm)$	0,44	0,66	0,43	0,17	0,15	0,11
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	2,34	2,01	2,36	2,75	2,77	2,83
$A_{z\ tendu}(cm^2)$	6,03	6,03	6,03	7,04	7,04	7,04
$N^{barre}/face$	12HA8	12HA8	12HA8	14HA8	14HA8	14HA8
$St(cm)$	20	20	20	20	20	20
$A_{min}^{comp}(cm^2)$	0,66	0,99	0,64	0,25	0,23	0,17
$A_{z\ comp}(cm^2)$	1,01	1,01	1,01	/	/	/
$N^{barre}/face$	2HA8	2HA8	2HA8	/	/	/
$A_h^{cal}(cm^2)$	1,26	0,975	0,78	0,57	0,41	0,26
$A_h^{min}(cm^2)$	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}(cm^2)$	1,57	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
N^{barre}	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$St(cm)$	20	20	20	20	20	20

Tableau V.25. Ferrailage du voile Vy2 dans tous les niveaux

Niveau	E.S et RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8	Etage 9
Section	0,15 × 2	0,15 × 2	0,15 × 2	0,15 × 2	0,15 × 2	0,15 × 2
N(KN)	228,68	878,5448	146,947	58,4863	-28,0433	45,1504
M(KN.m)	346,0761	641,604	232,8846	206,3161	153,7885	172,771
V(KN)	270,1633	249,7804	208,7561	156,9271	118,0876	86,0792
τ (MPa)	1,29	1,20	1	0,75	0,57	0,41
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	1,71	-1,49	1,19	1,94	2,34	1,67
A_{min} (cm ²)	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
l_t (cm)	0,78	0,60	0,79	0,91	0,94	0,91
l_c (cm)	0,44	0,81	0,42	0,19	0,12	0,17
A_{min}^{tendu} (cm ²)	2,34	1,61	2,37	2,72	2,82	2,74
A_z^{tendu} (cm ²)	6,03	5,03	5,03	7,04	7,04	7,04
$N^{barre}/face$	12HA8	10HA8	12HA8	14HA8	14HA8	14HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,66	1,37	0,63	0,28	0,18	0,26
A_z^{comp} (cm ²)	1,57	1,57	1,57	/	/	/
$N^{barre}/face$	2HA10	4HA10	2HA8	/	/	/
A_h^{cal} (cm ²)	1,21	1,12	0,94	0,70	0,53	0,38
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,57	1,01	1,01	1,01	1,01
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20

➤ **Schéma de ferrailage**

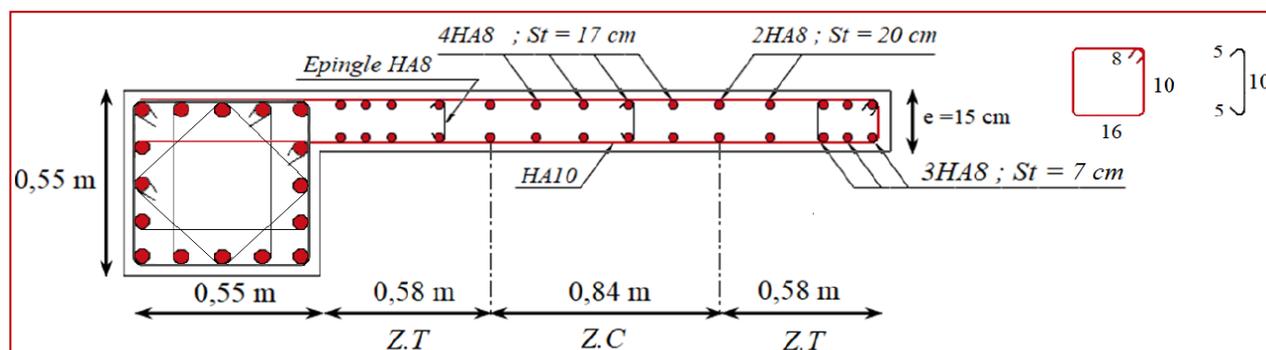


Figure V.5. Schéma de ferrailage du voile Vx2 au niveau RDC et entre sol

Conclusion :

Après l'étude des éléments principaux on constate que :

- Les voiles et les poteaux sont ferrillés au minimum réglementaire.
- Les poutres sont ferrillées en fonction de leurs sollicitations tirées par logiciel ETABS.V16
- Le facteur de sécurité passe avant les besoins économiques.

Chapitre VI
Etude
de l'infrastructure

Chapitre VI : l'infrastructure

1. Introduction

Les fondations sont des éléments ayant pour objet de transmettre les efforts apportés par la structure au sol, ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Les fondations peuvent être classées selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations, ce qui donne :

- Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de grande capacité pourtant elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier général).
- Fondations profondes : sont destinées pour les sols ayant une faible capacité portante (Pieux, puits).

2. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, se fait sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad \text{RPA99 version 2003, Article 10.1.4.1.}$$

$$\begin{cases} G + Q \\ 1,35G + 1,5Q \end{cases} \quad \text{DTR BC2.33.}$$

3. Caractéristiques du sol d'assise

Afin de mettre en sécurité une fondation, il faut avoir une bonne connaissance des caractéristiques des lieux à l'implantation de la construction à construire, ainsi qu'il est indispensable d'avoir des renseignements précis sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain. D'après les résultats des essais et les caractéristiques données par le rapport du sol on a tiré les résultats suivants :

$$D = 2 \text{ m} ; Q_{adm} = 1,5 \text{ bar} ; \varphi = 6^\circ ; \gamma = 18 \text{ KN/m}^3 ; C = 0,46$$

4. Choix du type de fondation

On doit faire des vérifications pour savoir quel type de fondation qui convient à notre structure.

4.1. Vérification de la semelle isolée

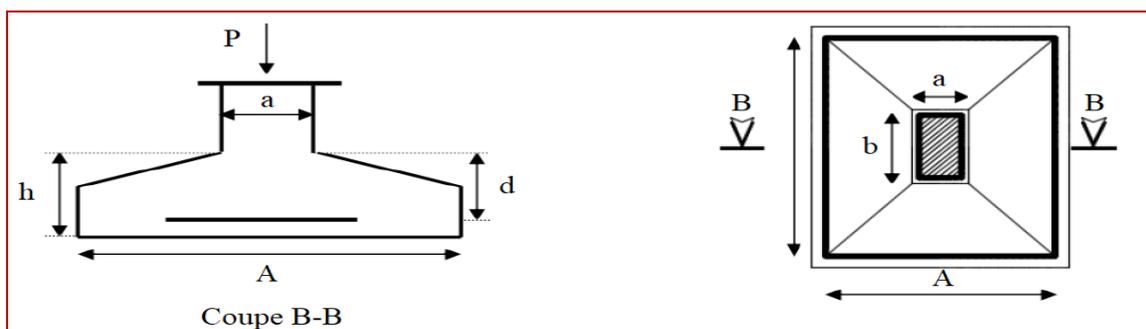


Figure VI.1. Semelle isolée

Tel que : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (A)$

Avec :

N : l'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel **ETABS V16**.

S : Surface d'appui de la semelle ($S = A \times B$)

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

On adoptera une semelle homothétique :

$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ avec ($a, b =$ dimensions d'avant poteau).

On remplace (A) dans (B) $\rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N \times b}{\bar{\sigma}_{sol} \times a}}$

$$\rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N \times b}{\bar{\sigma}_{sol} \times a}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1947,7278 \times 0,55}{0,55 \times 150}} \rightarrow B \geq 3,60 \text{ cm}$$

En tenant compte des distances entre axes des poteaux (dans notre cas $L_{\min} = 3,45$ m) on remarque que l'utilisation des semelles isolées est impossible à cause de chevauchement des semelles. Donc on passe à la vérification des semelles filantes.

4.2. Vérification de la semelle filante

Pour cette vérification, on doit vérifier la semelle filante qui nous semble d'être la plus sollicitée, pour notre cas on vérifie la semelle intermédiaire.

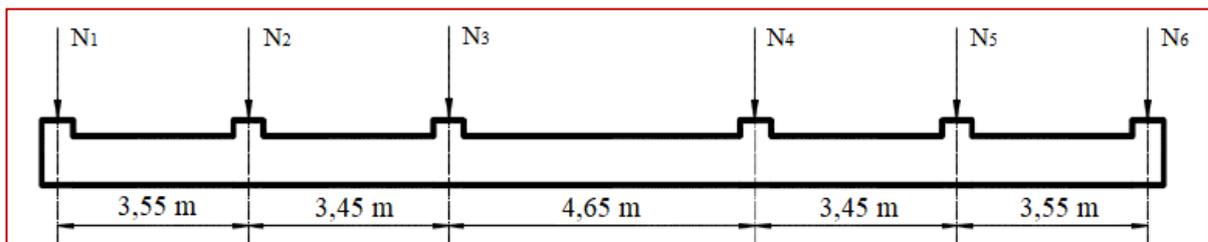


Figure VI.2. Semelle filante

$$\text{On a : } B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : $N = \sum_{i=1}^{i=6} = 7051,7348 \text{ KN}$; $\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ Bars}$

$$\text{Donc : } B \geq \frac{7051,7348}{18,65 \times 150} = 2,52 \text{ m}$$

Vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 2,85m, on remarque qu'il n'y aura pas de chevauchement entre les semelles finales.

