



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

Mémoire de fin d'étude

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil

Option : Structures

Thème :

Étude d'un bâtiment (R+8+Sous-sol) à usage d'habitation
contreventé par un système mixte (voiles - portique)

Réalisé par :

- **BEDJOU Ouassim**

-**LAHDIR Sakina**

Encadré par :

M^r CHELOUAH.N

Membres du jury :

M^{me} BOUICHE. L

M^{me} BOUSSAA. L

Année universitaire : 2020/2021

Remerciement

Tout d'abord nous tenons à remercier le bon dieu de nous avoir donné la force et la capacité de terminer ce projet modeste qui fait notre fierté.

Nos remerciements s'adressent à tous ceux qui d'une manière ou d'une autre ont coopéré à l'élaboration de ce travail et particulièrement :

Notre encadreur Mr. CHELOUAH qui nous a guidés à concrétiser ce projet.

A tous les enseignants du départements génie civile qui nous ont fourni les informations nécessaires à la réussite de notre cursus universitaire, également les membres de jury qui ont bien voulu nous faire l'honneur d'évaluer notre travail.

A l'équipe du bureau d'étude (BEOGC) de Monsieur DJERMOULI. T

Enfin, nous remercions nos parents de nous avoir facilité la vie pour réussir nos études.

Dédicace

*Je remercie dieu tout puissant de m'avoir donnée la santé et
le courage*

Pour terminer ce modeste travail

Je dédie ce travail à ...

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments
les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes
côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a
sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis,
merci infiniment mes parents.*

A mes très chers frères Samy et Amine

A ma sœur Ania

A tous mes amies avec qui j'ai passé des bons moments.

A mon fiancé : Ouassim.

Sakina

Dédicace

*Je remercie dieu tout puissant de m'avoir donnée le courage,
la force et la patience d'achever
ce modeste travail*

Je dédie ce travail à ...

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments
les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes
côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a
sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis,
merci infiniment mes parents.*

A ma sœur Asma.

A ma grand-mère qui prie toujours pour ma réussite.

*A ma tante Lamia et ses enfants Youcef et Menand qui
compte beaucoup pour moi.*

A mon oncle Hamid et sa famille.

A mes chers amis qui n'ont pas cessé de me soutenir.

A ma fiancée : Sakina.

Ouassim.

Liste des figures

Chapitre I : Généralités

Figure I.1. La vue en plan (RDC) du bâtiment.....	1
Figure I.2. Façade principale du bâtiment.....	1

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1. Plancher à corps creux.....	7
Figure II.2. Schéma de la disposition des poutrelles dans le RDC	8
Figure II.3. Schéma de la disposition des poutrelles dans l'étage courant.....	8
Figure II.4. Schéma de la disposition des poutrelles dans la terrasse inaccessible	8
Figure II.5. Schéma d'une poutrelle	9
Figure II.6. Schéma de l'escalier de deux volées	10
Figure II.7. Schéma de l'escalier de volée 1 et 3	11
Figure II.8. Schéma statique de la console	12
Figure II.9. Coupe transversale d'un voile	13
Figure II.10. Schéma statique de l'acrotère.....	16
Figure II.11. Surface afférente du poteau D4.....	16

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure III.1. Diagramme des efforts tranchant d'une poutre à deux travées.....	27
Figure III.2. Ferrailage de la dalle de compression.....	36
Figure III.3. Dalle pleine sur 2 appuis.....	37
Figure III.4. Section de la dalle pleine à ferrailer.....	37
Figure III.5. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis	40
Figure III.6. Dalle pleine sur 1 seul appui	40
Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 1 seul appui	42
Figure III.8. Coupe transversale d'ascenseur	43
Figure III.9. Représentation de la surface de la charge concentrée.....	43
Figure III.10. Schéma de ferrailage du local machine et la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	47
Figure III.11. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	51
Figure III.12. Schéma des sollicitations dans l'acrotère	52
Figure III.13. Section de l'acrotère à ferrailer.....	53
Figure III.14. Schéma de ferrailage de l'acrotère	56

Figure III.15. Schéma statique de l'escalier à deux volées	56
Figure III.16. Schéma de ferrailage de l'escalier à deux volées	59
Figure III.17. Schéma statique de la 1 ^{ère} et 3 ^{ème} volée	59
Figure III.18. Schéma de ferrailage de la 1 ^{ère} et 3 ^{ème} volée.....	62
Figure III.19. Schéma statique de la volée 2	62
Figure III.20. Schéma de ferrailage de la volée 2	64
Figure III.21. Schéma statique de la poutre palière.....	64
Figure III.22. Schéma de ferrailage de la poutre palière	68

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV.1. Spectre de réponse de calcul.....	72
Figure IV.2. Disposition des voiles de contreventement.....	73
Figure IV.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS 2016	73
Figure IV.4. Premier mode de déformation (Translation suivant X) (T=0.793s)	74
Figure IV.5. Deuxième mode de déformation (Translation suivant Y) (T=0.769s)	74
Figure IV.6. Troisième mode de déformation (Rotation suivant Z) (T=0.598s)	74

Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

Figure V.1. Zone nodale.....	80
Figure V.2. Section d'un poteau.....	86
Figure V.3. Répartition des moments dans les zones nodales	92
Figure V.4. Formation de rotules plastique.....	93
Figure V.5. Disposition des voiles	98
Figure V.6. Schéma de ferrailage du voile V_{x2}	106
Figure V.7. Schéma de ferrailage du voile V_{x1}	106
Figure V.8. Schéma de ferrailage du voile V_{y1}	106
Figure V.9. Schéma de ferrailage du voile V_{y2}	106

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1. Le panneau le plus sollicité.....	111
Figure VI.2. Ferrailage du radier.....	114
Figure VI.3. Schéma des lignes de rupture du radier	114
Figure VI.4. Les répartitions des charges sur la nervure la plus sollicité selon le sens x-x	115
Figure VI.5. Les répartitions des charges sur la nervure la plus sollicité selon le sens y-y	116
Figure VI.6. Section à ferrailer.....	118

Figure VI.7. Ferrailage des nervures.....	120
Figure VI.8. Poussée des terres sur le mur périphérique.....	121
Figure VI.9. Répartitions des contraintes sur le mur.....	121
Figure VI.10. Ferrailage du mur périphérique	125
Figure VI.11. Largeur minimum du joint sismique	125

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralités

Tableau I.1. Caractéristique du béton et de l'acier utilisé	6
---	---

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1. Pré dimensionnement des dalles pleines.....	9
Tableau II.2. Dimensionnement de la volée de l'escalier à 2 volées	11
Tableau II.3. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres	13
Tableau II.4. Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible à corps creux et dalle pleine	14
Tableau II.5. Évaluation des charges dans le plancher terrasse accessible à corps creux	14
Tableau II.6. Évaluation des charges dans le plancher étage courant à corps creux et dalle pleine	14
Tableau II.7. Évaluation des charges sur la volée au niveau du RDC et sous-sol.....	15
Tableau II.8. Évaluation des charges sur la volée de l'étage courant.....	15
Tableau II.9. Évaluation des charges sur les paliers.....	15
Tableau II.10. Évaluation des charges des murs extérieurs.....	15
Tableau.II.11 : Les charges et les surcharges de l'acrotère	16
Tableau II.12. Résultats de la descente de charge du poteau (D4)	17
Tableau II.13. Vérification à la compression simple de poteaux de tous les niveaux.....	19
Tableau II.14. Vérification des poteaux au flambement	20

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.1. Types des poutrelles	25
Tableau III.2. Charges sur les poutrelles.....	25
Tableau III.3. Sollicitations maximales dans les différents étages.....	27
Tableau III.4. Revérification de la flèche (Terrasse inaccessible)	34
Tableau III.5. Ferrailage de l'étage courant et RDC pour le type3.....	35
Tableau III.6. Vérification des poutrelles a l'ELU	35
Tableau III.7. Vérification des poutrelles à l'ELS	35
Tableau III.8. Ferrailage après vérification de la flèche	35
Tableau III.9. Schéma de ferrailage des poutrelles	36

Tableau III.10. Ferrailage de dalle pleine sur deux appuis	38
Tableau III.11. Vérification des contraintes à l'ELS (état limite de compression)	39
Tableau.III.12. Vérification des contraintes à l'ELS (état limite d'ouverture des fissures)	40
Tableau.III.13. Ferrailage de la dalle D3	41
Tableau III.14. Vérification des contraintes à l'ELS (état limite de compression) de D3	42
Tableau III.15. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur	45
Tableau III.16. Vérifications des contraintes à l'ELS	46
Tableau III.17. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	47
Tableau III.18. Vérifications des contraintes à l'ELS	47
Tableau III.19. Résultats du ferrailage longitudinal de la poutre de chaînage	49
Tableau III.20. Vérification des contraintes	50
Tableau III.21. Charge permanente revenant à l'acrotère.....	51
Tableau III.22. Les combinaisons d'action à utiliser	52
Tableau III.23. Résultats de ferrailage à la flexion composée d'acrotère	54
Tableau III.24. Sollicitations à l'ELU et l'ELS	57
Tableau III.25. Moments et ferrailages à l'ELU	57
Tableau III.26. Vérification de la contrainte du béton à l'ELS.....	58
Tableau III.27. Vérification de la flèche	58
Tableau III.28. Révérification de la flèche.....	59
Tableau III.29. Caractéristique de la 1 ^{ère} et 3 ^{ème} volée.....	60
Tableau III.30. Sollicitations à l'ELU et l'ELS	60
Tableau III.31. Moments et ferrailages a l'ELU	60
Tableau III.32. Vérification de la contrainte du béton	61
Tableau III.33. Vérification de la flèche	62
Tableau III.34. Ferrailage longitudinale à l'ELU.....	63
Tableau III.35. Vérification de la contrainte du béton	63
Tableau III.36. Les sollicitations de la poutre palière	65
Tableau III.37. Ferrailage en flexion de la poutre palière.....	66
Tableau III.38. Section d'armatures de calcul en flexion simple et en torsion	67
Tableau III.39. Vérification des contraintes dans la poutre palière.....	67

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités.....	70
Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure.....	75
Tableau IV.3. Interaction sous charge vertical.....	75

Tableau IV.4. Interactions sous charge horizontales.....	76
Tableau IV.5. Vérification des déplacements des niveaux	76
Tableau IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	77
Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit.....	78
Tableau IV.8. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	78
Tableau IV.9. Vérification de la période.....	79
Tableau IV.10. Dimensions finales des éléments structuraux.....	79

Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

Tableau V.1. Sollicitations dans les différents poteaux	81
Tableau V.2. Ferrailage longitudinal des poteaux.....	83
Tableaux V.3. Armatures transversales dans les poteaux	84
Tableau V.4. Vérification au flambement des différents poteaux.....	85
Tableau V.5. Vérification des contraintes dans le béton.....	86
Tableau V.6. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	87
Tableau V.7. Dimensions de la zone nodale	87
Tableau V.8. Schéma de ferrailage des poteaux	88
Tableau V.9. Ferrailage des poutres principales et secondaires (30×35) non associées aux voiles	89
Tableau V.10. Ferrailage des poutres principales et secondaires (30×35) associées aux voiles..	90
Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles.....	91
Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement.....	91
Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	92
Tableau V.14. Vérification de la flèche pour les poutres	92
Tableau V.15. Moments résistants dans les poteaux.....	93
Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres principales	93
Tableau V.17. Moments résistants dans les poutres secondaires.....	93
Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens principal.....	94
Tableau V.19. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	94
Tableau V.20. Schéma de ferrailage des poutres	95
Tableau V.21. Sollicitations maximales dans le voile V_{x2} // à XX'	98
Tableau V.22. Sollicitations maximales dans le voile V_{x1} // à XX'	99
Tableau V.23. Sollicitations maximales dans le voile V_{y1} // à YY'	99
Tableau V.24. Sollicitations maximales dans le voile V_{y2} // à YY'	99

Tableau V.25. Ferrailage du voile V_{x2}	102
Tableau V.26. Ferrailage du voile V_{x1}	103
Tableau V.27. Ferrailage du voile V_{y1}	104
Tableau V.28. Ferrailage du voile V_{y2}	105

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1. Ferrailage du radier	112
Tableau VI.2. Vérification des contrainte à l'ELS.....	113
Tableau VI.3. Re vérification des contraintes a l'ELS.....	113
Tableau VI.4. Les chargements sur les travées sens x-x.....	116
Tableau VI.5. Les chargements sur les travées sens y-y	117
Tableau VI.6. Sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens x-x	117
Tableau VI.7. Sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens y-y	117
Tableau VI.8. Sollicitation maximale sur les nervures	118
Tableau VI.9. Résumé des résultats de ferrailage des nervures	118
Tableau VI.10. Vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	119
Tableau VI.11. Ferrailage à l'ELS	119
Tableau VI.12. Résumé des résultats de ferrailage du mur périphérique	122
Tableau VI.13. Vérification des contraintes à l'ELS	124
Tableau VI.14. Calcul des armatures du mur périphérique à l'ELS	124
Tableau VI.15. Vérification des contraintes dans le mur après augmentation du ferrailage	124

Symboles Et Notations

A' , A_{ser} : Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.

A_t : Section d'un cours d'armature transversale.

A : Coefficient d'accélération de zone.

α : Coefficient de la fibre neutre.

B : Aire d'une section de béton ou La largeur en générale.

B_r : Section réduite.

b_0 : Largeur efficace.

b : Largeur.

C : Cohésion du sol.

C_p : Facteur de force horizontale

D : Facteur d'amplification dynamique.

D_m : Charge due a la salle machine.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module de Young instantané.

E_v : Module de Young différé.

e : Epaisseur.

e : Excentricité.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite de service.

F_c : Charge due à la cuvette.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à $\langle\langle j \rangle\rangle$ jours.

f_{ctj} : Résistance caractéristique à la traction à $\langle\langle j \rangle\rangle$ jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.

f_{t28} : Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.

f_{ij} : Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.

f_{gi} : Flèche instantanée due aux charges permanentes.

f_{qi} : Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.

f_{gv} : Flèche différée due aux charges permanentes.

Δ_f : Flèche totale.

$\Delta_{f adm}$: Flèche admissible.

G : Charges permanentes.

g : giron de la marche.

H : Hauteur.

h_t : Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier.

h_t : Hauteur des nervures du radier.

h_{cc} : Hauteur du corps creux.

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression.

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

h_e : Hauteur libre d'étage.

h_r : Hauteur de la dalle du radier.

H_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

I : Moment d'inertie.

I_{fpi} : Moment d'inertie correspondant à p.

I_{fji} : Moment d'inertie correspondant à j.

I_{fgi} : Moment d'inertie correspondant à g.

I_{fgv} : Moment d'inertie correspondant à v.

Q : Charge d'exploitation.

Q : facteur de qualité.

q_u : Charge Ultime.

q_s : Charge service.

L : Portée d'un élément.

L_{max} : Longueur maximale entre deux éléments porteurs.

L_x : Distance entre de deux poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

l' : Longueur fictive.

l'_g, l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.

M : Moment en générale.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment en calcul de service.

M_a : Moment en appui.

M_d : Moment à droite pris avec son signe.

M_g : Moment à gauche pris avec son signe.

M_t : Moment en travée.

M_0 : Moment isostatique.

M_q : Moment correspondant à q .

M_j : Moment correspondant à j .

M_g : Moment correspondant à g .

N : Effort normal.

N_u : Effort normal ultime.

N_s : Effort normal de service.

N_{tot} : Poids total transmis par la structure.

n : Nombre de contre marche sur la volée.

n : Coefficient d'équivalence Acier-Béton.

P_m : Charge due à l'ascenseur.

q_g, q_d : chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

R : Coefficient de comportement global.

S : Section d'un élément.

S_{rad} : Surface du radier.

S_t : Espacement des armatures.

$T1, T2$: Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

V : Effort tranchant.

V : Vitesse de levage.

W : Poids de la structure.

W_p : Poids propre de l'acrotère.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_{st} : Contrainte de traction dans l'acier.

σ : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j

σ_q : Contrainte correspondant à q

σ_g : Contrainte correspondant à g

ν : Coefficient de poisson.

γ_w : Poids volumique de l'eau.

γ_b : Coefficient de sécurité concernant le béton.

γ_s : Coefficient de sécurité concernant l'acier.

σ_{adm} : Contrainte admissible.

φ : Angle de frottement interne du sol (degré).

τ_u : Contrainte de cisaillement.

τ_{adm} : Contrainte admissible de cisaillement.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

C_T : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.