On opte : $B = 2,6 \text{ m}$

Calcul de la surface de la semelle filante :

$$S \geq \frac{\Sigma Ni}{\sigma_{sol}} = \frac{7051,7348}{150} = 47,01 \text{ m}^2$$

Calcul de la hauteur total de la semelle filante :

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par la formule :

$$h_t = d + d'$$

d' : Enrobage des armatures

d : hauteur utile que doit voir vérifié la condition suivante : $d \geq \frac{B-b}{4}$

$d = 51,25$ cm donc on prend $h_t = 60$ cm

Vérification en tenant compte de la semelle filante :

$$N_T = N_{sup} + N_{inf} \quad \text{Avec} \quad N_{inf} = N_{A.P} + N_{S.f}$$

$$N_{sup} = \Sigma N_i = 7051,7348 \text{ KN}$$

$$N_{avant\ poteau} : \gamma_b \times S_{A.P} \times h \times n$$

$$N_{semelle\ filante} : \gamma_b \times S_{S.f} \times h$$

$S_{A.P}$: Surface de l'avant poteaux (55×55)

h : Hauteur de l'avant poteau $h = 1$ m.

n : nombre de poteaux revenant à la semelle filante $n = 6$

h_t : Hauteur de la semelle filante $h_t =$

$$A.N \begin{cases} N_{A.P} = 25 \times 0,55^2 \times 6 \times 1 = 45,38 \text{ KN} \\ N_{S.f} = 25 \times 0,6 \times 47,01 = 705,15 \text{ KN} \\ N_T = 7743,5028 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ Vérification de la contrainte

$$\frac{N^{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_s \quad \rightarrow \quad \frac{7802,2648}{47,01} = 0,166 \text{ MPa} > 0,15 \text{ MPa}$$

On voit bien que la contrainte de la semelle filante est supérieure à la contrainte admissible du sol, ce qui signifie que le type de semelle filante ne convient pas à notre structure.

4.3. Radier général

Les deux premières vérifications ne sont pas vérifiées, ce qui signifie que les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entre axes des poteaux, donc on opte pour un radier général comme type de fondation pour notre ouvrage.

Il est choisi par rapport à ces trois caractéristiques suivantes :

- Un mauvais sol (contrainte admissible faible).
- Charge importante transmise au sol.

4.3.1. Pré dimensionnement

On doit satisfaire les conditions suivantes :

✓ **Condition de coffrage :**

On a : h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 4,65$ m).

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{465}{20} = 23,25 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{465}{10} = 46,5 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ **Condition de raideur (rigidité) :**

Pour un radier rigide, il faut que : $\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$; $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$

L_e : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

E : Module de Young ($E = 3,21 \times 10^7$ KN/m²).

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : Coefficient de raideur du sol : $K = 4 \times 10^4$ KN/m³ (Sol moyen).

b : largeur de la semelle.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \geq 65,97 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 75$ cm

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times 3,21 \times 10^7 \cdot 0,7^3}{4 \times 10^4 \times 12}} = 3,26 \text{ m}$$

$$L_{max} = 4,65 \leq \frac{\pi}{2} L_e = 5,12 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

La largeur de la nervure

$$0,3 h_t < b < 0,7 h_t$$

Soit : $b = 50$ cm

✓ **Calcul de la surface du radier**

$$P_{rad} = 25 \times 0,30 \times 315,84 = 2368,8 \text{ KN}$$

$$N' = N + P_{rad} = 27647,2564 + 2368,8 = 30016,06 \text{ KN}$$

$$S_{rad} \geq \frac{N'}{\sigma_{Sol}} \rightarrow S_{rad} = \frac{30016,06}{150} = 200,11 \text{ m}^2$$

On prend : $S_{rad} = S_{batiment} = 315,84 \text{ m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur de la nervure } h_t = 75 \text{ cm} \\ \text{la largeur de la nervure : } b = 50 \text{ cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 30 \text{ cm} \\ \text{enrobage } d' = 5 \text{ cm} \\ \text{La surface du radier } S_{rad} = 315,84 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

4.3.2. Les vérifications nécessaires

4.3.2.1. Vérification au poinçonnement

La vérification à la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant est nécessaire, elle s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{BAEL99 (article A.5.2, 41)}$$

N_d : effort normal de calcul à l'ELU.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau de feillet moyen.

❖ Sous le poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau $(55 \times 55) \text{ cm}^2$, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\left\{ \begin{array}{l} A = a + h_t = 0,55 + 0,75 = 1,3 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0,55 + 0,75 = 1,3 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow U_c = 5,2 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } N_d = 2,6758735 \text{ MN} \leq 0,045 \times 5 \times 0,75 \times \frac{25}{1,5} = 2,925 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Pas de risque de poinçonnement

4.3.2.2. Vérification de la contrainte dans le sol

Cette vérification nécessite une satisfaction de la condition suivante dans les deux sens :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{Sol} \\ \sigma_{x,y} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}(x,y) \end{array} \right.$$

D'après le logiciel "SOCOTEC" on a tiré les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 7122,3 \text{ m}^4 ; I_y = 9702,6 \text{ m}^4 ; X_G = 9,6 \text{ m} ; Y_G = 8,225 \text{ m}$$

L'effort normal N et le moment M sont tirés à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS.

Sens x-x**Données :**

$$N = 27,6472564 \text{ MN} ; M_x = 6,408 \text{ MN.m} ; I_{xg} = 7122,3 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{27,6472564}{315,84} + \frac{6,408 \times 8,225}{7122,3} = 0,095 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{27,6472564}{315,84} - \frac{6,408 \times 8,225}{7122,3} = 0,08 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,095 + 0,08}{4} = 0,09125 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 0,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y**Données :**

$$N = 27,6472564 \text{ MN} ; M_y = 14,57 \text{ MN.m} ; I_{yg} = 9702,6 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{27,6472564}{315,84} + \frac{14,57 \times 9,6}{9702,6} = 0,102 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{27,6472564}{315,84} - \frac{14,57 \times 9,6}{9702,6} = 0,073 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{min} = \frac{3 \times 0,102 + 0,073}{4} = 0,095 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 0,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

4.3.2.3. Vérification de la poussée hydrostatique

On doit vérifier la condition suivante : $N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

f_s : 1,15 (coefficient de sécurité).

γ_w : 10KN/m³ (Poids volumique de l'eau).

S_{rad} : 315,84 m² (Surface du radier).

H : 2 m (la hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 27647,2564 \text{ KN} \geq 1,15 \times 2 \times 315,84 \times 10 = 7264,32 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

4.3.2.4. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (1)$$

Nous considérons que la largeur du radier est $b = 1\text{m}$.

$$V_d = \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2S} \rightarrow V_d = \frac{37901,8081 \times 4,65 \times 1}{2 \times 315,84} = 279,01 \text{ KN}$$

$$\text{De (1)} \rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}} = \frac{279,01 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,11 \text{ m}$$

Donc on prend : $d = 25 \text{ cm}$

$$\tau_u = 1,12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

4.3.2.5. Vérification à la stabilité au renversement

Selon le **RPA (ART 10. 1. 5)** on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{– Sens X – X : } e = \frac{6,408}{27,6472564} = 0,231 < \frac{19,2}{4} = 4,8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{– Sens Y – Y : } e = \frac{14,57}{27,6472564} = 0,527 < \frac{16,45}{4} = 4,11 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Ferraillage du radier général

Le radier est une fondation superficielle qui travaille comme un plancher renversé, et qui se calcule à la flexion simple. On ferraille le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier.

✓ Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

Avec : N_u : l'effort normal ultime donné par la structure.

$$\text{On a : } N_u = N_{ucal} + N_{rad}$$

$$N_{rad} = 1,35G = 1,35(0,3 \times 315,84 \times 25) = 3197,88 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_u = 37901,8081 + 3197,88 = 41099,6881 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{41099,6881}{315,84} = 130,128 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité :

$$\begin{cases} L_x = 4,65 - 0,55 = 4,10 \text{ m} \\ L_y = 4,25 - 0,55 = 3,70 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,91 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0447 \\ \mu_y = 0,8036 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0447 \times 130,128 \times 4,25^2 \\ M_{0y} = 0,8036 \times 105,06 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 105,06 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 84,42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 78,795 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 63,315 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -52,53 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h) = (1 \times 0,3) \text{ m}^2$

- **Condition de non fragilité**

Pour une dalle d'épaisseur $\geq 12\text{cm}$ et $\rho > 0,4$.

$$\begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \quad \text{avec : } \rho_0 = 0,0008$$

Tableau VI.1. Section d'armature 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	78,795	9,51	1,254	10,78	7HA14	15
	Y-Y	63,315	7,56	2,4	7,70	5HA14	20
Appui	-52,53	6,23	1,254	7,70	5HA14	20	

✓ **Vérification à l'ELS**

Avec : N_s : l'effort normal service donné par la structure.

$$N_s = 27647,2564 + 2368,8 = 30016,06 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{30016,06}{315,84} = 95,035 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0518 \\ \mu_y = 0,8646 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 88,92 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 76,88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 66,69 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 57,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -44,46 \text{ KN.m}$$

- **Vérifications des contraintes**

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation	M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation	
Travée	x-x	66,69	7,52	63583	7,89 < 15	Vérifiée	275,03	Pas vérifiée
	y-y	57,66	6,53	48683	7,74 < 15	Vérifiée	328,14	Pas vérifiée
Appui	-44,46	6,53	48683	5,96 < 15	Vérifiée	253,02	Pas vérifiée	

Tableau VI.3. Section d'armature du radier à l'ELS

Localisation	M(KN.m)	β (10 ⁻²)	α	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	N ^{bre} de barres	St (cm)	
Travée	x-x	66,69	0,388	0,34	14,75	16,08	8HA16	12
	y-y	57,66	0,281	0,289	12,65	14,07	7HA16	14
Appui	-44,46	0,281	0,289	9,63	10,78	7HA14	14	

• Vérification des espacements

Sens x – x : $St = 12 \text{ cm} \leq \begin{cases} \min(2,5h_r ; 25 \text{ cm}) \\ \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm} \end{cases}$

Sens y – y : $St = 14 \text{ cm} < \min(3h_r ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

✓ Schéma de ferrailage

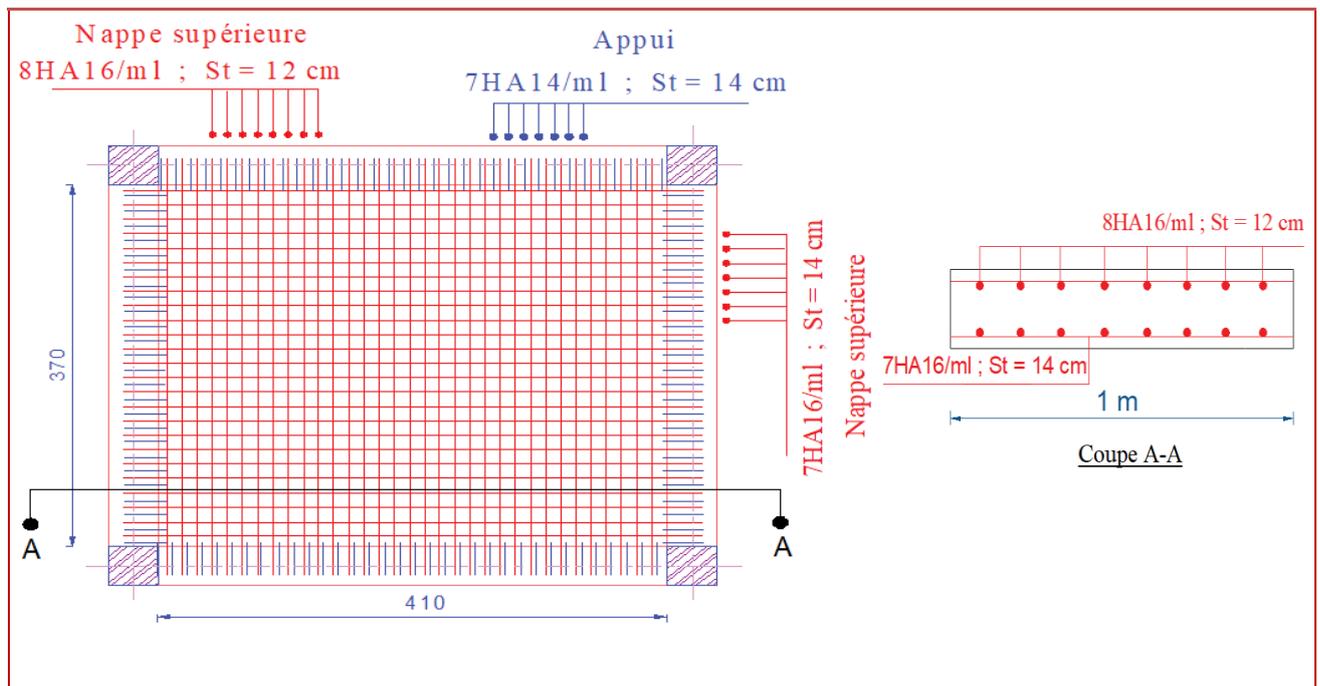


Figure VI.3. Schéma de ferrailage du radier.

5. Etude des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier, La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures.

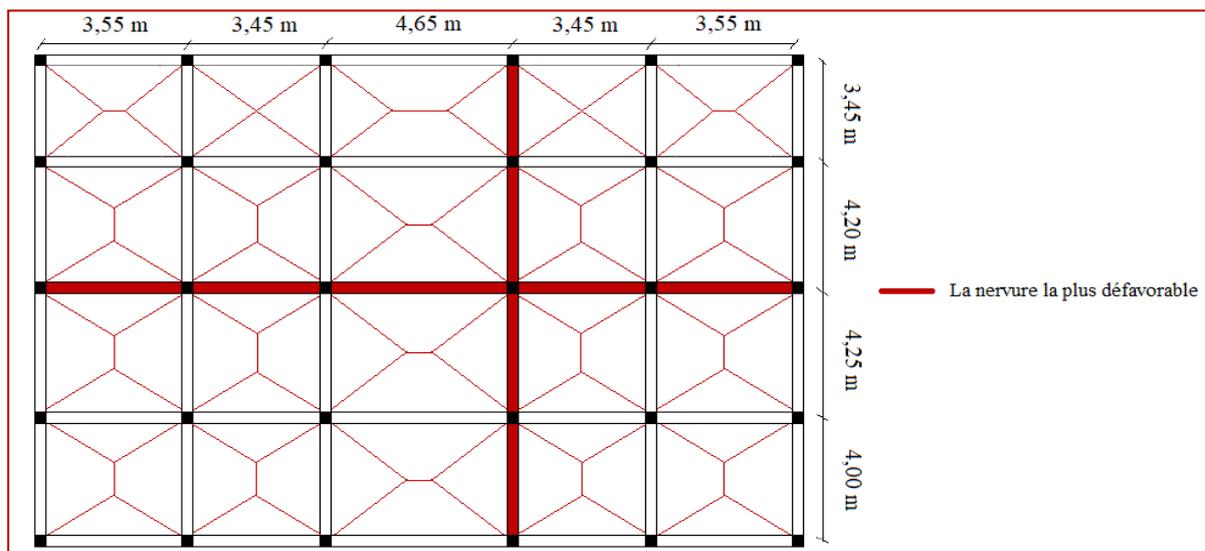


Figure VI.4. Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier

Afin de simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- q_m : Charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.
- q_v : Charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réelle.
- P : Charge répartie sur la surface du radier.

Charge trapézoïdale

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times l_{xd} \right] \quad \text{avec : } \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y} \text{ et } \rho_g = \frac{l_{xg}}{l_y}$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times l_{xd} \right]$$

Charge triangulaire

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}} \quad : \text{ Dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la meme travée.}$$

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} \quad : \text{ Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

✓ **Calcul des sollicitations**

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens de calcul, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

➤ **Schéma statique équivalent**

Sens X-X :

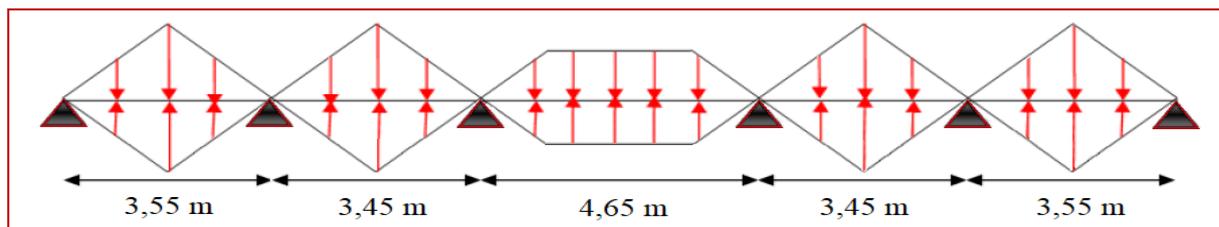


Figure VI.5. Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier dans le sens (x-x)

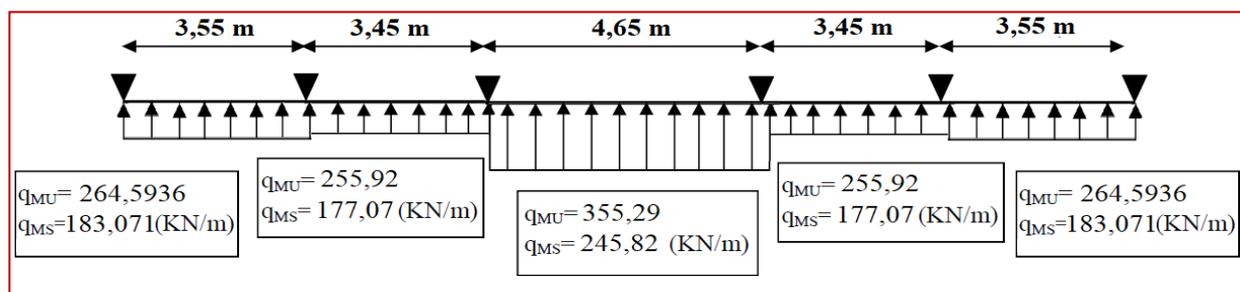


Figure VI.6. Schéma statique de la nervure selon (x-x)

Sens Y-Y :

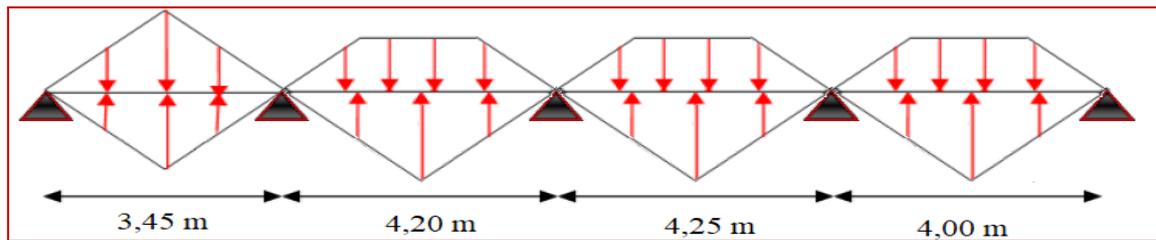


Figure VI.7. Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier selon le sens (y-y)