β : Coefficient de pondération.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

X_G : coordonnée du centre de gravité selon x

Y_G : Coordonnée du centre de gravité selon y

Sommaire :

Liste des figures

Liste des Tableaux

Symboles et Notations

Introduction Générale

Chapitre I : Généralités

Introduction	1
I.1. Présentation du bâtiment.....	1
I.2. Règlement et normes utilisés	1
I.3. Caractéristiques de l'ouvrage.....	2
I.4. Caractéristique du sol d'assise	2
I.5. Caractéristique des matériaux	2
I.5.1. Le béton.....	2
I.5.2. L'acier	4
I.6. Actions et sollicitations.....	5
I.7. Différentes combinaisons d'actions données par les règlements.....	5
I.8. Conclusion	6

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Introduction	7
II.1. Pré dimensionnement des planchers.....	7
II.1.1. Planchers à corps creux.....	7
II.1.2. Planchers à dalles pleines.....	9
II.2. Pré dimensionnement des escaliers	10
II.2.1. Escalier à deux volées (Sous-sol et RDC)	10
II.2.2. Escalier à trois volées (Etage courant)	11
II.3. Pré dimensionnement des poutres	12
II.4. Pré dimensionnement des voiles.....	13
II.5. Pré dimensionnement des poteaux.....	13
II.6. Pré dimensionnement de l'acrotère	16
II.7. Descente de charge	16
II.8. Vérifications des poteaux	19
II.9. Conclusion.....	21

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Introduction	22
III.1. Plancher à corps creux.....	22
III.1.1. Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles.....	22
III.1.2. Calculs des moments et des efforts tranchants	25
III.1.3. Ferrailage des poutrelles.....	28
III.1.4. Ferrailage de la dalle de compression	36
III.2. Dalle pleine.....	37
III.2.1. Dalle sur deux appuis (D1)	37
III.2.2. Dalle sur un seul appuis (D3)	40
III.3. Etude de l'ascenseur.....	43
III.3.1. Les caractéristiques de l'ascenseur.....	43
III.3.2. Dalle de salle machine (locale)	43
III.3.3. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	46
III.4. Etude des poutres de chaînages	48
III.5. Etude de l'acrotère.....	51
III.6. Etude des escaliers.....	56
III.6.1. Etude de l'escalier à deux volées (Sous-sol et RDC)	56
III.6.2. Etude de la volée 1 et 3.....	59
III.7. Etude de la poutre palière.....	64
III.8. Conclusion.....	68

Chapitre IV : Etude dynamique

Introduction	69
IV.1. Modélisation.....	69
IV.2. Choix de la méthode de calcul	69
IV.2.1. Méthode statique équivalente.....	69
IV.2.2. Méthode dynamique	69
IV.3. Présentation de la méthode modale spectrale.....	70
IV.3.1. Spectre de réponse de calcul	72
IV.3.2. Résultats obtenus.....	72
IV.3.3. Disposition des voiles de contreventement	73
IV.3.4. Analyse du comportement de la structure	73

IV.3.5. Période de vibration et participation massique.....	74
IV.4. Vérification de l'interaction (voile portiques)	75
IV.4.1. Sous charge verticale.....	75
IV.4.2. Sous charges horizontales	75
IV.5. Vérification vis-à-vis des déplacements des niveaux.....	76
IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	77
IV.7. Vérification de l'effort normal réduit.....	78
IV.8. Vérification de la résultante de la force sismique et la période dynamique.....	78
IV.9. Conclusion	79

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Introduction	80
V.1. Etude des poteaux.....	80
V.1.1. Recommandations du RPA99/Version2003	80
V.1.2. Sollicitation de calcul	81
V.1.3. Calcul du ferrailage	82
V.1.4. Vérifications nécessaires	84
V.2. Etude des poutres.....	89
V.2.1. Recommandations du RPA99/Version2003	89
V.2.2. Sollicitation et ferrailage des poutres	89
V.3. Etude des voiles.....	96
V.3.1. Définition.....	96
V.3.2. Recommandation du RPA99/version2003	97
V.3.3. Disposition des voiles	98
V.3.4. Calcul de ferrailages	100

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Introduction	107
VI.1. Choix du type de fondations	107
VI.1.1. Radier général.....	107
VI.2. Caractéristiques géométriques du radier	107
VI.3. Vérifications nécessaires.....	108
VI.4. Ferrailage du radier général	110
VI.5. Etude des nervures	114

VI.5.1. Calcul des charges équivalentes uniformes.....	115
VI.5.2. Ferrailage des nervures.....	118
VI.5.3. Vérification à l'ELU.....	118
VI.5.4. Vérification des contraintes à l'ELS	119
VI.6. Etude du voile périphérique	120
VI.6.1. Dimensionnement des voiles.....	121
VI.6.2. Caractéristique prise comme tout venant	121
VI.6.3. Evaluation des charges et surcharges	121
VI.6.4. Calcul des sollicitations.....	121
VI.6.5. Ferrailage du mur périphérique	122
VI.6.6. Vérification à l'ELU.....	123
VI.6.7. Vérification à l'ELS	123
VI.7. Etude du joint sismique.....	125
VI.8. Conclusion	125

Conclusion Générale

Bibliographie

Annexes

Plan de la structure

Introduction générale

Introduction générale

Le rôle d'un ingénieur en génie civil est tout d'abord lié à tous les domaines de la construction que ce soit en travaux public, bâtiment en béton armé et charpente métallique, sa mission est d'assurer l'étude et la bonne conception des ouvrages et aussi la bonne réalisation de ces derniers tout en respectant les règles de l'art de la construction.

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance des éléments structuraux vis-à-vis des actions horizontales, en assurant la sécurité des usagers pendant et après la réalisation. Pour cela nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur.

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier deux blocs symétriques avec un contreventement mixte (voile, portique), à usage d'habitation en (R+8+sous-sol), qui seront réalisés à la Wilaya d'Alger. En plus du calcul statique, le model de la structure est soumis au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA/V2003, qui sera calculé en utilisant le logiciel ETABS 2016.

Le travail réalisé est présenté selon le plan de travail suivant :

- ❖ Le premier chapitre est consacré pour la présentation de l'ouvrage, matériaux utilisés et les règlements utilisés.
- ❖ Le deuxième chapitre est consacré pour le pré dimensionnement des éléments structuraux et secondaires de la structure et aussi la descente des charges.
- ❖ Le troisième chapitre sera pour le calcul des éléments secondaires (plancher, acrotère, escalier, ascenseur...etc.).
- ❖ Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique de la structure, cette dernière sera modélisée par le logiciel ETABS 2016, en optant pour une disposition adéquate des voiles de contreventement.
- ❖ Le cinquième chapitre présente l'étude des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles de contreventement), qui seront ferrailés avec les sollicitations dans les combinaisons les plus défavorables qui sont tirés directement du logiciel ETABS 2016.
- ❖ Le sixième chapitre est destiner pour l'étude de l'infrastructure et le joint sismique.

Enfin, une conclusion générale est effectuée pour synthétiser tout le travail.

Chapitre I

Généralités

Introduction

L'étude d'une structure nécessite la connaissance d'un certain nombre de données concernant l'ouvrage, à savoir son importance, son architecture, sa géométrie et son environnement (site d'implantation), ainsi que la zone sismique de la région.

Pour tenir compte du facteur de sécurité et économique, l'utilisation des règles de construction doivent être respectées.

Dans ce chapitre on va présenter l'ouvrage étudié, et on va donner un aperçu sur les matériaux ainsi que les règlements utilisés dans l'étude.

I. 1. Présentation du bâtiment.

Il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation en R+8+Sous-sol avec une terrasse inaccessible, qui se situe au lieu-dit SIDI MOUSSA wilaya d'ALGER.

D'après le RPA99/version2003, le site est classé en zone de sismicité élevée (zone III), et le sol d'assise est considéré meuble (S3) selon sa nature géotechnique. Cet ouvrage est classé selon le groupe d'usage dans la catégorie (2).

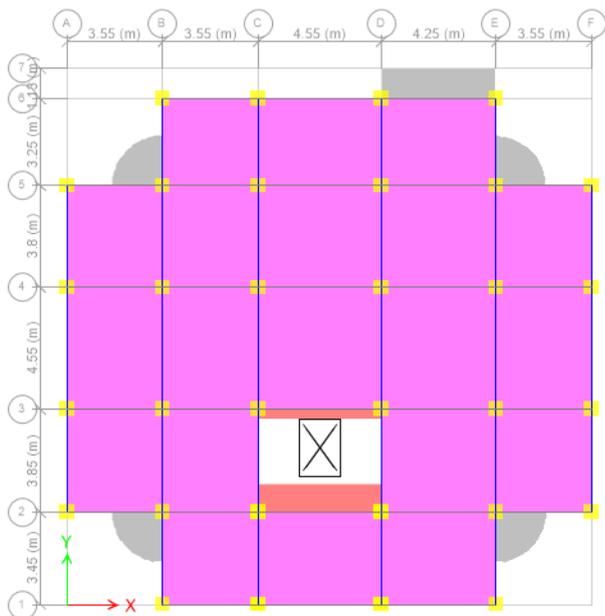


Figure I.1. La vue en plan (RDC) du bâtiment



Figure I.2. Façade principale du bâtiment

I.2. Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- ✚ RPA99/version 2003 ; (règlements parasismiques algériens)
- ✚ CBA93 ; (code de béton armé)
- ✚ DTR ;(documents techniques réglementaires, charges et surcharges)
- ✚ BAEL91/version 99 ; (béton armé aux états limites)

I.3. Caractéristiques de l'ouvrage

Les caractéristiques de la structure sont :

✚ Largeur en plan.....	19.45m
✚ Longueur en plan.....	20.00.m
✚ Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère).....	30.60m
✚ Hauteur du sous-sol, RDC et l'étage courant	3.06m

I.4. Caractéristiques du sol d'assise

Vu la nature géologique du site ainsi que les observations visuelles et les résultats des essais in-situ tel que les sondages pénétrométriques, il est préconisé de faire des fondations superficielles de type radier et de prendre une contrainte admissible de 1.80 bars.

I.5. Caractéristiques des matériaux

I.5.1. Le béton

I.5.1.1. Définition :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange du ciment, sable, gravier, eau, air et éventuellement de produits d'addition (adjuvant) pour avoir un béton selon le besoin.

I.5.1.2. Résistance caractéristiques du béton :

a. Résistance à la compression :

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours f_{c28} .

Pour : $j \leq 28$ jours :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} \leq 40\text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \left[\frac{j}{(4.76+0.83j)} \right] f_{c28} \\ f_{c28} > 40\text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \left[\frac{j}{(1.40+0.95j)} \right] f_{c28} \end{array} \right. \quad \text{CBA 93 (art : A.2.1.1.1.)}$$

Pour : $j \geq 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = 1.1f_{c28}$

Pour ce projet la résistance à la compression du béton est prise égale à 25 MPA.

b. Résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{valable pour : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPA} \quad \text{CBA 93 (art : A.2.1.1.2.)}$$

c. Contraintes limite :**c.1. Etat limite ultime****➤ Contrainte ultime de compression :**

Elle est définie par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b}$$

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

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_b : 1.15 en situations accidentelles : $\gamma_b=1.5$ en situations durables ou transitoires.

f_{bu} : 14.17 MPa pour $\gamma_b=1.5$.

f_{bu} : 18.48 MPa pour $\gamma_b=1.15$.

➤ Contrainte ultime de cisaillement :

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

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

$$\tau_{adm} = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4MPa\right) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25MPa$ donc : $\begin{cases} \tau_{adm} = 3.33MPa \Rightarrow \text{fissuration peu nuisible} \\ \tau_{adm} = 2.5MPa \Rightarrow \text{la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$

c.2. Etat limite de service

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15MPa$.

d. Déformation longitudinale du béton

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

➤ Le module de déformation longitudinale instantané

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

$$E_{ij} = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} \quad t \leq 24h \quad (\text{CBA 93. Art : A.2.1.2.1})$$

($f_{cj} = f_{c28} = 25MPa$) d'où $E_{i28} = 32164.2MPa$.

➤ Le module de déformation longitudinale différé

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

$$E_{vj} = \left(\frac{1}{3}\right)E_{ij} \quad (\text{CBA93.Art : A.2.1.2.2})$$

$$E_{ij} = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}}$$

Pour les vérifications courantes : $j \geq 28$ jours on a :

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

$$E_{v28} = 10721.40 \text{ MPa.}$$

$$E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa.}$$

I.5.2. Les aciers :

Leurs rôles sont de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton. Le module d'élasticité longitudinale de l'acier E est pris égal à 200 000 MPa.

✓ Caractéristiques mécaniques de l'acier

• Etat limite ultime :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10 \% \quad \text{avec : } f_e = 400 \text{ MPa}$$

ε_s : Allongement relatif.

Tel que : $\gamma_s = 1,15$ pour le cas courant.

$\gamma_s = 1$ pour le cas accidentel.

• Etat limite de service :

La valeur de σ_s donné en fonction de la fissuration :

Cas 1 : Fissuration peu préjudiciable : pas de vérification à faire.

Cas 2 : Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

Cas 3 : Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

Avec : η Coefficient de fissuration.

❖ $\eta = 1$ Pour les ronds lisses et treillis soudés.

❖ $\eta = 1,6$ Pour les armatures à hautes adhérences.

I.6. Actions et sollicitations

I.6.1. Définition :

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

I.6.2. Valeurs caractéristiques des actions :

➤ Les actions permanentes (G) :

Elles sont appliquées avec la même intensité pendant toute la durée de vie de la structure, elles comportent :

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

➤ Les actions variables (Q) :

Ce sont des actions appliquées pendant une courte durée par rapport aux actions permanentes, leur intensité est plus au moins constante, on distingue :

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

➤ Les actions accidentelles :

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

- Les chocs, Les séismes, Les explosions, Les feux.

I.7. Différentes combinaisons d'actions données par les règlements :

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes qui sont données par le **RPA 99/version 2003** :

✚ Situation durable :

$$\begin{cases} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q. \\ \text{ELS : } G + Q. \end{cases}$$

✚ Situation accidentelle :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G \pm 0.8E \\ G + Q \pm 1,2 E \text{ (pour les poteaux des portiques auto stable).} \end{cases}$$

I.8. Conclusion

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé dans notre projet sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I.1. Caractéristiques du béton et de l'acier utilisé

Matériaux	Caractéristique mécanique		Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})		25
	Contrainte limite à l'ELU :	Situation durable	14.2
		Situation accidentelle	18.48
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})		15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}		32164.2
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}		10721.4
Acier	Limite d'élasticité (f_e)		400
	Module d'élasticité		2×10^5
	Contrainte de calcul à l'ELU	Situation accidentelle	400
		Situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : F.P.N		
	F. N		201.63
	F.T.N		164.97

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

Introduction

Pour assurer une bonne stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pré dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations verticales et horizontales.

Le pré dimensionnement de la structure est fait à l'aide des documents techniques réglementaires (B.A.E.L 91, R.P.A 99 (version 2003) et du C.B.A 93).

II.1. Pré dimensionnement des planchers :

II.1.1. Planchers à corps creux :

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

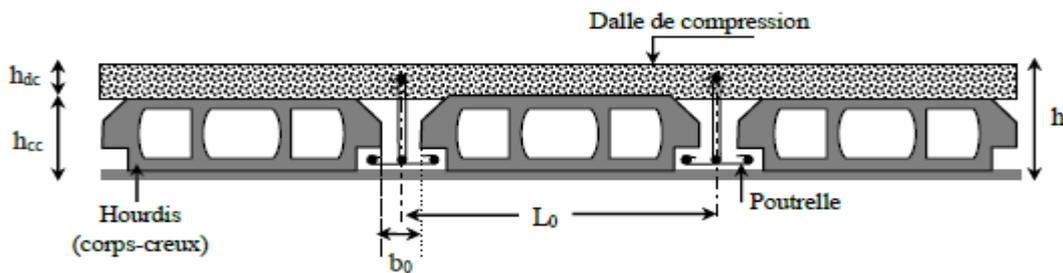


Figure II.1. Plancher à corps creux.

Le dimensionnement du plancher se calcule selon le CBA93 par la condition suivante :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art B. 6. 8. 4. 2 CBA 93})$$

L_{\max} : Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

h : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 455 - 30 = 425\text{cm} \Rightarrow h_t \geq 18.88\text{cm}.$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de

$(16+4) = 20\text{cm}$. Avec :

$h_{cc} = 16\text{ cm}$: hauteur du corps creux. $h_{dc} = 4\text{ cm}$: hauteur de la dalle de compression.

✚ Disposition des poutrelles :

Ce sont des petites poutres préfabriquées en béton armé ou coulée sur place formant l'ossature d'un plancher, la disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

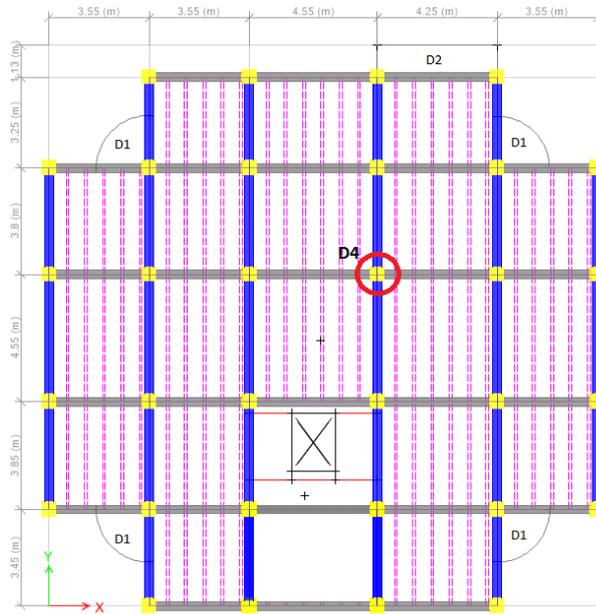


Figure II.2. Schéma de la disposition des poutrelles dans le RDC

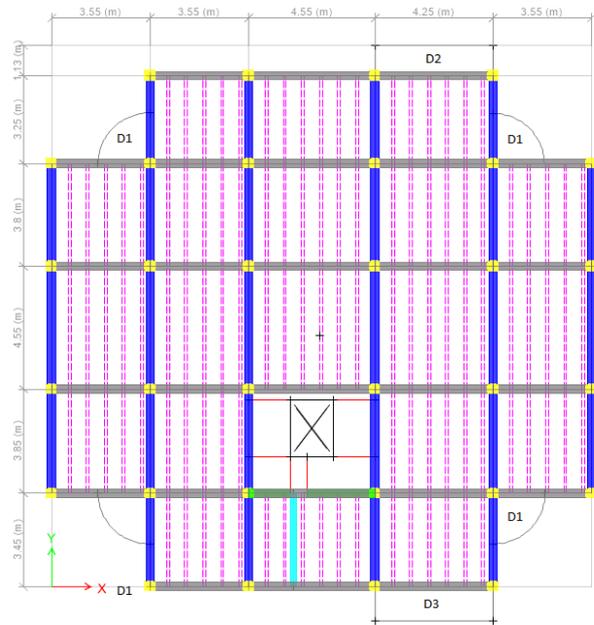


Figure II.3. Schéma de la disposition des poutrelles dans l'étage courant

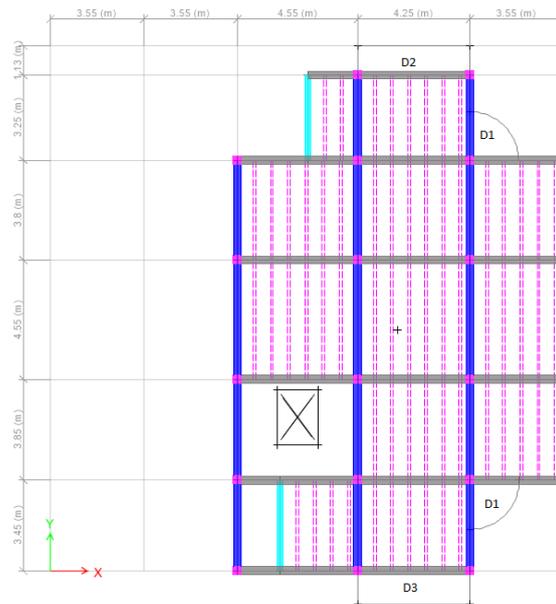


Figure II.4. Schéma de la disposition des poutrelles dans la terrasse inaccessible

➦ Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles se calculent comme une section en T, et la largeur (b) de la dalle de compression à prendre en compte de chaque côté est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right) \quad (\text{CBA 93 Article 4.1.3})$$

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

$$h_t = 20 \text{ cm}; L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 325 - 30 = 295 \text{ cm}$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{55}{2} ; \frac{295}{10} \right) \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

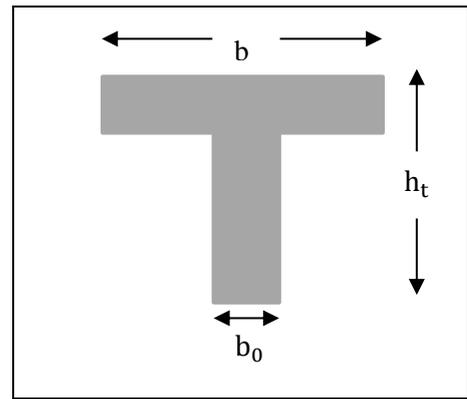


Figure II.5. Schéma d'une poutrelle.