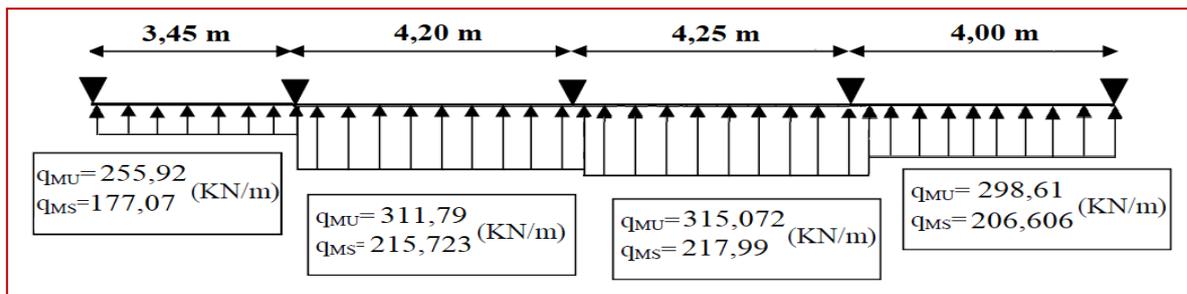


Figure VI.8. Schéma statique de la nervure selon (y-y)

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU

Sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)	V_g (m)	V_d (m)
X-X	AB	3,55	264,594	0	-321,026	1,433	271,758	379,224	-560,083
	BC	3,45	255,92	-321,026	-429,748	1,602	7,314	-560,083	826,049
	CD	4,65	355,29	-429,748	-429,748	2,325	530,534	826,049	-826,049
	DE	3,45	255,92	-429,748	-321,026	1,848	7,314	-826,049	560,083
	EF	3,55	264,594	-321,026	0	2,117	271,758	560,083	-379,224
Y-Y	AB	3,45	255,92	0	-385,871	1,288	212,266	329,615	646,312
	BC	4,20	311,79	-385,871	-421,349	2,073	284,001	646,312	-663,206
	CD	4,25	315,072	-421,349	-500,71	2,066	250,897	-663,206	722,398
	DE	4,00	298,61	-500,71	0	2,419	373,102	722,398	-472,043

Tableau VI.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELS

Sens	Travée	L (m)	q_s (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)
X-X	AB	3,55	183,071	0	-222,116	1,433	188,028
	BC	3,45	177,07	-222,116	-297,338	1,602	5,062
	CD	4,65	245,82	-297,338	-297,338	2,325	367,067
	DE	3,45	177,07	-297,338	-222,116	1,848	5,062
	EF	3,55	183,071	-222,116	0	2,117	188,028
Y-Y	AB	3,45	1,433	0	0	1,288	146,867
	BC	4,20	1,602	-266,981	-266,981	2,073	196,496
	CD	4,25	2,325	-291,523	-291,523	2,066	173,585
	DE	4,00	1,848	-346,433	-346,433	2,419	258,148

➤ Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple.

Détermination de la largeur b :

Sens x-x

On a : $h = 0,75 \text{ m}$; $h_0 = 0,30 \text{ m}$

$b_0 = 0,50 \text{ m}$; $d = 0,70 \text{ m}$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots (CBA. Art 4.1.3)$$

$$\frac{b - 0,50}{2} \leq \min(2,325; 0,345) = 0,345 \text{ m} \rightarrow b = 1,19 \text{ m}$$

Sens y-y

$$\frac{b - 0,50}{2} \leq \min(2,125; 0,345) = 0,345 \text{ m} \rightarrow b = 1,19 \text{ m}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Sollicitation dans les nervures à l'ELS

Localisation		M (KN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	Choix des barres
X-X	Travée	367,067	18,14	10,06	18,85	6HA20
	Appui	-297,338	22,54	10,06	24,15	3HA25 + 3HA20
Y-Y	Travée	258,148	15,656	10,06	16,08	8HA16
	Appui	-346,433	21,23	10,06	22,87	6HA20+2HA16

- **Les vérifications nécessaires**

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

On a : $\bar{\tau} < \min(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5 \text{ MPa}$

Selon le sens(x) : $\tau_u = \frac{0,826049}{1,19 \times 0,70} = 0,99 \text{ MPa} < 2,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Selon le sens(y) : $\tau_u = \frac{0,722398}{1,19 \times 0,70} = 0,87 \text{ MPa} < 2,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

➤ **Vérification des contraintes**

On a : $\begin{cases} \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$

Tableau VI.7. 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	367,067	16,02	986973	5,96 < 15	Vérifiée	301,16 > 201,63	Pas vérifiée
	Appui	-297,338	18,37	1282304	4,26 < 15	Vérifiée	187,16 < 201,63	Vérifiée
Y-Y	Travée	258,148	14,94	863498	4,19 < 15	Vérifiée	246,91 > 201,63	Pas vérifiée
	Appui	-346,433	17,41	1158102	4,96 < 15	Vérifiée	235,96 < 201,63	Pas vérifiée

➤ **Vérification des contraintes**

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

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

Tableau VI.8. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation	M_s (KN.m)	β (10 ⁻²)	α	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	Nbre de barres
X-X Travée	367,067	0,312	0,237	28,24	29,45	6HA25
Y-Y Travée	258,148	14,94	0,199	19,59	24,15	3HA25 + 3HA20
Y-Y Appui	-346,433	17,41	0,230	26,58	29,45	6HA25

Les armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t^{max} \right]; \phi_t \leq \min(21,43; 50; 25) \text{ mm} ; \text{ donc } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

$$A_{trans} = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

On opte un espacement entre les armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$

Les armatures de peau :

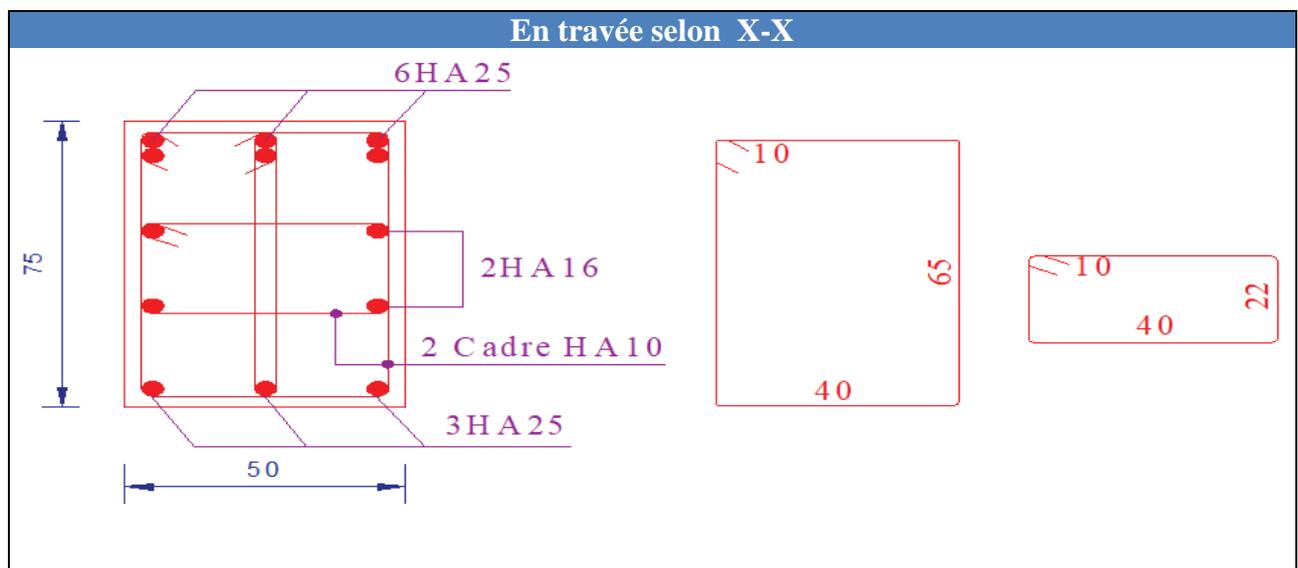
Vu la hauteur importante des nervures, il est indispensable de mettre des armatures de peau afin d'éliminer tous risque de fissuration du béton.

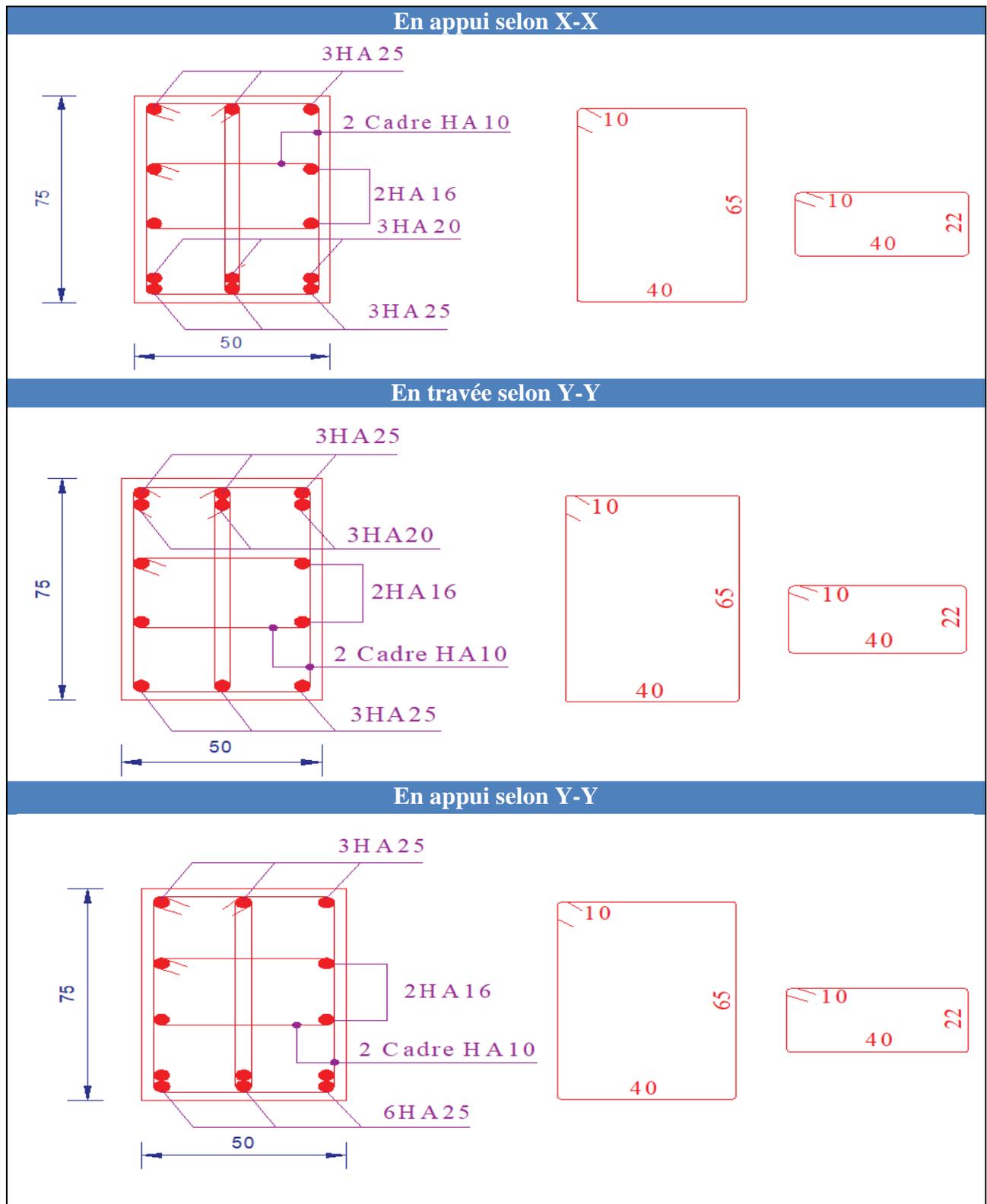
$$\text{Ce qui donne : } A_p = 0,2\%(b_0 \times h) = 0,002(75 \times 50) = 7,5 \text{ cm}^2.$$

On opte : 4HA16 = 8,04 cm² par face.

✓ **Schéma de ferrailage**

Tableau VI.9. Schéma de ferrailage des nervures.





6. Etude du voile périphérique

6.1. Introduction

Selon le RPA 99/2003, les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15 cm.
- ✓ Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

6.2. Caractéristiques des voiles

- Hauteur : $h = 2,53$ m.
- Epaisseur : $e = 15$ cm.

6.3. Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma_h = 18$ KN/m³
- Angle de frottement : $\varphi = 6^\circ$
- Cohésion : $C = 0,46$ bars.

• Evaluation des charges et surcharges

➤ La poussée des terres :

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 2,23 \times 18 \times \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{6}{2} \right) - 2 \times 0,46 \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{6}{2} \right) = 36,09 \text{ KN/m}^2$$

➤ Surcharge accidentelle :

On a : $q = 10$ KN/m²

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow Q = 8,11 \text{ KN/m}^2$$

6.4. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

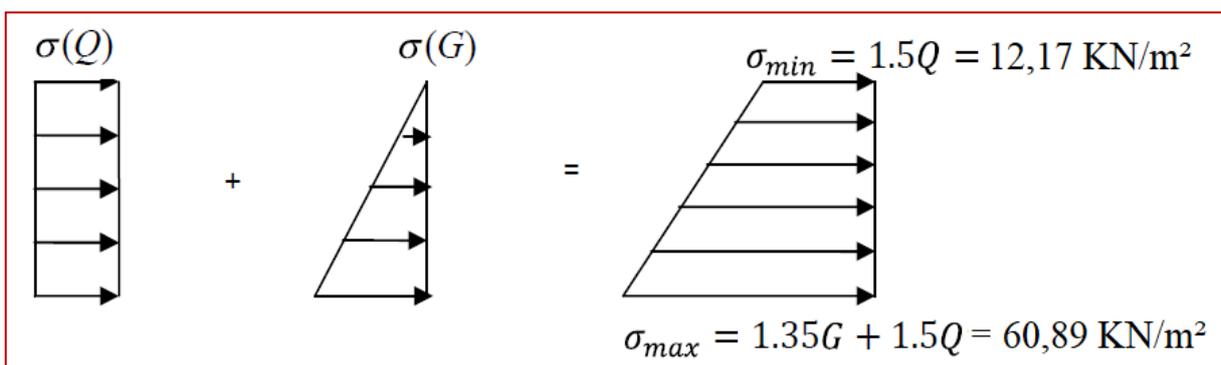


Figure VI.9. Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 48,71 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 48,71 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques :

$$\begin{cases} l_x = 2,53 \text{ m} \\ l_y = 4,1 \text{ m} \end{cases} \text{ avec } \begin{cases} b = 1 \text{ m} \\ e = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Les moments isostatiques**

$$\rho = \frac{2,53}{4,1} = 0,62 > 0,4 \rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens.}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0794 \\ \mu_y = 0,3205 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0x} = 0,0794 \times 48,71 \times (2,53)^2 = 24,76 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0,3205 \times 24,76 = 7,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments corrigés**

$$\begin{cases} M_x = 0,85 \times M_{0x} = 21,05 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,85 \times M_{0y} = 6,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -12,38 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous

$$\text{Avec : } A_{min} = 0,1\% \times b \times h$$

Tableau VI.10. Ferrailage des voiles périphérique

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	21,05	0,1486	0,2021	0,092	6,58	1,43	6HA12 = 6,79
	y-y	6,75	0,0476	0,0610	0,098	1,99	1,2	4HA10 = 3,14
Appui	-12,38	0,0874	0,1145	0,095	3,73	1,43	4HA12 = 4,52	

➤ **Espacements**

$$\begin{cases} \text{Sens x : } S_t \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 17 \text{ cm} \\ \text{Sens y : } S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Vérifications nécessaires**

$$\rho = 0,62 > 0,4 \quad \text{avec} \quad e = 15 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,62) 100 \times 15 = 1,43 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,2 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant**

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{48,71 \times 2,53}{2} \times \frac{(4,1)^4}{(2,53)^4 + (4,1)^4} = 53,82 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{48,71 \times 4,1}{2} \times \frac{(2,53)^4}{(2,53)^4 + (4,1)^4} = 12,64 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

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

$$\tau_u = 0,54 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Vérification à l'ELS**

$$\rho = 0,544 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0844 \\ \mu_y = 0,4892 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 44,2 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{min} = Q = 8,11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3(44,2) + 8,11}{4} = 35,18 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 35,18 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$\begin{cases} M_{0x} = 0,0844 \times 35,18 \times (2,53)^2 = 19 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0,4892 \times 15 = 9,29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments corrigés**

$$\begin{cases} M_x = 0,85 \times M_{0x} = 16,15 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,85 \times M_{0y} = 7,90 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0,5 \times M_{0x} = -9,5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Vérification des contraintes**

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

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

$$\text{On a : } \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau VI.12. Vérifications des contraintes à l'ELS

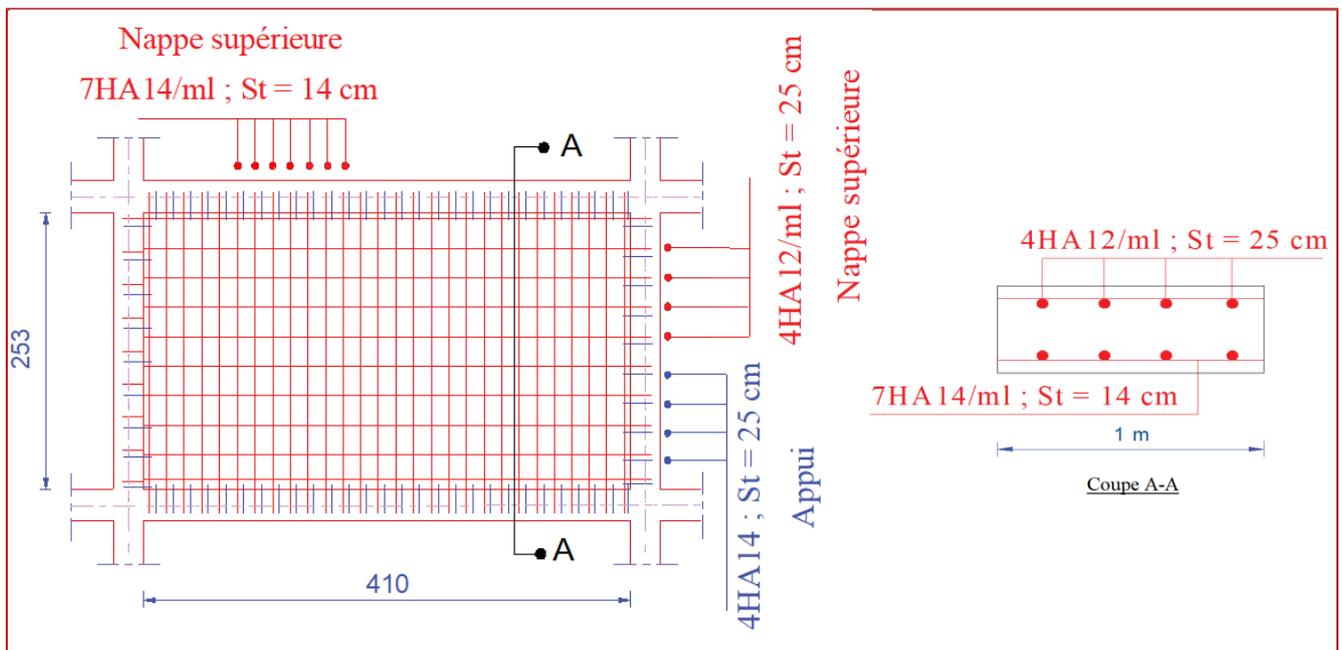
Localisation	M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	Observation	σ_{st} (MPa)	Observation	
Travée	X-X	16,15	3.61	5726,9	10,18	Vérifiée	270,37	Pas vérifiée
	Y-Y	7,9	2.63	3164,7	6,58	Vérifiée	275,81	Pas vérifiée
Appui	9,5	3,06	4220,6	6,90	Vérifiée	234,10	Pas vérifiée	

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée.