II.1.2. Planchers à dalles pleines :

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé et de portées L_x et L_y . On désigne par L_x la plus petite portée.

Le dimensionnement de l'épaisseur « e » de ce type de plancher dépend des critères suivants :

➤ **Résistance à la flexion :**

- $e \geq \frac{L_x}{20}$ Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles.
- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ Pour une dalle sur deux, trois ou quatre appuis avec $\rho \leq 0.4$.
- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ Pour une dalle sur deux, trois ou quatre appuis avec $\rho > 0.4$.

➤ **Résistance au feu :**

- $e \geq 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 14 \text{ cm}$ Pour quatre heures de coupe-feu.

Selon les règles technique **CBA93**, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Tableau II.1. Pré dimensionnement des dalles pleines.

Type	Type 01 : Dalle sur 2 appuis	Type 02 : Dalle sur 1 appui	Type 03 : Dalle sur 1 appui
Vue en plan			
$L_x(m)$	1,6	0,85	1
$L_y(m)$	1,6	4,80	4,80
ρ	1	0.17	0.21

Critère de résistance	$4,57 \leq e \leq 5,33$	$e \geq 4,25$	$e \geq 5$
Epaisseur (cm)	12	12	12

II.2. Pré dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont une succession des marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles sont réalisées en béton armé coulé sur place.

- Pour ce bâtiment on distingue 2 types d'escaliers :
 - Escalier droit à deux volées. (Sous-sol et RDC)
 - Escalier a trois volées. (Etage courant)

II.2.1. Escalier a deux volées (Sous-sol et RDC) :

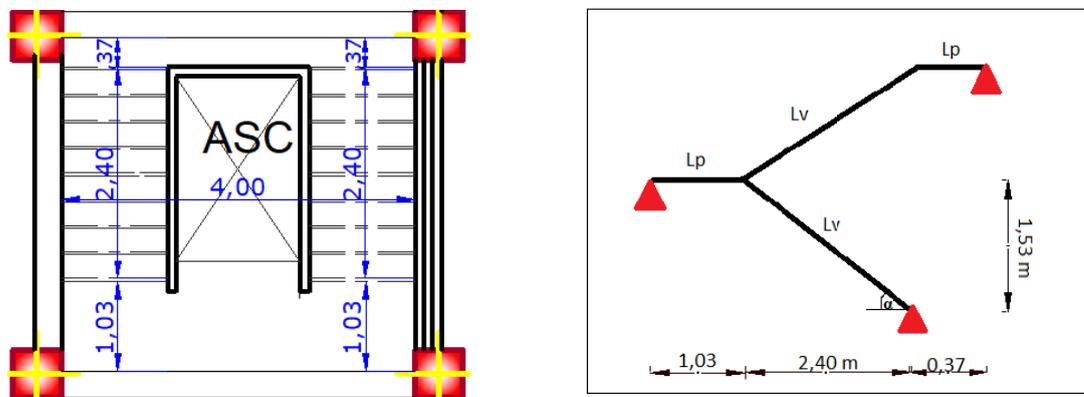


Figure II.6. Schéma de l'escalier à deux volées.

✚ Hauteur h et largeur g des marches :

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm.}$$

En se fixant la hauteur des contres marches $h = 17\text{cm}$, nous aurons le nombre de contre marches

correspondant : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} \Rightarrow n = 9$ (contre marches)

Le nombre de marche est $(n - 1) = 8$ marches.

Ce qui va nous donner un giron de : $g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} \Rightarrow g = 30\text{cm}$

$59 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 = 64 \leq 64 \text{ cm} \rightarrow$ donc la relation de Blondel est satisfaite.

• Angle de raccordement (α) :

$$\tan(\alpha) = \frac{H}{L_0} = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

• L'épaisseur de la paillasse (e) :

$$\begin{cases} \frac{L'}{30} \leq \frac{L'}{20} \\ e \geq 11\text{cm pour } 2\text{h de coupe - feu} \end{cases}$$

$$L_v = \sqrt{(1,53)^2 + (2,40)^2} = 2,85\text{m}$$

$$L' = L_v + L_p + L_p = 2,85 + 1,03 + 0,37 \implies L' = 4,25\text{m}$$

$$14\text{cm} \leq e \leq 21\text{cm} \implies \text{soit } e = 16\text{cm}.$$

• Palier inter étage :

Un palier est une dalle dans laquelle est incluse une poutre palière. La dalle d'un palier doit avoir une épaisseur au moins égale à celle de la paillasse. C'est pourquoi nous allons adopter la même épaisseur.

$$e=16\text{cm}$$

Tableau II.2. Dimensionnement de la volée de l'escalier à 2 volées.

H [m]	h [cm]	N	g [cm]	L ₀ [m]	L _v [m]	L' [m]	α [°]	e [cm]
1.53	17	9	30	2.40	2.85	4.25	32.52	16

II.2.2. Escalier a trois volées (Etage courant) :

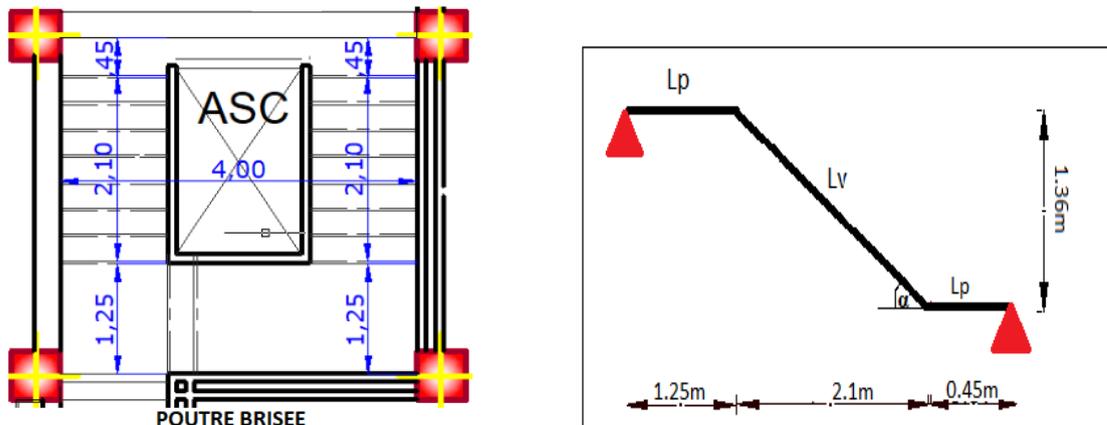


Figure II.7. Schéma de l'escalier de volée 1 et 3.

✚ Hauteur h et largeur g des marches :

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}.$$

En se fixant la hauteur des contre marches h = 17cm, nous aurons le nombre de contre marches correspondant :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{136}{17} \implies n = 8 \text{ (contre marches)}$$

Le nombre de marche est (n - 1) = 7 marches.

$$\text{Ce qui va nous donner un giron de : } g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{210}{7} \implies g = 30\text{cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 = 64 \leq 64 \text{ cm} \rightarrow \text{donc la relation de Blondel est satisfaite.}$$

• Angle de raccordement (α) :

$$\tan(\alpha) = \frac{H}{L_0} = \frac{136}{210} \Rightarrow \alpha = 32,93^\circ$$

• L'épaisseur de la paillasse (e) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L'}{30} \leq \frac{L'}{20} \\ e \geq 11\text{cm pour } 2h \text{ de coupe - feu} \end{array} \right.$$

$$L_v = \sqrt{(1,36)^2 + (2,10)^2} = 2,50\text{m}$$

$$L' = L_v + L_p + L_p = 2,50 + 1,25 + 0,45 \Rightarrow L' = 4,2\text{m}$$

$$14\text{cm} \leq e \leq 21\text{cm} \Rightarrow \text{soit } e = 16\text{cm}.$$

➤ Etude de la volée 2 :

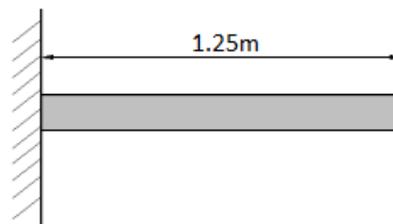


Figure II.8. Schéma statique de la console.

On a : H=34cm ; L=125cm

$$e \geq \frac{Lx}{20} = \frac{125}{20} = 6.25\text{cm}$$

$e \geq 11\text{cm}$ Pour 2h de coupe-feu.

On prend : $e = 16\text{cm}$.

II.3. Pré dimensionnement des poutres

Le pré dimensionnements des poutres se fait en respectant les conditions du BAEL qui sont les suivantes :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : L_{\max} La plus grande portée -entre nus d'appuis-dans le sens considéré.

a. Poutre principale (PP) :

$$L_{\max} = 455 - 30 = 425 \text{ cm (pour des poteaux de } (30 \times 30) \text{ cm}^2).$$

$$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \Rightarrow 28,33 \leq h \leq 42,5$$

$$\text{On prend } \begin{cases} h = 35\text{cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

➤ Vérifications des conditions du RPA 99/2003 (Art 7.5.1)

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ h/b = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

b. Poutre secondaire (PS) :

$$L_{\max} = 455 - 30 = 425 \text{ cm}$$

$$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \Rightarrow 28,33 \leq h \leq 42,5 \Rightarrow \text{On prend : } \begin{cases} h = 35\text{cm.} \\ b = 30\text{ cm.} \end{cases}$$

➤ **Vérifications des conditions du RPA 99/2003 (Art 7.5.1)**

$$\begin{cases} b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ h = 35\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ h/b = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

Selon le **RPA99** les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ h = 35\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ h/b = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

II.4. Pré dimensionnement des voiles :

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

$$e = \max\left(\frac{h_e}{20}; 15\text{ cm}\right) \text{ Avec :}$$

h_e : Hauteur libre d'un voile.

e : Epaisseur du voile.

Dans notre cas on a :

✚ **Sous-sol, RDC, autres niveaux :**

$$h_e = 306 - 35 = 271\text{ cm}$$

Ce qui donne $e \geq 15\text{ cm}$

Au final on prend $e = 20\text{ cm}$.

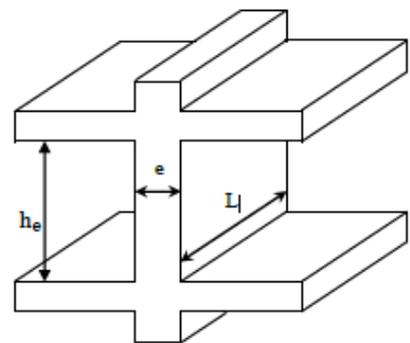


Figure II.9. Coupe transversale d'un voile.

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.1). Une fois la résistance à la compression vérifiée, ces poteaux doivent répondre aux critères et recommandations du RPA99V2003.

Tableau II.3. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

NIVEAUX	Sections (cm ²)	Hauteur (m)	Poids (KN) $G = \gamma \times b \times h \times H$
Sous-sol et RDC	(50x50) cm ²	3.06	19.13
1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	(45x45) cm ²	3.06	15.49
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	(40x40) cm ²	3.06	12.24
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	(35x35) cm ²	3.06	9.37
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	(30x30) cm ²	3.06	6.89

✚ **Évaluation des charges et surcharges :**

Tableaux II.4. Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible à corps creux et dalle pleine.

Désignation des éléments	e (m)	γ (KN/ m ³)	Charges (KN/m ²)
Protection gravillons roulés	0.05	20	1
Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher à corps creux (16+4)	0.20		2.85
Plancher à dalle pleine	0.12		3
Enduite de ciment	0.01	18	0.18
Forme de pente	0.1	22	2.20
Charge permanent G_{CC}			6.51
Charge permanent G_{DP}			6.66
Charge d'exploitation Q			1

Tableaux II.5. Évaluation des charges dans le plancher terrasse accessible à corps creux.

Désignation des éléments	e (m)	γ (KN/ m ³)	Charges (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher à corps creux (16+4)	0.20		2.85
Plancher à dalle pleine	0.12		3
Enduite de ciment	0,02	10	0.2
Forme de pente	10	22	1.10
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Charge permanent G_{CC}			5.23
Charge permanent G_{DP}			5.38
Charge d'exploitation Q			1.5

Tableau II.6. Évaluation des charges dans le plancher étage courant à corps creux et dalle pleine

Désignation des éléments	e (m)	γ (KN/ m ³)	Charges (KN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0.40
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Lit de sable	0,02	18	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	0,20		2.85
Plancher à dalle pleine	0.12		3
Cloisons de séparation	0,10		0,9
Enduit de ciment	0,02	10	0.20
Charge permanent G_{CC}			5.11
Charge permanent G_{DP}			5.26
Q étages courant			1.5

Tableau II.7. Évaluation des charges sur la volée au niveau du RDC et sous-sol

Désignation des éléments		e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Dalle pleine		0,16/cos (32.52)	25	4.75
Carrelage	Horizontal	0,02	20	0.40
	Vertical	0,02h/g	20	0.23
Mortier de pose	Horizontal	0,02	20	0.40
	Vertical	0,02h/g	20	0.23
Enduit de plâtre		0,02/cos (32.52)	18	0.43
Poids des marches		0,17*(1/2)	22	1.87
Charge permanent G				8.31
Charge d'exploitation Q				2.5

Tableau II.8. Évaluation des charges sur la volée de l'étage courant.

Désignation des éléments		e (m)	γ (KN/ m ³)	Charges (KN/m ²)
Dalle pleine		0,16/cos (32.93)	25	4.77
Carrelage	Horizontal	0,02	20	0.40
	Vertical	0,02h/g	20	0.23
Mortier de pose	Horizontal	0,02	20	0.40
	Vertical	0,02h/g	20	0.23
Enduit de plâtre		0,02/cos (32.93)	18	0.428
Poids des marches		0,17*(1/2)	22	1.87
Charge permanent G				8.32
Charge d'exploitation Q				2.5

Tableau II.9. Évaluation des charges sur les paliers.

Désignation des éléments	e (m)	γ (KN/ m ³)	Charges (KN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0.40
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Lit de sable	0,02	18	0.36
Palliasse	0,16	25	4
Enduit de plâtre	0,02	10	0.20
Charge permanent G			5.36
Charge d'exploitation Q			2.5

Tableau II.10. Évaluation des charges des murs extérieurs.

Désignation des éléments	e (m)	γ (KN/ m ³)	Charges (KN/m ²)
Brique creuse	0,15		1.30
Brique creuse	0,10		0.9
Enduit extérieur en ciment	0,02	18	0.36
Enduit intérieur en plâtre	0,02	10	0.2
Charge permanent G			2.76

II.6. Pré dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui est encastrés au plancher terrasse.

Son calcul se fait à la flexion composée.

Le rôle de l'acrotère est :

- ✚ Empêcher l'écoulement de l'eau.
- ✚ Protection des personnes.
- ✚ A un aspect esthétique.

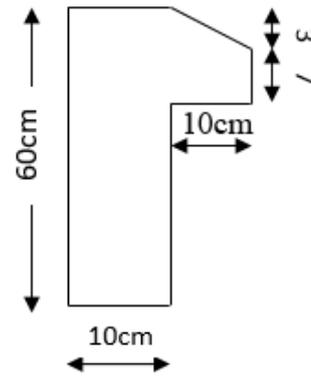


Figure II.10. Schéma statique de l'acrotère

Tableau.II.11 : Les charges et les surcharges de l'acrotère.

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Poids des enduits (KN)	Poids Total (KN/ml)	La force Sismique (KN)	La charge D'exploitation (KN/ml)
0.068	1.712	0.42	2.132	1.706	1

II.7. Descente de charge

La descente de charge est effectuée pour le poteau D4 (Figure II.2) qui nous semblent être le plus chargé, comme le bâtiment est à usage d'habitation le DTR exige d'appliquer la loi de la dégression sur la surcharge Q sur ces niveaux.

❖ La loi de dégression des charges :

- Sous la terrasse..... Q.
- Sous le dernier étage Q₀+Q₁.
- Sous l'étage immédiatement inférieur Q₀+0.95*(Q₁+Q₂).
- Sous l'étage immédiatement inférieur Q₀+0.90*(Q₁+Q₂+Q₃).
- Pour n ≥ 5..... Q₀+ (3 + n/(2n)) + (Q₁+Q₂+Q₃).

❖ Les surfaces afférentes

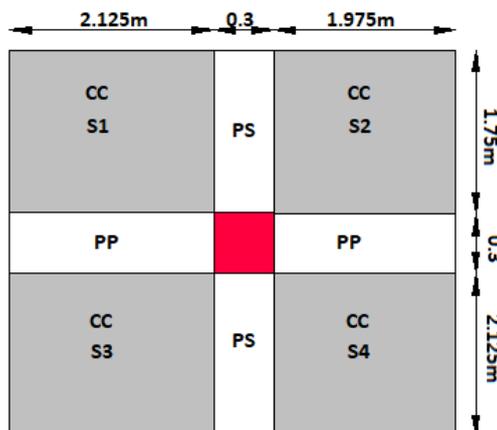


Figure II.11. Surface afférente du poteau D4

• **La Toiture :**

$$\begin{cases} S1 = 3.72\text{m}^2 \\ S2 = 3.46\text{m}^2 \\ S3 = 4.52\text{m}^2 \\ S4 = 4.19\text{m}^2 \end{cases} \rightarrow S = S1 + S2 + S3 + S4 = 15.89\text{m}^2$$

$$\begin{cases} G_{pp} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times (2.125 + 1.975) = 10.76 \text{ KN} \\ G_{ps} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times (2.125 + 1.75) = 10.17 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow G_{poutre} = 20.934 \text{ KN}$$

$$G_{plancher} = 15.89 \times 6.51 = 103.44\text{KN}$$

$$G_{pot} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.06 = 6.885 \text{ KN}$$

$$S_Q = (15.89 + 1.23 + 1.1625) \times 1 = 18.28\text{cm}^2$$

• **Etage courant :**

La surface totale : $S=15.89\text{m}^2$

La charge des poutres : $G_{poutre} = 20.934 \text{ KN}$; $G_{plancher} = 15.89 \times 5.11 = 81.198 \text{ KN}$

○ Pour les poteaux (35× 35) : $G_{pot} = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06 = 9.37 \text{ KN}$

○ Pour les poteaux (40× 40) : $G_{pot} = 25 \times 0.40 \times 0.40 \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$

○ Pour les poteaux (45× 45) : $G_{pot} = 25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06 = 15.49 \text{ KN}$

○ Pour les poteaux (50× 50) : $G_{pot} = 25 \times 0.50 \times 0.50 \times 3.06 = 19.125 \text{ KN}$

$$S_Q = (15.89 + 1.23 + 1.1625) \times 1.5 = 27.42\text{cm}^2.$$

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau **(D4)** (**figure II.2**) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.12. Résultats de la descente de charge du poteau (D4)

Etage	Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
Terrasse	N10	Plancher	103.44	18.28
		Poutre	20.934	
		Poteaux	6.885	
	Somme		131.26	18.28
Etage 07	N9	Venant de N10	131.26	27.42
		Plancher	81.198	
		Poutres	20.934	
		Poteaux	6.885	
	Somme		240.277	45.70

Etage 06	N8	Venant de N9	240.277	27.42
		Plancher	81.198	
		Poutres	20.934	
		Poteaux	9.37	
	Somme		351.78	70.38
Etage 05	N7	Venant de N8	351.78	27.42
		Plancher	81.198	
		Poutres	20.934	
		Poteaux	9.37	
	Somme		463.281	92.32
Etage 04	N6	Venant de N7	463.281	27.42
		Plancher	81.198	
		Poutres	20.934	
		Poteaux	12.24	
	Somme		577.657	111.51
Etage 03	N5	Venant de N6	577.657	27.42
		Plancher	81.198	
		Poutres	20.934	
		Poteaux	12.24	
	Somme		692.025	127.96
Etage 02	N4	Venant de N5	692.025	27.42
		Plancher	81.198	
		Poutres	20.934	
		Poteaux	15.49	
	Somme		809.647	141.67
Etage 01	N3	Venant de N4	809.647	27.42
		Plancher	81.198	
		Poutres	20.934	
		Poteaux	15.49	
	Somme		927.269	152.64
RDC	N2	Venant de N3	927.269	27.42
		Plancher	81.198	
		Poutres	20.934	
		Poteaux	19.125	

	Somme		1048.526	160.87
Sous-sol	N1	Venant de N2	1048.526	27.42
		Plancher	81.198	
		Poutres	20.934	
		Poteaux	19.125	
	Somme		1169.783	166.35
ELU			1.35G=1579.20	1.5Q=249.525
Effort normal à la base du poteau			1828.725	

II.8. Vérifications des poteaux

- **Vérification à la compression simple**

Exemple de calcul

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu'}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \text{ Avec } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{Nu^*}{\overline{\sigma}_{bc}} = \frac{2011.59 \times 10^{-3}}{14.2} \Rightarrow B \geq 0.14 \text{ m}^2$$

Avec B : section du poteau.

Or pour le poteau à la base B = 0,50 × 0,50 = 0,25 m²

Donc : B = 0,25 m² ≥ 0.14 m²condition vérifiée.

Tableau II.13. Vérification à la compression simple de poteaux de tous les niveaux

Poteaux	Sections (cm ²)	Nu (MN)	B (m ²)	B ^{cal} (m ²)	Obs B ≥ B ^{cal}
Sous-sol et RDC	50×50	2011.59	0.25	0.14	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	45×45	1628.85	0.2025	0.1147	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	40×40	1238.79	0.16	0.087	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	35×35	840.29	0.1225	0.06	Vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	30×30	432.22	0.29	0.03	Vérifiée

- **Vérifications au flambement :**

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

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

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b =1,5 : coefficient de sécurité de béton.

γ_s =1,15 : coefficient de sécurité des aciers.

α : Coefficient en fonction de l’élancement λ .

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

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

l_f : Longueur de flambement où : $l_f = 0.7 \times l_0$ (l_0 : Longueur du poteau).

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$$B_r^{cal} \geq \frac{Nu'}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad ; \quad B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

Il faut vérifier que : $B_r \geq B_r^{cal}$

• **Exemple de calcul :**

Vérification au flambement pour le poteau de sous-sol et RDC (50 × 50) :

$l_0 = 3.06 - 0.35 = 2.71\text{m}$; $l_f = 1.897\text{m}$

$B = 0.5 \times 0.5 = 0.25\text{m}^2$; $I = 5.21 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

$i = \sqrt{\frac{5.21 \times 10^{-3}}{0.25}} = 0.1443\text{m}$; $\lambda = \frac{1.897}{0.144} = 13.146 \text{ m} < 50 \Rightarrow$

$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{13.146}{35}\right)^2} = 0.826$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r^{cal} \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \Rightarrow B_r^{cal} \geq \frac{2011.59 \times 10^{-3}}{0.826 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.1107$$

$B_r = 0.48 \times 0.48 = 0.2304 > B_r^{cal} = 0.1107 \dots \dots \dots$ condition verifier

Donc le poteau ne risque pas de se flamber.

Tableau II.14. Vérification des poteaux au flambement

Niveaux	l_0 (m)	Sections (m ²)	Nu* (MN)	B_r (m ²)	B_r^{cal} (m ²)	Observations $B_r > B_r^{cal}$
Sous-sol+RDC	2.71	50×50	2.011	0.230	0.1107	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	2.71	45×45	1.628	0.184	0.090	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	2.71	40×40	1.238	0.144	0.069	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	2.71	35×35	0.840	0.108	0.047	Vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	2.71	30×30	0.432	0.078	0.025	Vérifiée

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

II.9. CONCLUSION

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

- ✓ Poutres principales :30×35.
- ✓ Poutres secondaires :30×35.
- ✓ Poutre de chaînage 20×30.
- ✓ Les escaliers : paillasse $e=16\text{cm}$.
- ✓ Poteaux 7^{ème} et 8^{ème} étages :30× 30.
- ✓ Poteaux 5^{ème} et 6^{ème} étages 35× 35.
- ✓ Poteaux 4^{ème} et 3^{ème} étages 40× 40.
- ✓ Poteaux 2^{ème} et 1^{er} étages 45× 45.
- ✓ Poteaux RDC et Sous-sol 50× 50

Chapitre III

**Etude des éléments
secondaires**

Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments secondaires suivant :

- Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression).
- Les dalles pleines.
- Ascenseur.
- Les poutres de chaînage.
- L'acrotère.
- Les escaliers.
- La poutre palière.

III.1. Plancher à corps creux

Dans cette partie, le calcul sera fait pour ces deux éléments :

- Les poutrelles.
- La dalle de compression.

III.1.1. Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple, leur rôle est d'assurer la transmission des charges verticales directement appliqué sur ce dernier aux poutres principales.

On distingue trois méthodes de calcul :

- La méthode forfaitaire
- La méthode de Caquot.
- La méthode de Caquot minorée

A-Pré dimensionnement

Dans le pré dimensionnement du plancher a corps creux telle que : $h = (16+4)$

- Hourdis de 16cm d'épaisseur et de 65cm de largeur.
- Table de compression de 4cm.
 - **Méthode forfaitaire :**

Condition d'application

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

1. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(5\text{KN/m}^2; 2G)$.
2. Les portées successives doivent satisfaire la condition $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$.
3. La fissuration est peu nuisible.
4. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{constant}$).

Application de la méthode**-Moments aux appuis ($M_a < 0$)**

$$M_a = \begin{cases} -0.6M_0: & \text{sur un appui central d'une poutre à 2 travées.} \\ -0.5M_0: & \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives.} \\ -0.4M_0: & \text{sur tous les autres appuis intermédiaires.} \end{cases}$$

M_0 : moment isostatique maximal dans la travée.

-Moments en travées

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

$$(1) \dots M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_{0i}$$

$$(2) \dots M_{ti} \geq \begin{cases} [(1.2 + 0.3\alpha)/2]M_{0i} & \dots \text{travée de rive} \\ [(1 + 0.3\alpha)/2]M_{0i} & \dots \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec:

- ✓ $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$: degré de la surcharge.
- ✓ M_g : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée.
- ✓ M_d : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

-Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$V = V_0 = ql/2$ Sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives où :

$$V = \begin{cases} 1.15V_0 & \dots \dots \dots \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 1.10V_0 & \dots \dots \dots \text{pour une poutre à plusieurs travées.} \end{cases}$$

- **Méthode de Caquot :**

Condition d'application :

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé

($Q > \min(5\text{KN/m}^2; 2G)$). (**BAEL91art B.6.2, 210**)

Principe de la méthode :

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

Application de la méthode :**-Moment en travée :**

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

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

-Moment en appui :

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

Avec :

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

-Effort tranchant :

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

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

Avec :

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

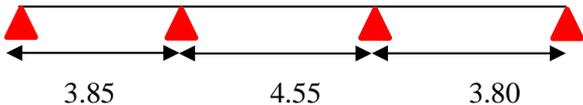
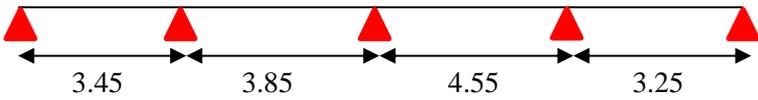
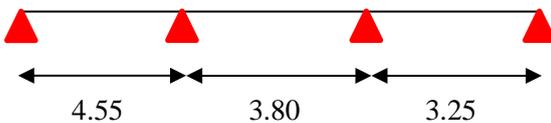
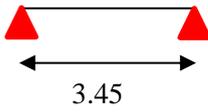
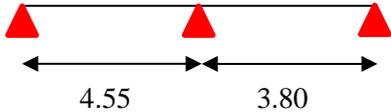
Remarque

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

• Types des poutrelles

On a cinq types de poutrelles :

Tableau III.1. Types des poutrelles

Types	Schémas statiques des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	

III.1.2. Calculs des moments et des efforts tranchants :

$$\begin{cases} p_u = 1,35G + 1,5Q & \text{et} & q_u = l_0 \times p_u \\ p_s = G + Q & \text{et} & q_s = l_0 \times p_s \end{cases} ; \text{ Avec : } l_0 = 0,65\text{m}$$

Tableau III.2. Charges sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS		
			p _u (KN/m ²)	q _u (KN/m)	p _s (KN/m ²)	q _s (KN/m)	
Terrasse inaccessible	6.51	1	10.28	7.51	6.69	4.88	
g ^{ème} Étage	Terrasse Accessible	5.23	1.5	9.31	6.73	6.05	4.37
	Habitation	5.11	1.5	9.14	6.61	5.95	4.3
Etage courant et RDC	5.11	1.5	9.14	6.61	5.95	4.3	

- **Calcul des sollicitations dans la poutrelle de type 2 :**

- **Terrasse inaccessible**

On prend comme exemple de calcul le plancher de terrasse inaccessible lequel sollicité par les charges maximales.

- **Calcul des moments**

- **Moments isostatiques :**

$$\text{On a : } M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0^u = 17.307 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0^s = 12.628 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_B = \begin{cases} \text{ELU: } M_U^{\text{int}} = -0.6 \times M_0^u = -10.38 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_U^{\text{int}} = -0.6 \times M_0^s = -7.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Au niveau des appuis de rive, les moments sont nuls, cependant le BAEL nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis.

Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal à : $M_a^{\text{rive}} = -0.15M_0$

Donc : $M_a^{\text{rive}} = -2.59 \text{ KN.m (ELU)}$; $M_a^{\text{rive}} = -1.89 \text{ KN.m (ELS)}$

- **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 6.51} = 0.133$$

$$M_t = \max(M_{t1} + M_{t2})$$

$$M_{t1} \geq \max[(1 + 0.3 \alpha); 1.05]M_0 - \frac{|M_g| + |M_d|}{2}$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1.2 + 0.3 \alpha)}{2} \times M_0$$

- **A l'ELU :**

$$M_{t1} \geq 1.05 \times 17.307 - \frac{10.38}{2} \Rightarrow M_{t1} \geq 12.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq 0.61 \times 17.307 \Rightarrow M_{t2} \geq 10.729 \text{ KN.m}$$

On prend alors :

$$M_t = 12.98 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS :**

$$M_t^s \geq 1.05 \times 12.628 - \frac{7.57}{2} \Rightarrow M_t^s = 9.47 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchant :

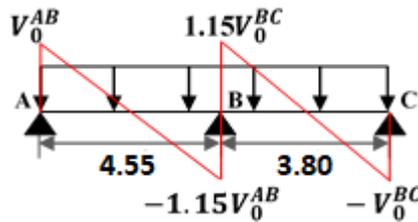


Figure III.1. Diagramme des efforts tranchant d'une poutre à deux travées

On a $V_0 = \frac{ql}{2}$: Effort tranchant isostatique.

Avec $q_u = 6.69$ KN

Travée AB : $\begin{cases} V_A = 15.22 \text{ KN} \\ V_B = -17.50 \text{ KN} \end{cases}$

Travée BC : $\begin{cases} V_B = 14.61 \text{ KN} \\ V_C = -12.71 \text{ KN} \end{cases}$

Tableau III.3. Sollicitations maximales dans les différents étages

Type	Niveau	ELU				ELS		
		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)	V (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)
01	EC, RDC	-2.30	-7.7	8.74	14.88	-1.66	-5.56	6.31
	Terrasse inaccessible	-2.60	-8.65	9.52	16.74	-1.89	-6.32	6.95
	Terrasse accessible	-2.35	-7.83	8.87	15.15	-1.70	-5.66	6.41
02	EC, RDC	-2.31	-6.16	10.28	13.53	-1.67	-4.45	7.43
	Terrasse inaccessible	-2.60	-6.92	11.25	15.21	-1.89	-5.05	8.21
	Terrasse accessible	-2.35	-6.26	10.44	13.77	-1.70	-4.53	7.55
03	EC, RDC	-2.31	-7.7	12.60	-14.88	-1.67	-5.56	9.10
	Terrasse inaccessible	-2.60	-8.65	13.84	16.74	-1.89	-6.32	10.11
04	EC	-1.33		8.85	10.26	-0.96		6.40
	Terrasse inaccessible	-1.50		9.95	11.54	-1.09		7.26
05	Terrasse inaccessible	-2.60	-10.38	12.63	17.50	-1.89	-7.58	9.48

III.1.3. Ferrailage des poutrelles :

On prend un exemple de calcul pour la terrasse inaccessible.

- **Ferrailage longitudinal**

Comme les sollicitations sont proche, le ferrailage des poutrelles se fera avec :

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} M_t = 13.84 \text{ KN.m} \\ \text{Mainter} = -10.38 \text{ KN.m} \\ \text{Marive} = -2.60 \text{ KN.m} \\ V = 17.50 \text{ KN} \end{array} \right. ; \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} M_t = 10.11 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{inter}} = -7.58 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -1.89 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$;

$$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

➤ **Ferrailage en travée :**

Le moment équilibré par la table de compression M_{tu}

$$M_u \leq M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$M_{tu} = 0.591 \text{ MN.m} > M_u = 0.01384 \text{ MN.m} \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{\text{max}}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.84 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.046 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc pivot A : $\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$.

$\mu_{bu} = 0.046 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$ pas d'armature comprimée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.046}) \Rightarrow \alpha = 0.059$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.059) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{f_{st} \times Z} \Rightarrow A_{tr} = \frac{13.84 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} = 2.26 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.26 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_t^{\text{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_t^{\text{min}} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_t = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

➤ **Ferrailage aux appuis :**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela on va calculer une section ($b_0 \times h$).

- **Appui intermédiaire :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.38 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.225 \Rightarrow \mu_{bu} > 0.186$$

Donc pivot B :

$$\text{Pour } f_e = 400 \text{ Mpa} \Rightarrow \begin{cases} \mu_1 = 0.392 \\ \alpha_1 = 0.668 \\ \varepsilon_1 = 1.74 \times 10^{-3} \end{cases}$$

$\mu_{bu} = 0.225 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$ pas d'armature comprimée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.225}) \Rightarrow \alpha = 0.324$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.324) = 0.156 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{M_a^{\text{inter}}}{f_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{10.38 \times 10^{-3}}{348 \times 0.156} = 1.90 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.90 \text{ cm}^2$$

$A_a^{\text{inter}} > A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2$, Donc on ferraille avec A_a^{inter} .

- **Appui de rive :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.60 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.056 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc pivot A : $\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$\mu_{bu} = 0.056 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$ pas d'armature comprimée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.056}) \Rightarrow \alpha = 0.0727$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0727) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{rive}} = \frac{M_{ar}}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a^{\text{rive}} = \frac{2.60 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} = 0.427 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.427 \text{ cm}^2$$

$A_a^{\text{rive}} > A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2$, Donc on ferraille avec A_a^{rive} .

- ❖ **Choix des barres**

En travée :A = 2.26 cm² → soit 3HA10 = 2.36cm²

En appui intermédiaire :A = 1.90 cm² → soit 1HA10+1HA12= 1.92 cm²

En appui de rive :A = 0.427 cm² → soit 1HA10 = 0.79 cm²

➤ **Ferraillage transversale**

• **Vérification de rupture par cisaillement :**

$$V^{\max} = 17.50 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{17.50 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.97 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right] = 3.33 \text{ Mpa}$$

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

$$\phi_t \geq \min \left(\Phi_1^{\min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10 \text{ mm} ; 5.71 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

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

D'où : $A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$ (un étrier)

• **L'espacement**

$$1) S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq 0.8 \frac{A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 53.64 \text{ cm}$$

$S_t = \min(1 ; 2 ; 3)$ On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

• **Vérification a l'ELU :**

a) **Vérifications de la jonction table nervure :**

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{17.50 \left(\frac{0.65 - 0.1}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.1425 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u^u = 1.1425 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \text{Vérifiée}$$

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

b) **Vérifications des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant V_u**

• **Appui de rive**

On a : $M_u = 0$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{17.50 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} \Rightarrow A_l \geq 0.50 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 3.15 \text{ cm}^2 > 0.50 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u^{\text{inter}}}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left(17.50 - \frac{10.38 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) \times \frac{1.15}{400}$$

$A_l = -1.34 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

c) Vérifications de la bielle

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Soit : $a = \min [0.9d ; \text{l'argeur de l'appui} - 4\text{cm}] = 16.2 \text{ cm}$

$$17.50 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 108.13 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Pas de risque d'écrasement de la bielle.