Tableau VI.13. Section d'armature du radier à l'ELS

Localisation	M(KN.m)	β (10^{-2})	α	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	N ^{bre} de barres	St (cm)	
Travée	X-X	16,15	0,8	0,38	9,17	10,78	7HA14	15
	Y-Y	7,9	0,39	0,266	4,3	4,52	4HA12	25
Appui	9,5	0,47	0,291	5,22	6,16	4HA14	25	

➤ Schéma de ferrailage du voile périphérique

**Figure VI.10.** Répartition des contraintes sur le voile

7. Conclusion

Après avoir fait toutes les vérifications nécessaires concernant ce chapitre, nous avons constaté que le radier est le choix qui correspond à notre structure afin de transmettre les charges de la superstructure vers le sol et cela a pour but d'éviter le chevauchement et vu la fragilité de la contrainte admissible du sol. Et parmi ces avantages :

- Les surfaces importantes des semelles, ce qui conduit à minimiser les forces de pression apporté par la structure.
- La facilité de réalisation.

Conclusion Générale

Conclusion générale

L'étude de notre projet fut tout d'abord une très bonne expérience avant le début de la vie professionnelle, et nous a permis d'acquérir de nouvelles connaissances concernant notre domaine d'une part, et d'une autre part d'analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Tout en respectant le règlement exigé. Les points important tirés de cette étude sont :

- Il est obligatoire d'équilibrer entre le critère économique et le critère de résistance, ce qui veut dire qu'il faut se baser sur la sécurité pour garantir la stabilité de l'ouvrage, tout en assurant l'économie.
- Une connaissance parfaite de logiciel de modélisation ETABS V16 est indispensable afin d'arriver à avoir une structure antisismique.
- L'aspect architectural du bâtiment est le premier obstacle que nous avons rencontré, et ce dernier influe directement sur le comportement de la structure vis-à-vis les effets extérieurs, tel que le séisme. ainsi que le décrochement de la structure à son tour aussi a causé des difficultés pendant la disposition des voiles. Ce qui nécessite une intervention d'un ingénieur en Génie civil.
- L'étude de la mobilisation de notre structure, nous a conduits à aboutir un système mixte tout en vérifiant les interactions entre les voiles et les portiques vis-à-vis les charges verticales et horizontales.
- Pendant l'étude des éléments structuraux, on a constaté que le ferrailage du RPA est le plus défavorable pendant le ferrailage des poteaux.
- Afin d'éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, on doit vérifier les moments résistants au niveau des zones nodales.
- Pendant l'étude de l'infrastructure, le radier est le type de fondation choisi, vu les capacités portante et la contrainte admissible du sol pour le choix des semelles filantes, et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées.

Après l'étude faite concernant la conception parasismique, il est indispensable que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en collaboration pendant toute la période de réalisation, sans oublier de souligner l'importance de qualité des matériaux choisis, et leur mise en œuvre.

Bibliographie

Bibliographie

- *Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.*
- *Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99/ version 2003.*
- *DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.*
- *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.*
- *Cours de béton armé, 3^{ième} année licence et 1^{ere} année master.*
- *Anciens mémoires de fin d'étude.*

Logiciels

- ❖ *Outil de saisie Word 2013.*
- ❖ *Outil de calcul Excel 2013.*
- ❖ *Logiciel d'analyse des structures ETABS V2016*
- ❖ *Outil de conception Auto CAD 2016*
- ❖ *SOCOTEC*

Annexes

Annexe 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMEMENT CHARGÉES ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
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	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
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	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$

$$\rho = 0,8$$

		u/lx										
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de M ₁	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
	1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045
Valeur de M ₂	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
	1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027

Annexe 3

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armature 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	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	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

VIII. CONCLUSIONS

Le site destiné pour la réalisation d'une promotion immobilière de 114 logements est situé sur un terrain doté d'une pente faible à moyenne; caractérisé par de faibles dépressions.

Il est limité à l'Est par la rue ATALA AEK, à l'Ouest par la zone non aedificandie, au Nord par l'ilot n° 15, n° 16 et une bâtisse en R+1 et au Sud par l'ilot n° 12 et un Oued.

La géologie du site est constituée par des argiles limoneuses noirâtres et rougeâtre légèrement graveleuse, une nappe alluvionnaire de dimensions moyennes à grossières composée par des argiles, limons, graviers, galets et blocs calcaire et gréseux, reposant sur une formation de marnes limoneuses associées avec des grés.

En se basant sur la nature du sous-sol, les caractéristiques géotechniques ainsi que les résultats des essais pénétrométriques nous vous recommandons des fondations superficielles de type radier qu'il y a lieu d'ancrer à partir de **2m** de profondeur et de prendre une contrainte admissible **1,5 bars**.

Le sous sol du site est constitué par une nappe alluvionnaire, composée par des argiles, sables graviers, galets et blocs, d'où cette formation hétérogènes peuvent engendrer des tassements différentiels, d'où il ya lieu d'opter pour un compactage de l'assise de fondation afin d'éliminer tous les vides.

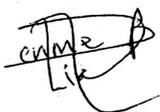
Les tassements seront ressentis lors de la construction de l'ouvrage qui consiste à la réorganisation des éléments graveleux

Afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage, il ya lieu d'effectuer :

- Un drainage efficace des eaux pluviales et les eaux de surface.
- Réaliser des dispositifs de protection du ravin contre les affouillements et l'érosion
- De prendre en compte la sismicité de la région dans le calcul des structures en béton armés.

Les analyses chimiques indiquent que ces sols ne présentent aucune agressivité pour les bétons hydrauliques de l'infrastructure

INGÉNIEUR CHARGÉ DE L'ÉTUDE





VI. CLASSIFICATION DU SITE

Le sous sol du site est constitué par des argiles limoneuses noirâtres et rougeâtre légèrement graveleuse, une nappe alluvionnaire de dimensions moyennes à grossières composée par des argiles, limons, graviers, galets et blocs calcaire et gréseux, reposant sur une formation de marnes limoneuses associées avec des grès.

L'essai SPT a donné une valeur N (nombre de coup) de 18 à 25, au vu de cette valeur, le site peut être classé dans la catégorie **S3 site meuble**.

VII. CALCUL DE FONDATION

1. Calcul de la contrainte admissible à partir des essais de laboratoire

$$Q_{adm} = \gamma_2 D + 1/F (q_l - \gamma_1 D)$$

$$Q_l = 0.5 S_\gamma \gamma_1 B N_\gamma + S_q \gamma_2 D N_q + S_c C N_c$$

$$Q_{adm} = \gamma_2 D + 1/F [0,5 \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D (N_q - 1) + C N_c]$$

Avec F_s = coefficient de sécurité pris égal à 3.

La contrainte de rupture est calculée par la formule suivante :

γ_1 : Poids volumique du sol sous la base de la fondation.

γ_2 : Poids volumique du sol latéralement à la fondation.

C : Cohésion du sol

D : Profondeur d'encastrement de la semelle.

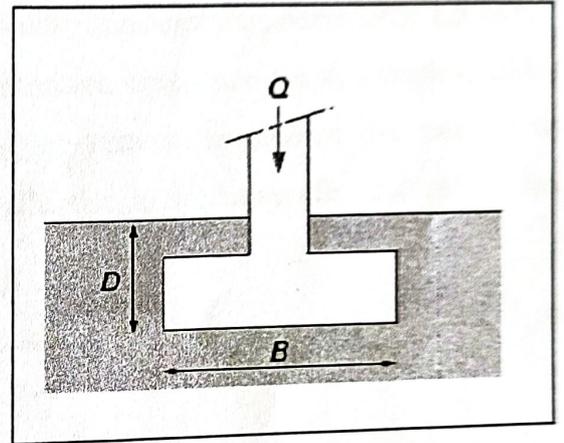
B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle

q_u : La contrainte ultime

S_γ, S_q, S_c facteurs dépendant de la forme géométrique de la semelle

N_γ, N_q, N_c coefficients de portance dépendant de l'angle de frottement interne