- **Vérification a l'ELS :**

A l'ELS on doit vérifier les contraintes et la flèche.

d) Vérifications des contraintes

- **En travée**

Position de l'axe neutre (H)

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.36(18 - 4)$$

$$H = 24.4 \text{ cm}^3 > 0$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression

\Rightarrow calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Calcul de y et I

$$\frac{b}{2} \times y^2 + [15Ay - 15Ad] = 0$$

$$32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0 \Rightarrow y = 3.916 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15[A(d - y)^2] \Rightarrow I = 8323.04 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.11 \times 10^{-3}}{8.32304 \times 10^{-5}} \times 3.916 \times 10^{-2} = 4.757 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 4.757 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

- **En appui intermédiaire**

Calcul de y et I

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15A \times y - 15Ad = 0 \Leftrightarrow 5y^2 + 28.8y - 518.4 = 0 \Rightarrow y = 7.7 \text{ cm}$$

$$I = \left(\frac{b_0}{3} \times y^3\right) + (15 \times A) \times (d - y)^2 \Rightarrow \left(\frac{10}{3} \times 7.7^3\right) + (15 \times 1.92) \times (18 - 7.7)^2$$

$$I = 4577.2 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.58 \times 10^{-3}}{4.577 \times 10^{-5}} \times 7.7 \times 10^{-2} = 12.75 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.75 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification de la flèche

Condition de la vérification de la flèche

Données : $l = 4.55 \text{ m}$; $M_{0s} = 12.634 \text{ KN.m}$; $M_{ts} = 0.8 \times M_{0s} = 10.11 \text{ KN.m}$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_{ts}}{10M_{0s}}\right) \times l \Rightarrow 20 \leq \max(28.43; 36.41) = 36.41 \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifiée.} \\ 2) A \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} \Rightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2 \geq \frac{4.2 \times 10 \times 18}{400} = 1.89 \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \\ 3) l \leq 8\text{m} \Rightarrow 4.55 \leq 8\text{m} \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Puisque la première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$l < 5\text{m} \Rightarrow \Delta f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4.55}{500} = 9.1 \text{ cm}$$

Δf : La flèche à calculer selon le BAEL.

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

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

- f_{ji} : La flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (G sans revêtement).

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

- j : Charge permanente au moment de la mise des cloisons.

$$j = G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloison}} = 2.85 \text{ KN/m}^2$$

- g : Charge permanente après la mise des cloison.

$$g = G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloison}} + G_{\text{revetement}} = 6.51 \text{ KN/m}^2$$

- p : La somme des charges permanentes et charges d'exploitations.

$$p = G + Q = 6.51 + 1 = 7.51 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Evaluation de charge et moments en travée :**

$$\begin{cases} q_{j\text{ ser}} = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN} \\ q_{g\text{ ser}} = 0.65 \times 6.51 = 4.23 \text{ KN} \\ q_{p\text{ ser}} = 0.65 \times 7.51 = 4.88 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{j\text{ ser}} = 0.8 \times \frac{q_{j\text{ ser}} \times l^2}{8} = 0.8 \times \frac{1.85 \times 4.55^2}{8} \Rightarrow M_{j\text{ ser}} = 3.836 \text{ KN.m} \\ M_{g\text{ ser}} = 0.8 \times \frac{q_{g\text{ ser}} \times l^2}{8} = 0.8 \times \frac{4.23 \times 4.55^2}{8} > M_{g\text{ ser}} = 8.76 \text{ KN.m} \\ M_{p\text{ ser}} = 0.8 \times \frac{q_{p\text{ ser}} \times l^2}{8} = 0.8 \times \frac{4.88 \times 4.55^2}{8} > M_{p\text{ ser}} = 10.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Modules de Young instantanés 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**

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

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 3.25 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.3013 \end{cases} \quad \text{Avec : } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 1.31\%$$

➤ **Calcul des σ_{st}**

$$\begin{cases} \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^j = 97.36 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^g = 222.35 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 256.61 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} I = 8323.04 \text{ cm}^4 \\ y = 3.916 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = \max(0; 0.489) = 0.489 \\ \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = \max(0; 0.732) = 0.732 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = \max(0; 0.764) = 0.764 \end{cases}$$

➤ **Calcul de I_0 et y_G :**

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

$$\Rightarrow \frac{10 \cdot 20^2/2 + (65 - 10) \cdot 4^2/2 + 15 \times 2.36 \times 18}{(10 \times 20) + (65 - 10)4 + 15 \times 2.36}$$

=> $y_G = 6.75 \text{ cm}$

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

=> $I_0 = 1.85 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

➤ **Calcul du moment d'inertie fissurés :**

$$\begin{cases} I_{fji} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 1.85 \times 10^{-4}}{1+3.25 \times 0.489} = 7.86 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \\ I_{fgi} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 1.85 \times 10^{-4}}{1+3.25 \times 0.732} = 6.028 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 1.85 \times 10^{-4}}{1+3.25 \times 0.764} = 5.85 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 1.85 \times 10^{-4}}{1+1.30 \times 0.732} = 1.043 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fji}} = 8.76 \times \frac{4.55^2}{10 \times 32456.6 \times 7.86 \times 10^{-5}} = 3.836 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 8.76 \times \frac{4.55^2}{10 \times 32456.6 \times 6.028 \times 10^{-5}} = 9.27 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 10.11 \times \frac{4.55^2}{10 \times 32456.6 \times 5.85 \times 10^{-5}} = 11.02 \text{ mm} \\ f_{gv} = M_{ser}^{gv} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgv}} = 10.11 \times \frac{4.75^2}{10 \times 10818.86 \times 1.043 \times 10^{-4}} = 16.06 \text{ mm} \end{cases}$$

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 14.70 \text{ mm} > \bar{f} = 9.1 \text{ mm} \dots\dots\dots$ La flèche n'est pas vérifiée

On doit augmenter la section de ferrailage, on choisit 3HA14+1HA10= 5.41 cm² et on revérifier la flèche. Le tableau suivant illustre les résultats de calcul :

Tableau III.4. Revérification de la flèche (Terrasse inaccessible)

Moments (KN/m)	Contraintes (Mpa)	μ	λ	Inerties fictives (m ⁴)	f (mm)
3.83	$\sigma_j = 43.91$	$\mu_j = 0.5$	$\lambda_i = 1.42$	$I_{ji} = 1.527 \times 10^{-4}$	$f_{ji} = 1.6$
8.76	$\sigma_g = 100.31$	$\mu_g = 0.74$		$I_{gi} = 1.275 \times 10^{-4}$	$f_{gi} = 4.38$
			$I_{pi} = 1.249 \times 10^{-4}$	$f_{pi} = 5.16$	
10.11	$\sigma_p = 115.72$	$\mu_p = 0.77$	$\lambda_v = 0.57$	$I_{gv} = 1.841 \times 10^{-4}$	$f_{gv} = 9.11$

Commentaire : $\Delta f = 8.28 \text{ mm} < f_{adm} = 9.1 \text{ mm} \dots\dots\dots$ Pas de risque de deformation.

- Etage courant et RDC :

Pour le plancher étage courant on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage et les vérifications aux états limites, les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.5. Ferrailage de l'étage courant et RDC pour le type3

Zone	A _{calculé} (cm ²)	Barres	A _{adopté} (cm ²)
Travée	2.05	2HA12+1HA10	3.05
Appui intermédiaire	1.35	2HA10	1.57
Appui de rive	0.37	1HA10	0.79

Tableau III.6. Vérification des poutrelles à l'ELU

Bielle	Cisaillement (Mpa)	Armature longitudinale Aux appuis		Jonction table Nervure
		Rive	Intermédiaire	
14.88 ≤ 108.135	0.82 ≤ 3.33	0.43 < 3.84	-0.93 ≤ 4.62	0.97 ≤ 3.33

Tableau III.7. Vérification des poutrelles à l'ELS

Plancher étage courant	q _{jser} (KN)	q _{gser} (KN)	q _{pser} (KN)	M _{jser} (KN)	M _{gser} (KN)	M _{pser} (KN)	
	2.43	3.32	4.30	5.05	6.88	8.89	
	σ _{jser} (Mpa)	σ _{gser} (Mpa)	σ _{pser} (Mpa)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)
100.028	136.30	176.32	3.66	5.44	7.45	10.16	

Commentaire :

$\Delta f = 8.51\text{mm} < f_{adm} = 9.1\text{mm}$La fleche est verifiee donc le ferrailage est satisfait.

Tableau III.8. Ferrailage après vérification de la flèche

	Zone	Barre	A _{adopté} (cm ²)
RDC Et Etage courant	Travée	2HA12+1HA10	3.05
	Appui intermédiaire	2HA10	1.57
	Appui de rive	1HA10	0.79
Terrasse inaccessible	Travée	3HA14+1HA10	5.41
	Appui intermédiaire	1HA12+1HA10	1.92
	Appui de rive	1HA10	0.79

$St=15\text{ cm}, A_t = 2\phi 6 = 0.57\text{ cm}^2$

Tableau III.9. Schéma de ferrailage des poutrelles

Plancher	En travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
RDC + Etage courant			
Terrasse Inaccessible			

III.1.4. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barres, son rôle est d'éviter la fissuration de la dalle.

La section de ces aciers est donnée par le BAEL en fonction de l'entre axe des nervures.

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

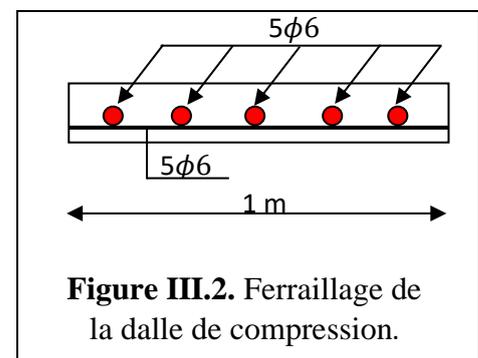
On utilise des rondes lisses de nuances $f_e = 400\text{Mpa}$

$$A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Donc on opte un treillis soudé $\varnothing 6$ de mailles 150×150 ce qui satisfait les sections précédentes.



III.2. Dalle pleine

III.2.1. Dalle sur deux appuis (D1)

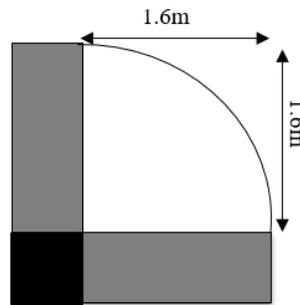


Figure III.3. Dalle pleine sur 2 appuis.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.6}{1.6} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

❖ Calcul des actions :

- Poids propre : $G = 5.26 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$$\text{Combinaison des charges : } \begin{cases} \text{ELU: } q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1\text{ml} = 12.35 \text{ KN/ml.} \\ \text{ELS: } q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = 8.76 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

❖ Sollicitations de calcul à l'ELU :

$$\rho = 0.4 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \text{ (Annexe)}$$

➤ Calcul des moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0368 \times 12.35 \times 1.6^2 = 1.16 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 1 \times 1.16 = 1.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

$$\begin{cases} \text{En travée: } M_t^x = M_t^y = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 1.16 = 0.989 \text{ KN.m} \\ \text{En appui: } M_a = 0.5 \times M_0^x = 0.5 \times 1.6 = -0.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul du ferrailage :

Le ferrailage de la dalle pleine se fera à la flexion simple pour une bande de 1ml de longueur $b=1\text{ml}$. Pour le calcul des armatures, on va considérer une section rectangulaire ($b=100 \times e = 12\text{cm}^2$) avec un enrobage de 2cm.

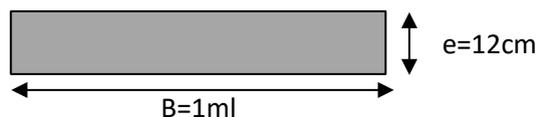


Figure III.4. Section de la dalle pleine à ferrailer.

On a : $d=10\text{cm}$; $f_{c28} = 25\text{Mpa}$; $f_e=400\text{MPa}$.

On trouve les résultats présentés dans le tableau :

Tableau III.10. Ferrailage de dalle pleine sur deux appuis.

	Sens	M [KN.m]	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}$ [cm ² /ml]
Travée	x-x=y-y	0.989	0.00698	0.0087	0.099	0.28
Appui	x-x=y-y	0.58	0.0041	0.0051	0.099	0.16

➤ **Condition de non fragilité :**

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

ρ_0 : Coefficient depend du type d'acier utilisé.

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 \dots \dots \text{ pour acier } f_{e500} \\ 0.0008 \dots \dots \text{ pour acier } f_{e400} \\ 0.0012 \dots \dots \text{ pour acier } f_{e235} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0.0008 \times \frac{(3 - 1)}{2} \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}. \end{cases}$$

Commentaire : La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, donc on ferraille avec A^{\min} .

Donc on adopte :

En travée et en appuis : $4\text{HA}10=3.14 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures :**

Sens x-x et y-y : $S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 24 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$.

➤ **Vérification des armatures :**

$$A_t^y \geq \frac{A_t^x}{4} = \frac{3.14}{4} \Rightarrow 3.14\text{cm}^2 > 0.785\text{cm}^2 \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

❖ **Vérification à l'ELU**

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17\text{Mpa}$$

Tel que :

$$V_u = q_u \times l_x = 12.35 \times 1.6 = 19.76 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{19.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.1976\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17\text{Mpa} \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Commentaire : la condition est vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$A_l = 3.14 \geq \frac{V_{\max} \times \gamma_s}{f_e} = \frac{19.76 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.56 \text{cm}^2 \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

❖ **Vérification à l'ELS**

$q_{\text{ser}}=8.76 \text{ KN/ml}$

$v = 0.2 ; \rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0441 \times 8.76 \times 1.6^2 = 0.989 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 1 \times 0.989 = 0.989 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

$$\begin{cases} \text{En travée: } M_t^x = M_t^y = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 0.989 = 0.84 \text{KN.m} \\ \text{En appui: } M_a = 0.5 \times M_0^x = 0.5 \times 1.6 = -0.5 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

✓ **Etat limite de compression de béton :**

On doit vérifier que :

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

Calcul de y : $\frac{b_0}{2} \times y^2 + [15 \times A_y - 15Ad] = 0$

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

Le calcul ainsi que la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.11. Vérification des contraintes à l'ELS (état limite de compression)

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
Travée	0.84	2.63	3164.70	$0.69 < 15$	Vérifiée
Appui	0.5	2.63	3164.70	$0.42 < 15$	Vérifiée

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures (vérification de contrainte des aciers) :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^{\text{ser}} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{f_{tj} \times \eta} \right)$$

Avec : $\eta = 1.6$ (HA) et $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} = 2.1$.

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{0.84 \times (10 - 2.63) \times 10^{-5}}{3164.70 \times 10^{-8}} = 29.34 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa} \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Tableau III.12. Vérification des contraintes à l'ELS (état limite d'ouverture des fissures).

Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (Mpa)	Observation
Travée	0.84	29.34 < 15	Vérifiée
Appui	0.5	17.46 < 15	Vérifiée

✓ **Etat limite de déformation (Vérification à la flèche):**

$$\frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^{ser}}{20 \times M_0}\right) \Rightarrow 0.075 > 0.042 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.00314 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Commentaire : Il y'a pas lieu de vérifier la flèche.

❖ **Schéma de ferrailage**

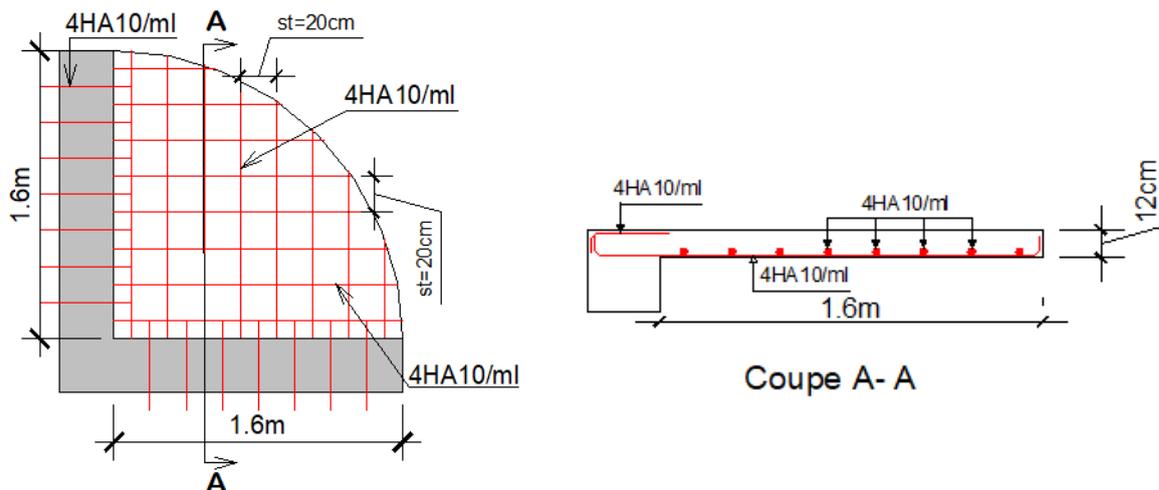


Figure III.5. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis.

III.2.2. Dalle sur 1 seul appuis (D3)

La dalle D2 et D3 seront ferrailier avec les mêmes sollicitations, ils comportent comme une console supportant à son extrémité le poids du mur garde-corps comme montré sur la figure suivante :

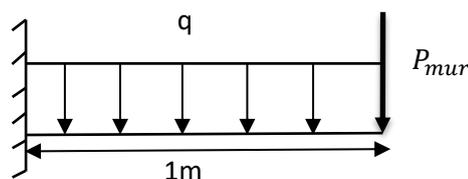


Figure III.6. Dalle pleine sur 1 seul appui.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1}{4.8} = 0.21 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

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

❖ Calcul des actions :

- Poids propre : $G = 5.26 \text{ KN/m}^2$
 - Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
 - $P_{\text{mur}} = 0.9 \text{ KN/ml}$
- $$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } \begin{cases} q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 \text{ ml} = 12.35 \text{ KN/ml} \\ P_u = 1.35 \times 0.9 = 1.215 \text{ KN/ml} \end{cases} \\ \text{ELS: } \begin{cases} q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = 8.76 \text{ KN/ml} \\ P_s = 0.9 \text{ KN/ml} \end{cases} \end{array} \right.$$

✓ Evaluation des moments

$$M_u = - \left(\frac{q_u \times l_x^2}{2} + P_u \times l_x \right) = - \left(\frac{12.35 \times 1^2}{2} + 1.215 \times 1 \right) = 7.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = - \left(\frac{q_{\text{ser}} \times l_x^2}{2} + P_{\text{ser}} \times l_x \right) = - \left(\frac{8.76 \times 1^2}{2} + 0.9 \times 1 \right) = 5.28 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul de l'effort tranchant

$$V_u = q_u \times l + P_u = 12.35 \times 1 + 1.215 = 13.56 \text{ KN.}$$

✓ Ferrailage

Le tableau suivant résume les résultats obtenus :

Tableau III.13. Ferrailage de la dalle D3.

	M_t [KN.m]	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{\text{calculée}}$ [cm ² /ml]	$A_{\text{adoptée}}$ [cm ² /ml]	S_t (cm)
Travée	7.39	0.052	0.0668	0.097	2.18	3.14	25

✚ Condition de non fragilité

$$A_{\text{min}} = \rho_0 \times b \times d = 0.0008 \times 1 \times 0.12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✚ Les armatures secondaires

Dans le cas d'une dalle travaillent suivant un sens, on calcul les armatures principales selon le sens x-x, dans le sens secondaire on met des aciers de construction de section suivante :

$$A_{\text{const}} = \frac{A_{\text{adop}}}{3} = \frac{3.14}{3} = 1.04 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

✚ Vérification de l'espacement

$$\text{F.P.N: } S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}); \text{ Soit } S_t = 33\text{cm.}$$

✚ Vérification du cisaillement

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

Tel que : $V_u = 13.56 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{13.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.1356 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Calcul de y : $\frac{b_0}{2} \times y^2 + [15 \times Ay - 15Ad] = 0$

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

Le calcul ainsi que la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.14. Vérification des contraintes à l'ELS (état limite de compression) de D3

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
Travée	5.28	2.63	3164.70	$4.38 < 15$	Vérifiée

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures (vérification de contrainte des aciers) :**

On doit vérifier :

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

Avec : $\eta = 1.6$ (HA) et $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} = 2.1$.

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{5.28 \times (10 - 2.63) \times 10^{-5}}{3164.70 \times 10^{-8}} = 184.44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

❖ **Schéma de ferrailage**

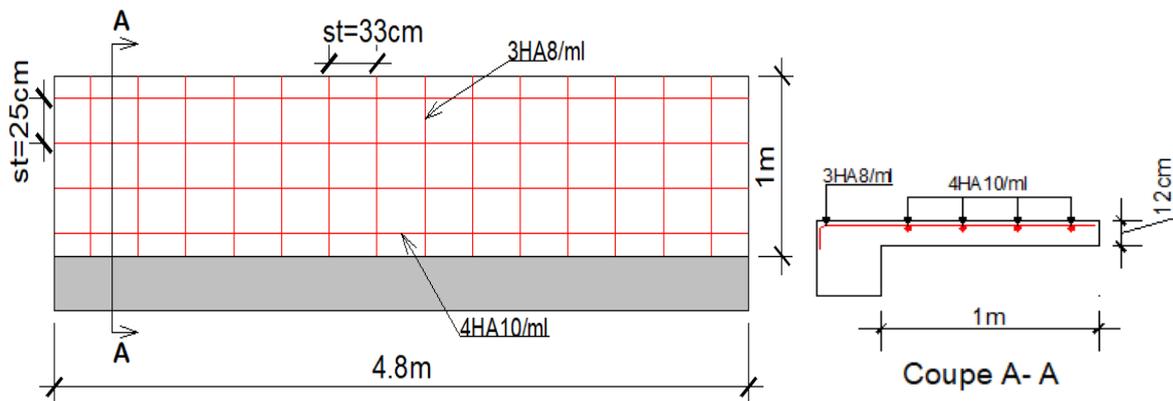


Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 1 seul appui

III.3. Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

III.3.1. Les caractéristiques de l'ascenseur :

- $V = 1 \text{ m/s}$ La vitesse de levage
- $P_m = 15 \text{ KN}$ Charge due à l'ascenseur
- $D_m = 51 \text{ KN}$ Charge due à la salle des machines
- $F_c = 145 \text{ KN}$ Charge due à la cuvette
- $B_s \times T_s = 2.2 \times 1.6 = 3.52 \text{ m}^2$ dimension de la gaine
- $P_{\text{personnes}} = 6.3 \text{ KN}$: charge nominale.

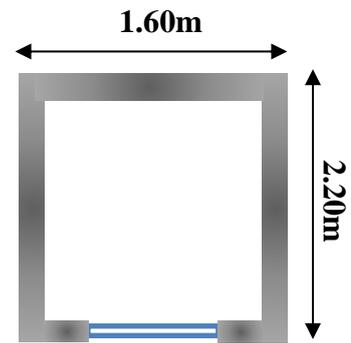


Figure III.8. Coupe transversale d'ascenseur

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale)
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + P_{\text{personnes}} = 15 + 51 + 6.3 = 72.3 \text{ KN.}$$

III.3.2. Dalle de salle machine (locale)

a_0 et U sont les dimensions parallèles à L_x . h_2 : l'épaisseur de la dalle pleine

b_0 et V sont les dimensions parallèles à L_y . h_1 : est l'épaisseur du revêtement moins rigide

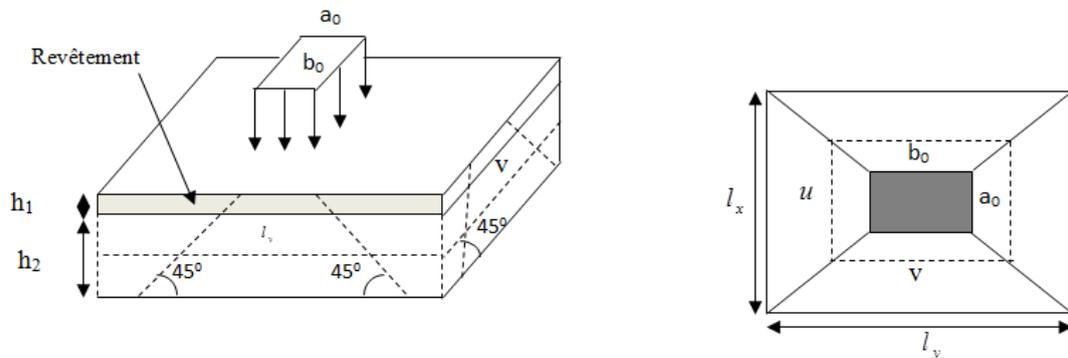


Figure III.9. Représentation de la surface de la charge concentrée.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_2 + 2\xi \times h_1 \\ V = b_0 + h_2 + 2\xi \times h_1 \end{cases}$$

Avec : ξ coefficient qui dépend du type de revêtement, on a un revêtement de béton $\xi = 1$

$$\begin{cases} U = 80 + 15 + (2 \times 1 \times 5) = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 15 + (2 \times 1 \times 5) = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments**

✓ **M_1^x et M_1^y due au système de levage**

$$\begin{cases} M_1^x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_1^y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson} \quad \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

En utilisant les tables de PIGEAUD, on tire les coefficients M_1 et M_2 en fonction de u/l_x , v/l_y et ρ :

$$\rho = 0.73 ; \begin{cases} M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{105}{160} = 0.65 \\ M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{105}{220} = 0.48 \end{cases}$$

Soit : $M_1 = 0.093 \text{ KN.m}$ et $M_2 = 0.054 \text{ KN.m}$

$$q_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_1^x = 0.093 \times 97.60 = 9.08 \text{ KN.m} \\ M_1^y = 0.054 \times 97.60 = 5.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **M_2^x et M_2^y due aux poids propres de la dalle**

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q_u \times l_x \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$\rho = 0.73 > 0.4$ La dalle travaille dans les deux sens.

En utilisant le tableau de PIGEAUD on tire les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.4780 \end{cases}$$

- Le poids propre de la dalle et du revêtement :

$$G = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_2^x = 0.0646 \times 8.05 \times (1.6)^2 = 1.33 \text{ KN.m} \\ M_2^y = 0.4780 \times 1.33 = 0.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- La superposition des moments donnés :

$$\begin{cases} M_x = M_1^x + M_2^x = 9.08 + 1.33 = 10.41 \text{ KN.m} \\ M_y = M_1^y + M_2^y = 5.27 + 0.64 = 5.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur, de 15 cm d'épaisseur, on prendra $d = 13cm$. Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau suivant :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 8.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 5.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0.5 \times M_x = -5.21 \text{ KN.m}$$

Tableau III.15. Calcul de la section de ferraillage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	x-x	8.85	0.037	0.047	0.127	1.99	1.36	4HA10=3.14	25
	y-y	5.02	0.021	0.026	0.128	1.12	1.2	4HA10=3.14	25
Appuis		-5.21	0.021	0.027	0.128	1.16	1.57	4HA10=3.14	25

✚ **Vérification à l'ELU**

➤ **Vérification au poinçonnement**

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times e \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (105 + 105) \Rightarrow U_c = 420 \text{ cm} ; q_u = 97.6 \text{ KN}$$

$$97.6 \leq 0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} \Rightarrow 97.6 \leq 472.5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a } v = u \Rightarrow V_u = \frac{q_u}{3 \times U} = 30.98 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✚ **Vérification à l'ELS**

- **Moments engendrés par le système de levage :**

$$q_{ser} = P = 72.3 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1^x = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) \\ \Rightarrow 72.3 \times (0.093 + 0.2 \times 0.054) = 7.50 \text{ KN.m} \\ M_1^y = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 5.24 \text{ KN.m} \end{array} \right. \text{ Avec } v: \text{ coefficient de poisson } \left\{ \begin{array}{l} v = 0 \text{ ELU} \\ v = 0.2 \text{ ELS} \end{array} \right.$$

- **Moments dus au poids propre de la dalle :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0708 \\ \mu_y = 0.6188 \end{cases}; q_{\text{ser}} = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow M_2^x = 1.06 \text{ KN.m} \\ M_2^y = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_2^y = 0.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **La Superposition des moments**

Les moments agissant sur la dalle sont : $\begin{cases} M_x = M_1^x + M_2^x = 8.56 \text{ KN.m} \\ M_y = M_1^y + M_2^y = 5.90 \text{ KN.m} \end{cases}$

Les moments en travée et en appui : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_t^x = 7.28 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_t^y = 5.02 \text{ KN.m} \\ M_a = -0.5 \times M_x \Rightarrow M_a = -4.28 \text{ KN.m} \end{cases}$

Tableau III.16. Vérifications des contraintes à l'ELS

Position		M (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (Mpa)	Obs
Travée	x-x	7.28	3.14	3.06	5608.73	3.96	193.42 < 201.63	Vérifié
	y-y	5.02	3.14	3.06	5608.73	2.73	133.32 < 201.63	Vérifié
Appui		-4.28	3.14	3.06	5608.73	2.33	113.77 < 201.63	Vérifié

✚ Vérification de la flèche

$$\frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x}\right) \Rightarrow 0.093 > 0.042 \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 3.14 < 6.5 \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Commentaire : Il y'a pas lieu de vérifier la flèche.

III.3.3. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (1.6m × 2.2m et h = 15cm)

- Poids propre de la dalle et du revêtement : G₁=4.85KN/m²

- Poids propre de l'ascenseur : G₂= $\frac{F_c}{S} = \frac{145}{3.52} = 41.19\text{KN/m}^2$

- G^{total} = G₁ + G₂ = 46.04 KN/m²

$$P_u = 1.35 \times G^{\text{total}} = 62.15 \text{ KN/m}^2$$

ρ = 0.73 > 0.4 ⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.4780 \end{cases}$$

✚ Calcul des moments à l'ELU

$$M_x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0.0646 \times 62.15 \times 1.6^2 = 10.28 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 4.91 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_t^x = 8.74 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_t^y = 4.17 \text{ KN.m} \\ M_a = -0.5 \times M_x \Rightarrow M_a = -5.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✚ Ferrailage

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.17. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	x-	8.74	0.0365	0.0465	0.127	1.97	1.36	4HA10=3.14	33
	y-	4.17	0.0174	0.0219	0.128	0.93	1.2	4HA10=3.14	33
Appuis		-5.14	0.0214	0.0271	0.128	1.15	1.57	4HA10=3.14	33

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

$$\text{Sens xx : } \begin{cases} V_x = P_u \times \frac{l_x}{4} = 62.15 \times \frac{1.6}{4} = 24.86 \text{ KN} \\ \tau_u^x = \frac{V_x}{b \times d} = \frac{24.86 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.191 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ Mpa} \dots \text{ vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{Sens yy : } \begin{cases} V_y = P_u \times \frac{l_y}{4} = 62.15 \times \frac{2.2}{4} = 34.18 \text{ KN} \\ \tau_u^y = \frac{V_y}{b \times d} = \frac{34.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ Mpa} \dots \text{ vérifiée} \end{cases}$$

✚ Calcul des moments à l'ELS

$$q_s = G^{total} = 46.04 \text{ KN/m}^2 ; \begin{cases} \mu_x = 0.0708 \\ \mu_y = 0.6188 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0708 \times 46.04 \times 1.6^2 = 8.34 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 5.16 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_t^x = 7.09 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_t^y = 4.39 \text{ KN.m} \\ M_a = -0.5 \times M_x \Rightarrow M_a = -4.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.18. Vérifications des contraintes à l'ELS

Position		M (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Obs
Travée	x-x	7.09	3.14	3.06	5608.73	3.87	188.57 < 201.63	Vérifié
	y-y	4.39	3.14	3.06	5608.73	2.39	116.67 < 201.63	Vérifié
Appui		-4.17	3.14	3.06	5608.73	2.27	110.91 < 201.63	Vérifié

✚ Vérification de la flèche

$$\frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x}\right) \Rightarrow 0.093 > 0.042 \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 3.14 < 6.5 \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Commentaire : Il y'a pas lieu de vérifier la flèche.

✚ Schéma de ferrailage

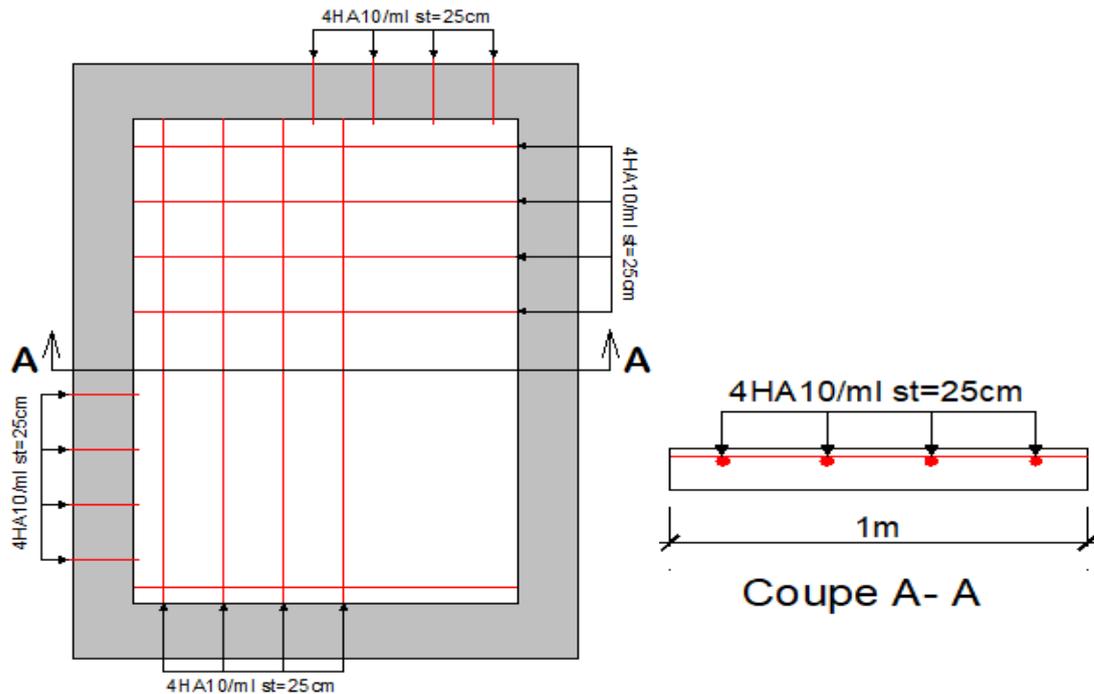


Figure III.10. Schéma de ferrailage du local machine et la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

III.4. Etude des poutres de chaînages

Les chaînages sont des poutres horizontales en béton armé qui ceignent les façades à chaque étage au niveau du plancher et aussi les poutres qui servent de porte à faux.

a) Dimensionnement :

La portée maximale de la poutre de chaînage : $L_{max}=3.45$ m

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 20\text{cm} ; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow h \geq 15$$

➤ Condition de la flèche :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 23 \text{ cm} \leq h \leq 34.5 \text{ cm}$$

➤ Exigences du RPA 99/2003 :

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

b) Calcul des sollicitations :

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

- Poids propre : $G_p = 25 \times 0.20 \times 0,30 = 1.5 \text{ KN/ml}$
- Poids du plancher à corps creux : $P_{\text{plancher}} = p_{\text{cors creux}} \left(\frac{l_0}{2}\right) = 5.11 \left(\frac{0.65}{2}\right) = 3.32 \text{ KN/ml}$
- $P_{\text{mur}} = 2.76 \times (3.06 - 0.3) = 7.61 \text{ KN/ml}$.

Avec :

$$l_0 = 0.65; G = 5.11 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = (1.35(G_p + P_{\text{plancher}} + P_{\text{mur}})) = 16.79 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS: } q_s = (G + Q) = (7.61 + 3.32) + 1.5 = 12.44 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{Moments isostatiques} \begin{cases} \text{ELU: } M_{0u} = q_u \frac{l^2}{8} = 16.79 \frac{3.45^2}{8} = 24.98 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{0s} = q_s \frac{l^2}{8} = 12.438 \frac{3.45^2}{8} = 18.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travée} \begin{cases} \text{ELU: } M_{tu} = 0.85 M_{0u} = 21.23 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{ts} = 0.85 M_{0s} = 15.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appui: } M_a = -0.5 \times M_0 \begin{cases} \text{ELU: } M_{au} = -12.49 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{as} = -9.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul du Ferrailage :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.19. Résultats du ferrailage longitudinal de la poutre de chaînage.

	M (KN/m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_s^{\text{calculé}}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_s^{\text{adopté}}$ (cm ²)
En travée	21.23	0.095	0.125	0.26	2.29	0.67	3HA12=3.14
En appui	12.49	0.056	0.07	0.27	1.32	0.67	3HA10=2.36

• **Espacement des armatures :**

Selon le **CBA (Article A.5.1.2.2) :**

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25.20 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{2.01 \times 10^{-4} \times 0.9 \times 400}{0.2 \times (0.517 - 0.3 \times 25)} < 0 \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.2} \Rightarrow S_t = 100.5 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le **RPAV2003(Article 9.3.3)** qui exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25\text{cm})$.