- Hypothèses de calcul

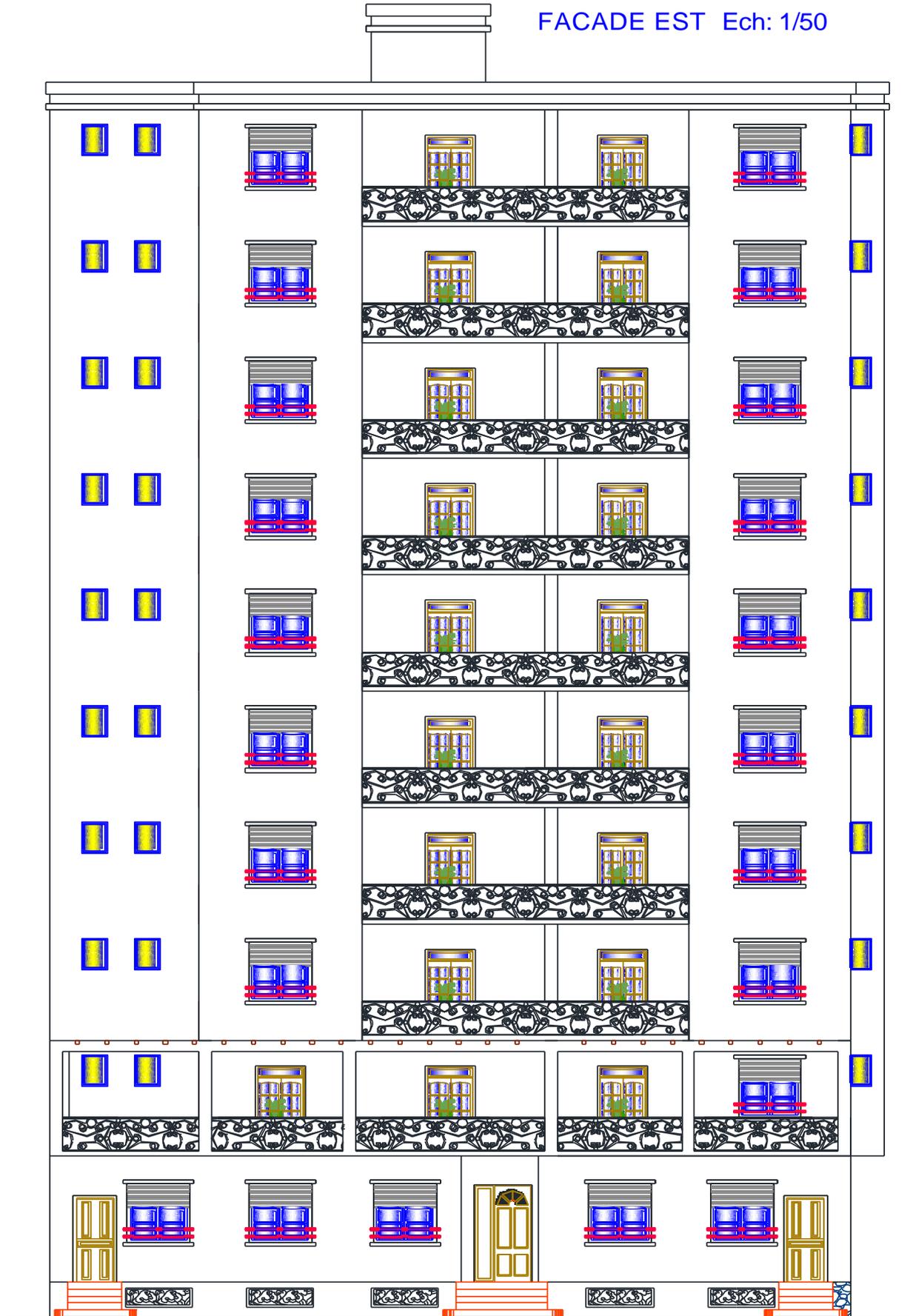
Les résultats de calcul sont insérés dans le tableau suivant :

D(m)	B(m)	γ_1	γ_2	N_γ	N_q	N_c	ϕ°	C_{uu} (bars)	Q_{adm} (bars)
2.0	10	0,18	0,18	0.14	1.72	6.81	6	0.46	1.5

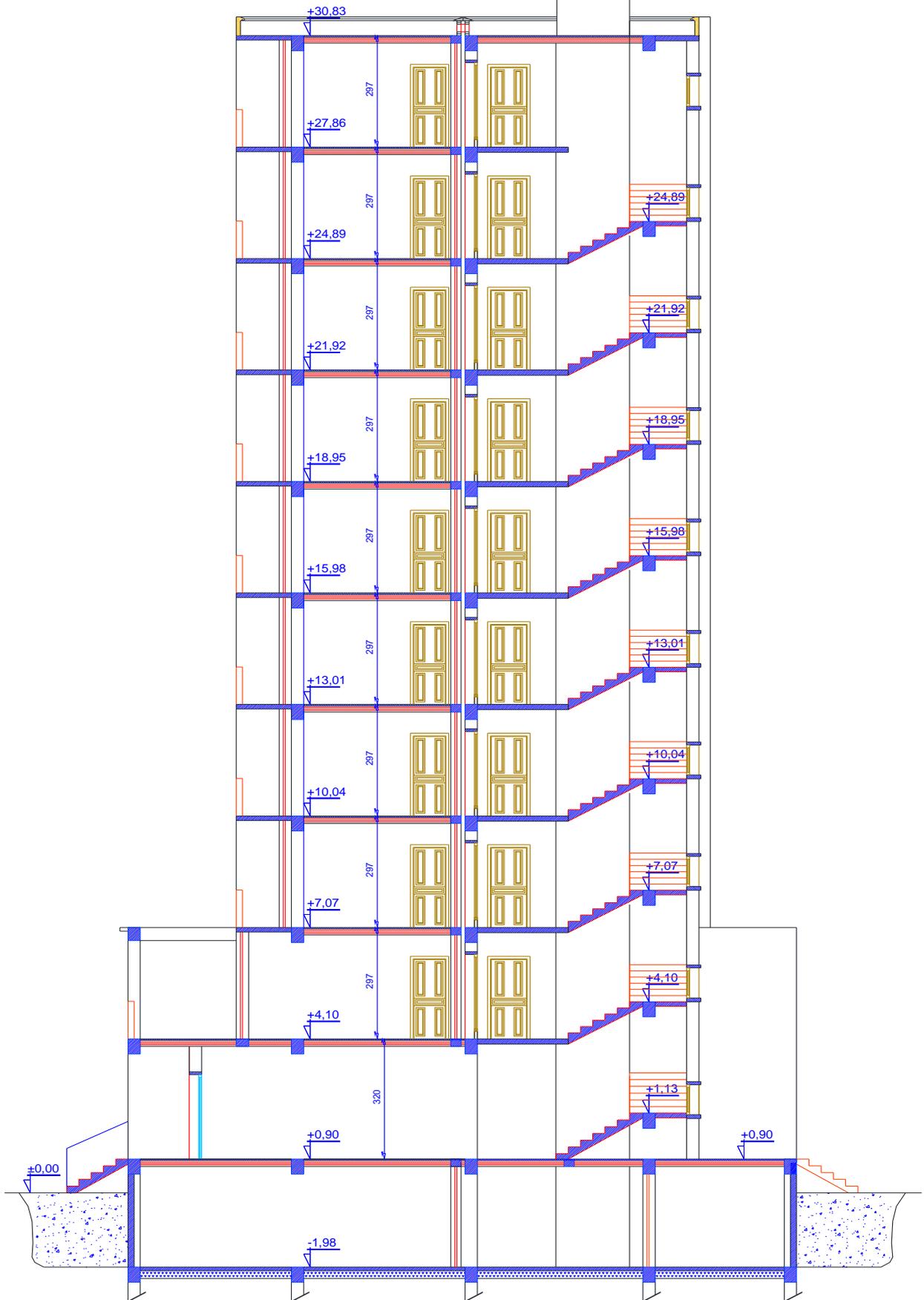
Ces sols peuvent développer des contraintes admissibles de l'ordre de **1.5 Bars** pour des fondations superficielles ancrées à **2.0m** de profondeur.

Plans de la structure

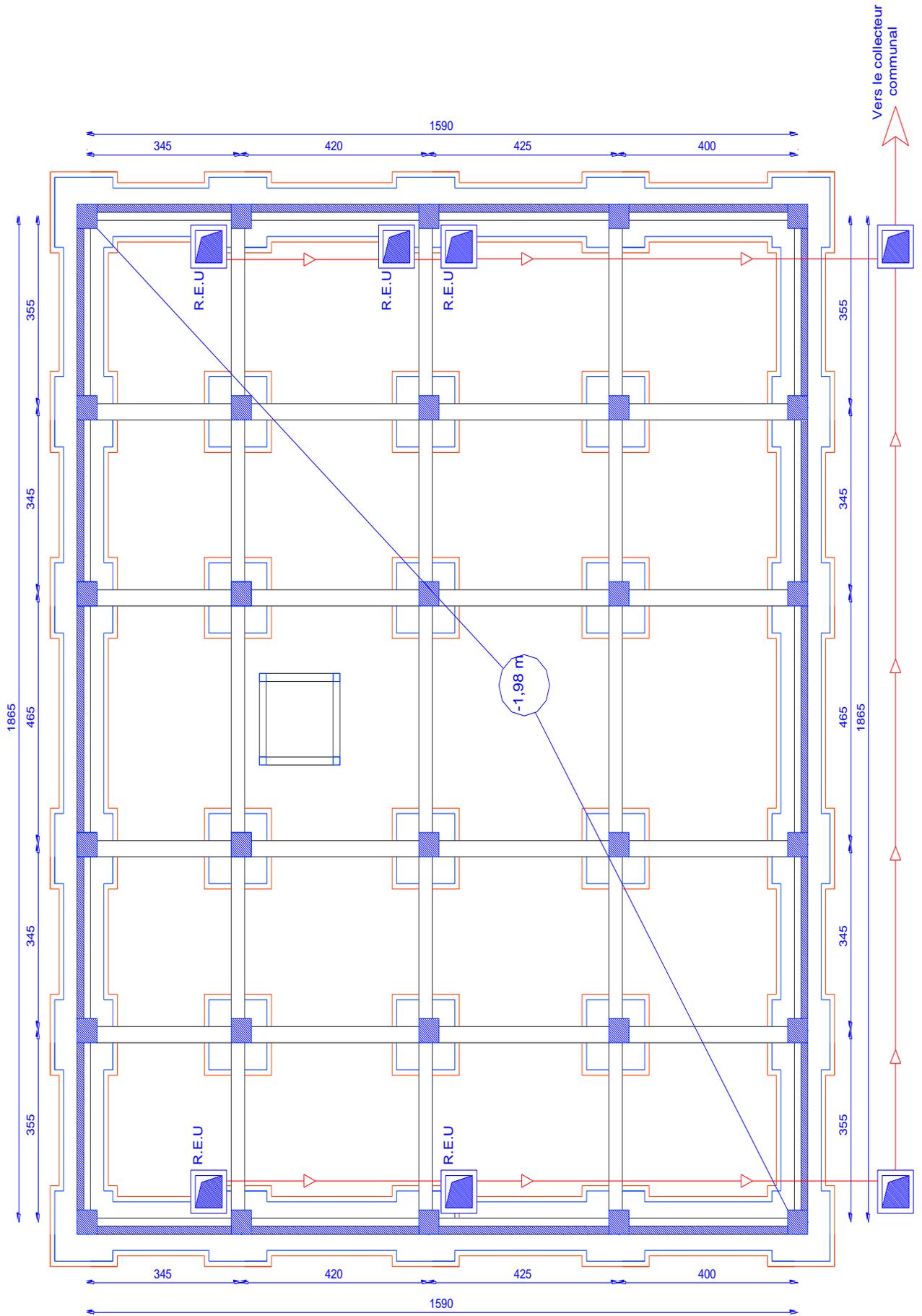
FACADE EST Ech: 1/50



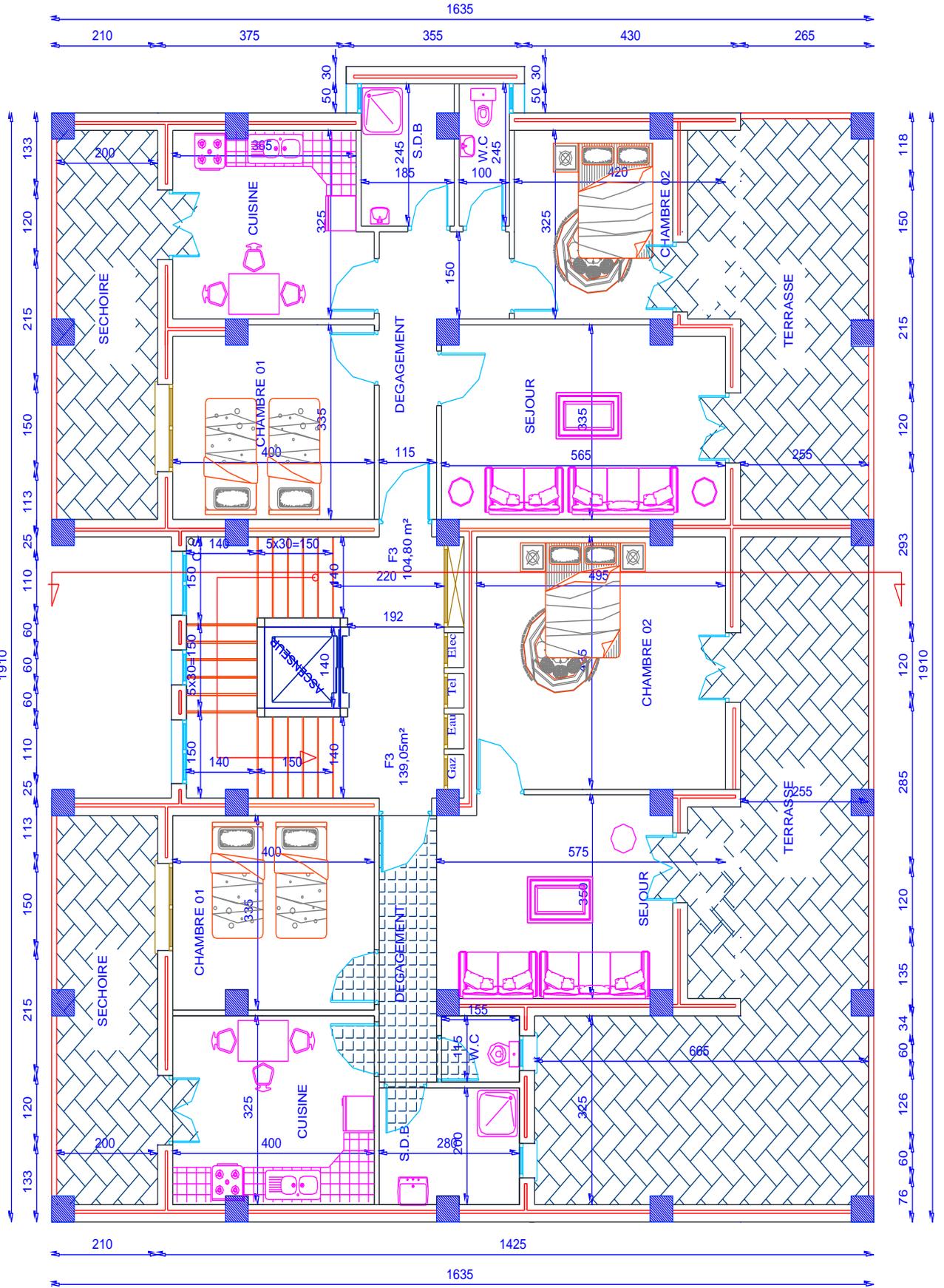
COUPE A-A Ech: 1/50



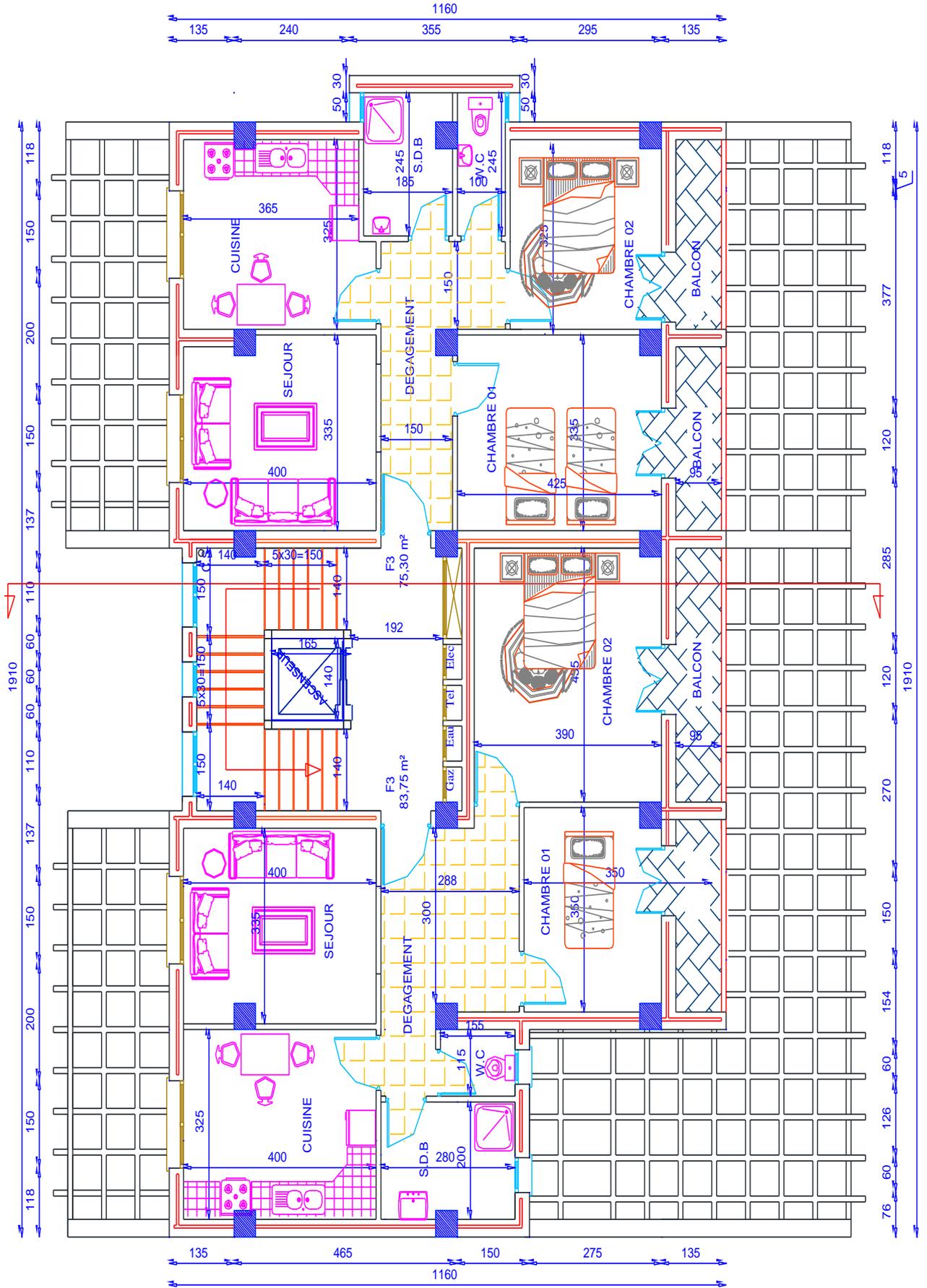
PLAN DE FONDATIONS Ech: 1/50



PLAN ETAGE 01 Ech: 1/50



PLAN ETAGE 02 Ech: 1/50



PLAN DE TERRASSE Ech: 1/50