On prend : $S_t = 20\text{cm}$.

- **Armatures transversales :**

Selon le **BAEL91/99(Article A.7.2.2)** :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; 8\right) \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Soit un cadre $\phi 8$ plus un étrier $\phi 8 \Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

✚ Vérification à l'ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant CBA93(Article A.5.1.1):**

On doit vérifier si $\tau_u < \bar{\tau}_u$ tel que :

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 28.96 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.517 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.20}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.517 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{c'est vérifié}$$

Commentaire : la condition est vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

✚ Vérification à l'ELS :

- Vérification des contraintes dans le béton :

Tableau III.20. Vérification des contraintes.

Position	M_{ser} (KN/m ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	15.73	9.65	23113.20	$6.75 \leq 15$
En appui	9.25	8.30	17549.90	$4.39 \leq 15$

✚ Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) l \Leftrightarrow h = 30\text{cm} \geq (21.56\text{cm}; 29.32\text{cm}) \dots \text{condition vérifiée} \\ A \leq \frac{4.2 bd}{f_e} \Leftrightarrow 5.88 \text{ cm}^2 < 8.51\text{cm}^2 \dots \text{condition vérifiée} \\ L = 3.45 \text{ m} < 8\text{m} \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Commentaire : la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✚ Schéma de ferrailage :

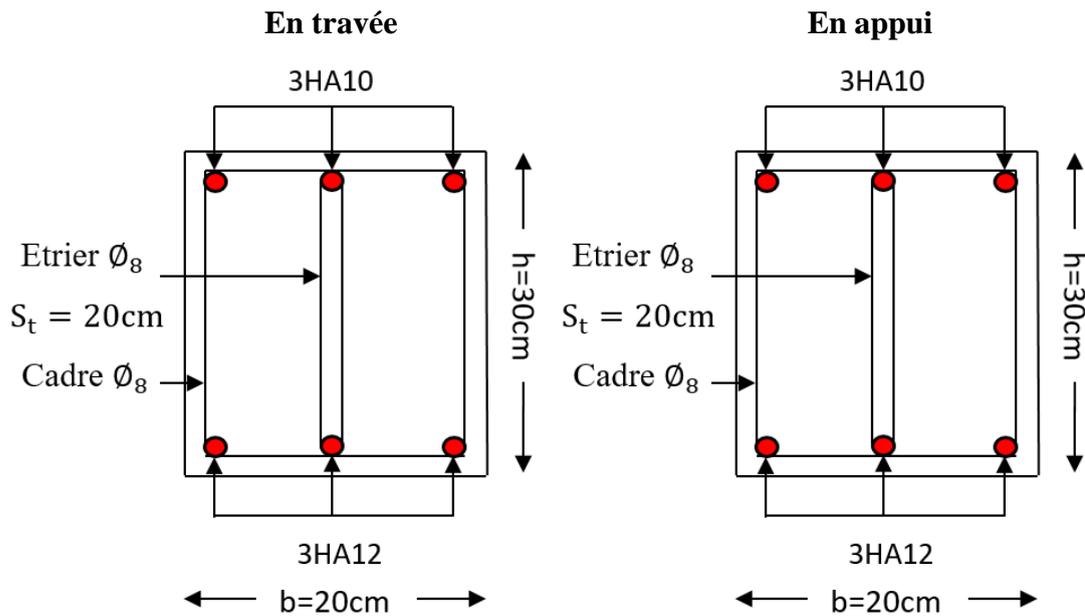


Figure III.11. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.5. Etude de l'acrotère

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

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la (Figure II.10 page 16)

a- Evaluations des charges et surcharges :

Tableau III.21. Charge permanente revenant à l'acrotère.

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Poids des enduits (m ²)	Poids totale (KN/ml)	La force Sismique (KN)	La charge D'exploitation (KN/ml)
0.068	1.712	0.42	2.132	1.706	1

• Force sismique :

La force sismique est donnée par la formule suivante :

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} A = 0,25 \text{ (zone III): coefficient d'accélération de la zone} \\ C_p = 0,8 : \text{ facteur de force horizontale} \\ W_p = 2.1325 \text{KN : poids propre de l'acrotère} \end{cases}$$

Donc : $F_p = 1.706 \text{ KN/ml}$.

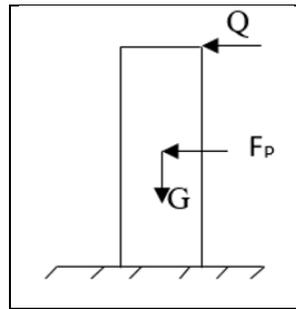


Figure III.12. Schéma des sollicitations dans l'acrotère

b- Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 6.204 \text{ cm} \\ Y_G = 33.014 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est sollicité par :

$$\begin{cases} N_G = 2.1325 \text{ KN} ; & M_G = 0 \text{ KN.m} \\ N_Q = 0 \text{ KN} ; & M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \\ N_{Fp} = 0 \text{ KN} ; & M_{Fp} = F_p \times Y_G = 1.706 \times 33.014 \times 10^{-2} \Rightarrow M_{Fp} = 0.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.22. Les combinaisons d'action à utiliser.

Désignation	ELU Accidentelle				ELU	ELS
Combinaisons	G+Q+E	G+Q-E	0.8G+E	0.8G-E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2.132	2.132	1.706	1.706	2.878	1.132
M (KN.m)	1.16	0.04	0.56	-0.56	0.90	0.6

- $N_{\max}=2.878 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}}=0.9 \text{ KN.m}$
- $M_{\max}=1.16 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{corr}}=2.132 \text{ KN}$
- $N_{\min}=1.706 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}}=0.56 \text{ KN.m}$

L'acrotère sera ferrailé avec : max (A₁, A₂, A₃)

c) Ferrailage :

❖ Calcul de l'excentricité a l'ELU :

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.88} = 0.31 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow e_0 \geq \frac{h}{2}$$

$e_0 \geq \frac{h}{2} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central. La section est soumise à un effort normal de compression, elle doit être justifiée vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement) conformément à l'article A.4.4 du BAEL91 en adoptant une excentricité totale tels que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Tel que :

$\left\{ \begin{array}{l} e_a: \text{Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.} \\ e_2: \text{Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.} \end{array} \right.$

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

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{10^4 \times h_0} = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} = 0.00864 \text{ m}$$

Avec :

l_f : longueur de flambement

ϕ : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée généralement égale à 2.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

$$\text{Donc } e = 0.02 + 0.00864 + 0.3125 = 0.341 \text{ m}$$

❖ Calcul du ferrailage :

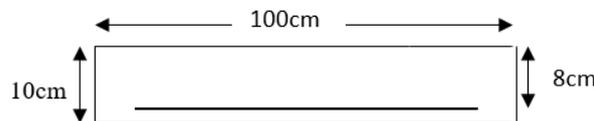


Figure III.13. Section de l'acrotère a ferrillé.

Le ferrailage se fera pour une bande de 1ml.

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

$$d = 8 \text{ cm} ; f_{c28} = 400 \text{ MPa.}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; f_{st} = 400 \text{ MPa.}$$

Les sollicitations deviennent :

$$N_u = 2.88 \text{ KN.}$$

$$M_u = 2.88 \times 0.34 = 0.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 0.98 + 2.88 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.0664 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = 0.011 < 0.186$$

Tableau III.23. Résultats de ferrailage à la flexion composée d'acrotère.

M_{ua}	μ_{bu}	α	z (m)	A (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A^{adopté}$ (cm ²)
1.0664	0.011	0.0147	0.0795	0.385	0.30	0.966	4HA8=2.01

$A_{min} > A$ La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, donc on ferraille avec A_{min} et on opte pour 4HA8=2.01 cm².

d- Les vérifications nécessaires :

❖ **ELU**

✓ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A^{adopté}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_r = 4HA16 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Calcul des espacements**

Sens principale : $S_t \leq 100/4 = 25\text{cm} \Rightarrow S_t=25\text{cm}$

Sens secondaire : $S_t \leq 60/4 = 15\text{cm} \Rightarrow S_t=15\text{cm}$

✓ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 3\text{Mpa}) = 2,5\text{Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1 + 1.706 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{2.706 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.033 < \bar{\tau} = 2,5\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_s = \frac{V}{0.9 \times 0.08 \times \epsilon_{u1}} = \frac{2.706 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 10.048 \times 10^{-2}} = 0.37\text{MPa.}$$

$$\epsilon_{u1} = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048\text{cm}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

$$\tau_s = 0.37\text{MPa} < \bar{\tau}_s = 2.835\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

La combinaison d'action considéré est (G + Q)

$$d=0.08\text{m} ; N_{ser}=2.132 \text{ KN} ; M_{ser}=0.6 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.132} = 0.28\text{m} > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05\text{m} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal N_{ser} est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

- **Position de centre de poussée :**

$$y = (y_c + c)$$

$$c = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = 0,28 - 0,05 = 0,154 \text{ m.}$$

$$c = d - e_G = 0.08 - 0.28 = -0.20.$$

On a N(compression) donc : $c = -0.20 \text{ m.}$

$c < 0 \Rightarrow$ Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivante:

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

Tel que :

$$\begin{cases} p = -3c^2 - \frac{90A'}{b(c-d')} + \frac{90A}{b(d-c)} = -3(-0.2)^2 + \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1(0.08 + 0.20)} = -0,1149 \text{ m}^2 \\ q = -2c^3 - \frac{90A'}{b(c-d')^2} - \frac{90A}{b(d-c)^2} = -2(-0.2)^3 - \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1(0.08 + 0.2)^2} = 0,0145 \text{ m}^3 \end{cases}$$

En remplaçant « p » et « q » dans (1) on aura :

$$\Rightarrow y_c^3 - 0,1149 \times y_c + 0,0145 = 0$$

$$\Delta = 4 \times p^3 + 27 \times q^2 = -3.91 \times 10^{-4}.$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ Trois racines réelles, il faut choisir celle qui convient: $0 \leq y = y_c + c \leq h$.

$$\begin{cases} y_{c1} = -0.38\text{m} \\ y_{c2} = 0.166\text{m} \\ y_{c3} = 0.223\text{m} \end{cases}$$

On a : $-c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow 0.20 \leq 0.223 \leq 0.3$.

On opte pour $y_c = 22.39\text{cm} \Rightarrow y = y_c + c = 22.39 - 20 = 2.39\text{cm}$

$$\mu_t = \left(\frac{b \times y^2}{2} - 15 A (d - y)\right) = \left(\frac{1 \times 0.0239^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.0239)\right)$$

$$\mu_t = 1.1646 \times 10^{-4} \text{ m.}$$

- Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{I} \times y = \frac{2.132 \times 10^{-3}}{1.1646 \times 10^{-4}} \times 0.0239 = 0.437 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{sc} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{2.132 \times 10^{-3} \times (0.08 - 0.0239)}{1.1646 \times 10^{-4}} = 15.40 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{sc} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = 201.63 \text{ MPa.}$$

$\Rightarrow \sigma_{sc} = 15.40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sc} = 201.63 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

❖ Schéma de ferrailage

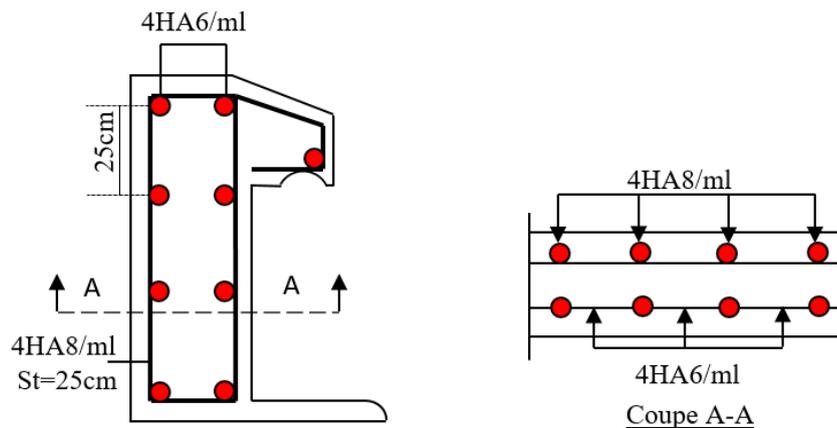


Figure III.14. Schéma de ferrailage de l’acrotère.

III.6. Etude des escaliers

L’étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations, et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul est mené par la méthode de RDM, le dimensionnement et le poids revenant à l’escalier sont calculés au chapitre II.

Les escaliers se calculent à la flexion simple comme des dalles appuyées sur un ou plusieurs appuis.

III.6.1. Etude de l’escalier à deux volées (Sous-sol et RDC) :

La 2^{ème} volée est défavorable par rapport à la 1^{ère}, donc on ferraille ce type avec la 2^{ème} volée.

❖ Etude de la volée 2 :

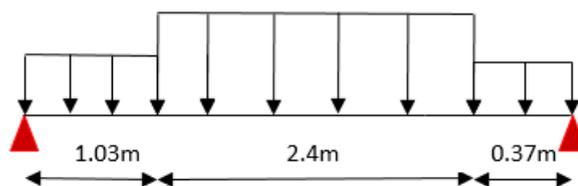


Figure III.15. Schéma statique de l’escalier a deux volées.

Tableau III.24. Sollicitations à l'ELU et l'ELS.

Combinaisons	R _A (KN)	R _B (KN)	M ₀ ^{max} (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)	M _a ^{max} (KN.m)	V _{max} (KN)
ELU	24.82	26.48	25.83	19.37	-12.91	26.48
ELS	17.86	19.08	25.83	13.97	-9.32	

✚ Ferrailage

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.25. Moments et ferrillages à l'ELU.

Position	M (KN.m)	μ _{bu}	α	z (m)	A ^{cal} (cm ² /m)	A _{min} (cm ² /m)	A ^{adopté} (cm ² /m)
En travée	42.87	0.069	0.09	0.135	4.13	1.69	4HA12=4.52
En appuis	25.22	0.046	0.048	0.137	2.71	1.69	4HA10=3.14

✚ Vérifications à l'ELU

✓ **Armature de répartition :**

En travée :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 4HA8=2.01cm².

En appui :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 4HA8=2.01cm².

✓ **L'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33$$

$$\tau_u = \frac{26.48 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.189 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Commentaire : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✚ Vérifications a l'ELS

✓ **Etat limite de compression du béton :**

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.26. Vérification de la contrainte du béton à l'ELS.

Position	M _{ser} (KN. m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	Observation
En travée	13.97	3.73	8880.9	5.97 ≤ 15	Vérifiée
En appui	9.32	3.19	6585.98	4.51 ≤ 15	Vérifiée

✓ **Etat limite de déformation**

- **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche dépende de l'observation des conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.0376 \leq 0.062 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Leftrightarrow 0.0376 < 0.099 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b \times d} < \frac{3.6}{f_e} \Leftrightarrow 1.14 > 0.09 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc nous avons besoin de vérifier la flèche.

Tableau III.27. Vérification de la flèche.

L(cm)	4.25	λ _i	6.5	If _{gi} (cm ⁴)	12722
A ^{adop} (cm ²)	4.52	λ _v	2.6	If _{pi} (cm ⁴)	10392
M _{jser} (KN. m)	12.04	σ _{sj} (MPa)	208.87	If _{gv} (cm ⁴)	21573
M _{gser} (KN. m)	15.20	σ _{sg} (MPa)	263.66	f _{ji} (cm)	0.42
M _{pser} (KN. m)	19.90	σ _{sp} (MPa)	346.85	f _{gi} (cm)	0.665
I (cm ⁴)	8880.9	μ _j	0.23	f _{pi} (cm)	1.07
I ₀ (cm ⁴)	36574.13	μ _g	0.33	f _{gv} (cm)	1.177
Y(cm)	3.73	μ _p	0.44	f(cm)	1.162
ρ	0.0032	If _{ji} (cm ⁴)	15954	f _{adm} (cm)	0.85

Remarque : La flèche n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter l'épaisseur de la paillasse et de l'acier (e=17cm).

Tableau III.28. Revérification de la flèche.

L(cm)	4.25	λ_i	4.64	$I_{f_{gi}}(\text{cm}^4)$	20979
$A^{\text{adop}}(\text{cm}^2)$	6.79	λ_v	1.85	$I_{f_{pi}}(\text{cm}^4)$	17309
$M_{j_{\text{ser}}}(\text{KN.m})$	12.58	$\sigma_{sj}(\text{MPa})$	137.68	$I_{f_{gv}}(\text{cm}^4)$	32132
$M_{g_{\text{ser}}}(\text{KN.m})$	15.74	$\sigma_{sg}(\text{MPa})$	172.24	$f_{ji}(\text{cm})$	0.271
$M_{p_{\text{ser}}}(\text{KN.m})$	20.54	$\sigma_{sp}(\text{MPa})$	224.70	$f_{gi}(\text{cm})$	0.417
I (cm ⁴)	14261	μ_j	0.199	$f_{pi}(\text{cm})$	0.661
$I_0(\text{cm}^4)$	45245	μ_g	0.295	$f_{gv}(\text{cm})$	0.818
Y(cm)	4.6	μ_p	0.404	f(cm)	0.789
ρ	0.0045	$I_{f_{ji}}(\text{cm}^4)$	25823	$f_{\text{adm}}(\text{cm})$	0.85

$f = 0.789 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 0.85 \text{ cm}$ La flèche est vérifiée.

✚ Schéma de ferrailage

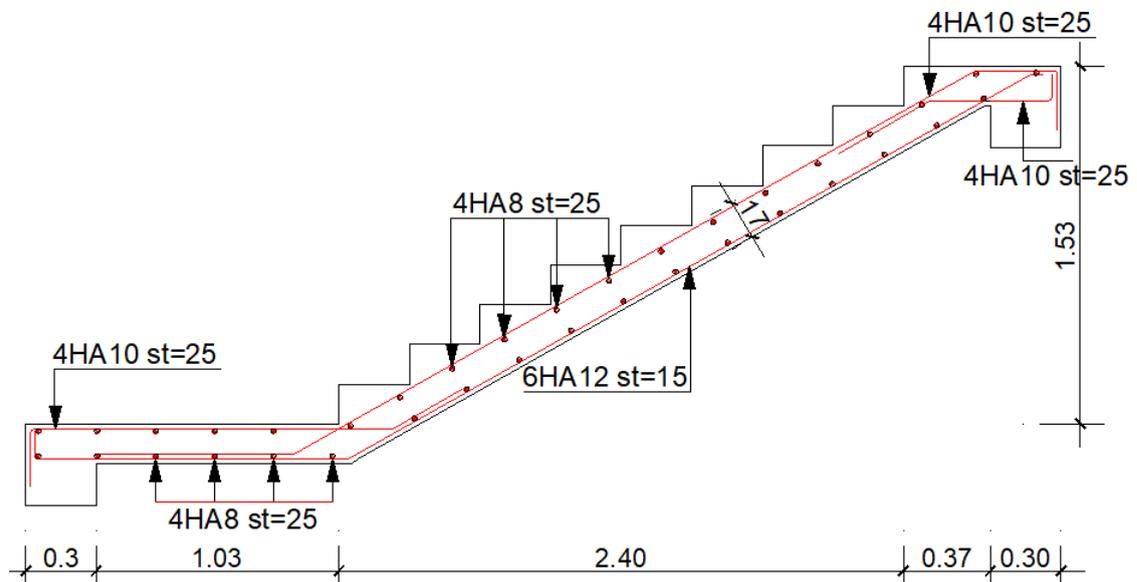


Figure III.16. Schéma de ferrailage de l'escalier à deux volées

III.6.2. Etude de l'escalier à trois volées (Etage courant) :

❖ Etude de la volée 1 et 3 :

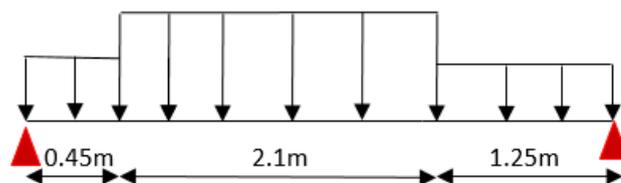


Figure III.17. Schéma statique de la 1^{ère} et 3^{ème} volée.

Tableau III.29. Caractéristique de la 1^{ère} et 3^{ème} volée.

	e (cm)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
La volée	17	8.63	2.5
Le palier	17	5.61	2.5

➤ **Combinaison de charges**

ELU : $\begin{cases} q_{vu} = 15.40 \text{ KN/m} \\ q_{pu} = 11.32 \text{ KN/m} \end{cases}$

ELS : $\begin{cases} q_{vs} = 15.40 \text{ KN/m} \\ q_{ps} = 11.32 \text{ KN/m} \end{cases}$

❖ **Calcul des sollicitations**

Par la méthode RDM on trouve :

$M_t^{\max} = 0.75M_0^{\max}$; $M_a^{\max} = -0.5M_0^{\max}$.

Tableau III.30. Sollicitations à l'ELU et l'ELS.

Combinaisons	R _A (KN)	R _B (KN)	M ₀ ^{max} (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)	M _a ^{max} (KN.m)	V _{max} (KN)
ELU	29.85	27.90	32.17	24.13	-16.08	27.90
ELS	21.52	20.08	23.21	17.41	-11.60	

❖ **Ferraillage a l'ELU**

B=1ml , e=17cm , d=15cm

Tableau III.31. Moments et ferraillages a l'ELU.

Position	M (KN.m)	μ _{bu}	α	z (m)	A ^{cal} (cm ² /m)	A _{min} (cm ² /m)	A ^{adopté} (cm ² /m)
En travée	24.13	0.075	0.098	0.144	4.81	1.81	5HA12=5.65
En appuis	16.08	0.05	0.064	0.146	3.16	1.81	5HA12=5.65

✚ **Vérifications à l'ELU**

▪ **Les armatures de répartition**

$A_r = \frac{A^{\text{adop}}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4HA8=2.01\text{cm}^2$; S_t = 25cm

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

La fissuration est peu nuisible donc :

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min (0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa})=3.33$

$$\tau_u = \frac{27.90 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.186 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification de l'espacement des armatures**

En travée

Les armatures principales : $S_t \leq \min(3e; 33\text{cm})=33\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$

Les armatures de répartitions : $S_t \leq \min(4e; 45\text{cm})=33\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$

En appui

Les armatures principales : $S_t \leq \min(3e; 33\text{cm})=33\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$

Les armatures de répartitions : $S_t \leq \min(4e; 45\text{cm})=33\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$

✚ **Vérfications à l'ELS**

▪ **Vérfications des armatures de béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre y est donnée par la résolution de l'équation ci-après :

Tableau III.32. Vérification de la contrainte du béton.

	M_s (KN. m)	Y(cm)	I(cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	17.41	4.26	12352.7	6.01	15	Vérifiée
En appui	11.60	4.25	12352.7	4	15	Vérifiée

▪ **Etat limite de déformation**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{420} = 0.04 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{Pas vérifiée.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.04 < 0.075 \dots \dots \dots \text{Pas vérifiée.} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 15} = 0.004 < \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Commentaire : On doit faire une vérification de la flèche.

Tableau III.33. Vérification de la flèche.

L(cm)	4.2	λ_i	5.575	$I_{f_{gi}}(\text{cm}^4)$	19410
$A^{\text{adop}}(\text{cm}^2)$	5.65	λ_v	2.23	$I_{f_{pi}}(\text{cm}^4)$	15563
$M_{j_{\text{ser}}}(\text{KN.m})$	11.99	$\sigma_{sj}(\text{MPa})$	156.35	$I_{f_{gv}}(\text{cm}^4)$	30433
$M_{g_{\text{ser}}}(\text{KN.m})$	15.05	$\sigma_{sg}(\text{MPa})$	196.22	$f_{ji}(\text{cm})$	0.263
$M_{p_{\text{ser}}}(\text{KN.m})$	19.73	$\sigma_{sp}(\text{MPa})$	257.26	$f_{gi}(\text{cm})$	0.421
$I(\text{cm}^4)$	12353	μ_j	0.175	$f_{pi}(\text{cm})$	0.689
$I_0(\text{cm}^4)$	44522	μ_g	0.273	$f_{gv}(\text{cm})$	0.806
Y(cm)	4.2	μ_p	0.385	f(cm)	0.811
ρ	0.0037	$I_{f_{ji}}(\text{cm}^4)$	24774	$f_{\text{adm}}(\text{cm})$	0.84

La flèche est vérifiée $f=0.811 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 0.84\text{cm}$.

✚ Schéma de ferrailage

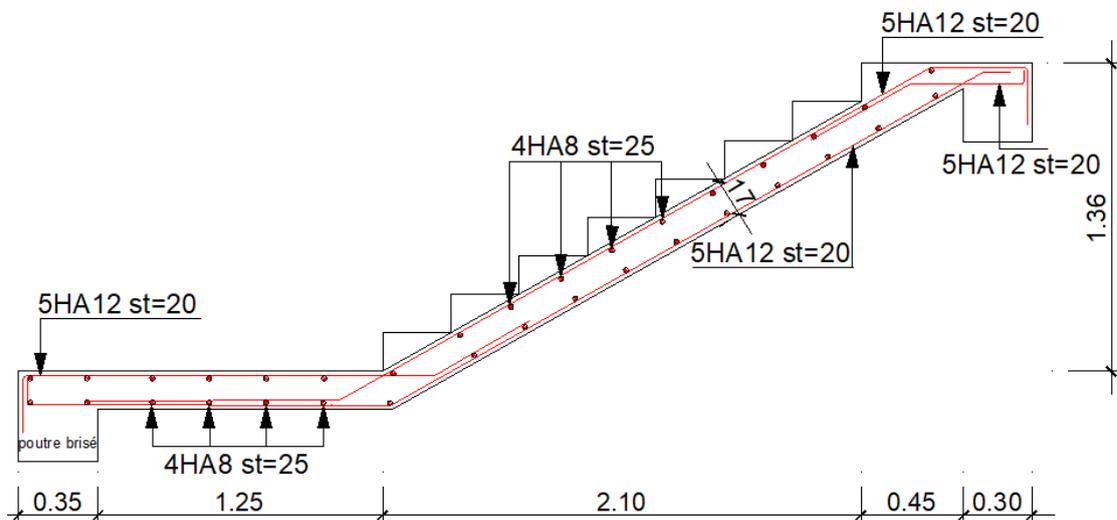


Figure III.18. Schéma de ferrailage de la 1^{ère} et 3^{ème} volée.

❖ Etude de la volée 2 :

La volée est encastrée dans la poutre palière.

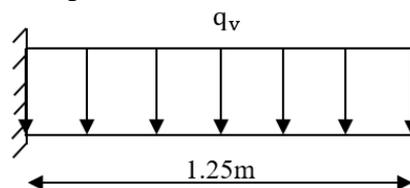


Figure III.19. Schéma statique de la volée 2.

• Combinaison de charges :

On a : $G_v = 8.63 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

ELU $\Rightarrow q_v = 1.35G_v + 1.5Q = 15.40 \text{ KN/ml}$.

ELS $\Rightarrow q_s = 11.13\text{KN/ml}$.

• **Moment fléchissant et l'effort tranchant :**

Le calcul des sollicitations va se faire par la méthode de la RDM

$$ELU \begin{cases} M_u = - \left[\frac{15.40 \times 1.25^2}{2} \right] = 12.03 \text{KN.m} \\ V_u = 19.25 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_s = - \left[\frac{11.13 \times 1.25^2}{2} \right] = 12.03 \text{KN.m} \\ V_u = 19.25 \text{KN.m.} \end{cases}$$

✚ **Ferraillage**

• **Ferraillage longitudinale**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.34. Ferraillage longitudinale à l'ELU.

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A^{cal} (cm ² /m)	A_{min} (cm ² /m)	$A^{adopté}$ (cm ² /m)	S_t (cm)
En appuis	12.03	0.0376	0.0479	0.147	2.35	1.81	4HA10=3.14	25

✚ **Vérification à l'ELU**

▪ **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A^{adop}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4HA8=2.01\text{cm}^2 ; S_t = 25\text{cm}$$

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0.128 \text{ MPa} < 1.17 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✚ **Vérification à l'ELS**

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.35. Vérification de la contrainte du béton.

	M_s (KN. m)	Y (cm)	I (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En appui	8.69	3.31	7645.3	3.76	15	Vérifiée

✚ Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) \Rightarrow \frac{17}{125} = 0.136 > 0.05 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ A = 3.14\text{cm}^2 \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 3.14\text{cm}^2 < 7.5\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ l = 1.25\text{m} < 8\text{m} \dots\dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Commentaire : Il y'a pas lieu de vérifier la flèche.

✚ Schéma de ferrailage :

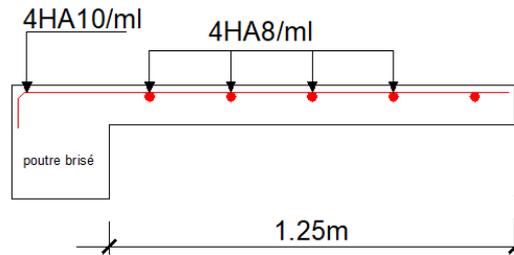


Figure III.20. Schéma de ferrailage de la volée 2.

III.7. Etude de la poutre palière

✚ Dimensionnement

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 31.33\text{cm} \leq h \leq 47\text{cm}.$$

Selon les exigences du RPA99/2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \geq 25\text{cm.} \\ h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm.} \\ \frac{h}{b} = 1.14 < 4\text{cm.} \end{array} \right. \text{ Alors } \left\{ \begin{array}{l} h = 40\text{cm.} \\ b = 35\text{cm.} \end{array} \right. \text{ On opte une section de } (35 \times 40)\text{cm}^2.$$

✚ Les Charges transmises par les escaliers :

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} R_b = 27.90\text{KN} \\ R_p = 15.40\text{KN} \end{array} \right. ; \text{ ELS} \left\{ \begin{array}{l} R_b = 20.08\text{KN} \\ R_p = 11.13\text{KN} \end{array} \right.$$

✚ Calcul de la poutre brisée

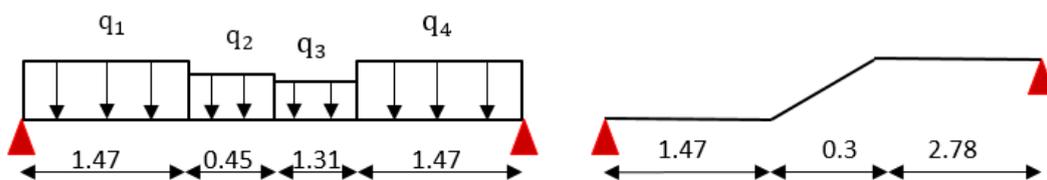


Figure III.21. Schéma statique de la poutre palière.

✚ Charges revenant à la poutre brisée

La poutre est soumise à son poids propre G_0 :

$$G_0^{\text{horizontale}} = (0.35 \times 0.4 \times 25) = 3.5\text{KN/ml}$$

$$G_0^{\text{incliné}} = \left(\frac{0.35 \times 0.4 \times 25}{\cos(48.58)} \right) = 5.29\text{KN/ml}$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} q_1 = 1.35 \times 3.5 + 27.90 = 32.625\text{KN/ml} \\ q_2 = 5.29 \times 1.35 + 15.40 = 22.54\text{KN/ml} \\ q_3 = 1.35 \times 3.5 + 15.40 = 20.125\text{KN/ml} \\ q_4 = 1.35 \times 3.5 + 27.90 = 32.625\text{KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} q_1 = 3.5 + 20.08 = 23.58\text{KN/ml} \\ q_2 = 5.29 + 11.13 = 16.42\text{KN/ml} \\ q_3 = 3.5 + 11.13 = 14.63\text{KN/ml} \\ q_4 = 3.5 + 20.08 = 23.58\text{KN/ml} \end{cases}$$

1- Calcul des sollicitations par la méthode RDM on trouve :

Tableau III.36. Les sollicitations de la poutre palière.

	$R_A(\text{KN})$	$R_B(\text{KN})$	α	$M_0(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$V_u(\text{KN})$
ELU	66.35	66.06	2.37	70.02	35.01	52.51	66.35
ELS	48.05	47.82	2.37	50.73	25.36	38.05	

2- Calcul des sollicitations à la torsion :

La poutre est soumise à un moment de torsion maximal définie par :

$$M_{\text{torsion}} = \frac{M_s \times l}{2}$$

Dans notre cas : $M_s = M_{\text{encastrement}} = 16.08 \text{ KN.m}$

$$M_{\text{torsion}} = \frac{16.08 \times 4.7}{2} = 37.78 \text{ KN.m}$$

3- Ferrailage

3.1. En torsion

On définit " Ω ", l'aire de torsion, par une section creuse à mi-épaisseur "e" tel que :

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) \quad ; \quad e = \frac{b}{6} = 5.833\text{cm}$$

$$\Rightarrow \Omega = 996.54 \text{ cm}^2.$$

On définit ' μ ' comme étant le périmètre de ' Ω ' :

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] \Rightarrow \mu = 126.668\text{cm}$$

- **Armatures longitudinales**

$$A_l = \frac{M_{\text{tor}} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{37.78 \times 10^{-3} \times 126.668 \times 1.15}{2 \times 996.54 \times 10^{-4} \times 400} = 6.90 \text{cm}^2.$$

- **Armatures transversales**

$$A_l = \frac{M_{\text{tor}} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{37.78 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 996.54 \times 10^{-4} \times 400} = 1.09 \text{cm}^2.$$

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{37.78 \times 10^{-3}}{2 \times 996.54 \times 400} = 3.25 \text{MPa} \leq 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de rupture par cisaillement.

3.2. En flexion

b=35cm , h=40cm , d=0.38m.

Tableau III.37. Ferrailage en flexion de la poutre palière.

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_{min} (cm ² /m)	$A^{\text{calculé}}$ (cm ² /m)
En travée	52.51	0.073	0.09	0.36	1.47	4.12
En appuis	35.01	0.048	0.065	0.37	1.47	2.71

✚ Vérification des contraintes à l'ELU

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{66.35 \times 10^{-3}}{0.38 \times 0.35} = 0.5 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa}.$$

- **Armature transversale en flexion**

$$S_t < \min(0.9 \times d; 40 \text{cm}) = 34.2 \text{cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{cm}$$

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.2}{400} = 0.7 \text{cm}^2.$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.35 \times 0.2 \times (0.5 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.28 \text{cm}^2 < 0.$$

Donc $A_t = 0.7 \text{cm}^2$.

3.3. Ferrailage total

La section d'armature totale sera calculée en (flexion simple + torsion), elle est donnée dans le tableau qui suit :

Tableau III.38. Section d'armatures de calcul en flexion simple et en torsion.

	Flexion simple		Torsion	Flexion simple + Torsion			
	Travée	Appuis					
Moments (KN.m)	52.51	35.01	37.788	$A_{travée}^{calculée}$ (cm ²)	$A_{appuis}^{calculée}$ (cm ²)	$A_{travée}^{choisie}$ (cm ²)	$A_{appuis}^{choisie}$ (cm ²)
Armatures Longitudinales (cm ²)	4.12	2.71	6.90	$4.12 + \frac{6.90}{2}$ = 7.57	$2.71 + \frac{6.90}{2}$ = 6.16	5HA14 = 7.70	6HA12 = 6.79
Armatures transversales (cm ²)	0.7		1.09	0.7+1.09 = 1.79		4HA8=2.01(cm ²) Cadre+1 étrier	
Contrainte de cisaillement (MPa)	0.5		3.25	$\tau = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} = \sqrt{0.5^2 + 3.25^2}$ $\Rightarrow \tau = 3.28\text{MPa} < 3.33\text{MPa}$			

✚ Vérification des contraintes à l'ELS

La vérification des contraintes est résumée dans le tableau suivant :

Tableau III.39. Vérification des contraintes dans la poutre palière.

	M_{ts} (KN. m)	Y(cm)	I(cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	35.01	12.87	97810	4.60	15	Vérifiée
En appui	25.36	12.24	88979	3.48	15	Vérifiée

✚ Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'y pas lieu de vérifier la flèche.

$$h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \times l \Rightarrow 0.4\text{m} \geq (0.0625; 0.069) \times 4.7 \Rightarrow 0.4\text{m} > 0.32\text{m} \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$A_t = 7.7\text{cm}^2 \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} = 13.96\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$l = 4.7\text{m} < 8\text{m} \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \times l \Rightarrow 0.4\text{m} \geq (0.0625; 0.069) \times 4.7 \Rightarrow 0.4\text{m} > 0.32\text{m} \dots \dots \text{vérifiée} \\ A_t = 7.7\text{cm}^2 \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} = 13.96\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \\ l = 4.7\text{m} < 8\text{m} \dots \dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Commentaire : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✚ Schéma de ferrailage :

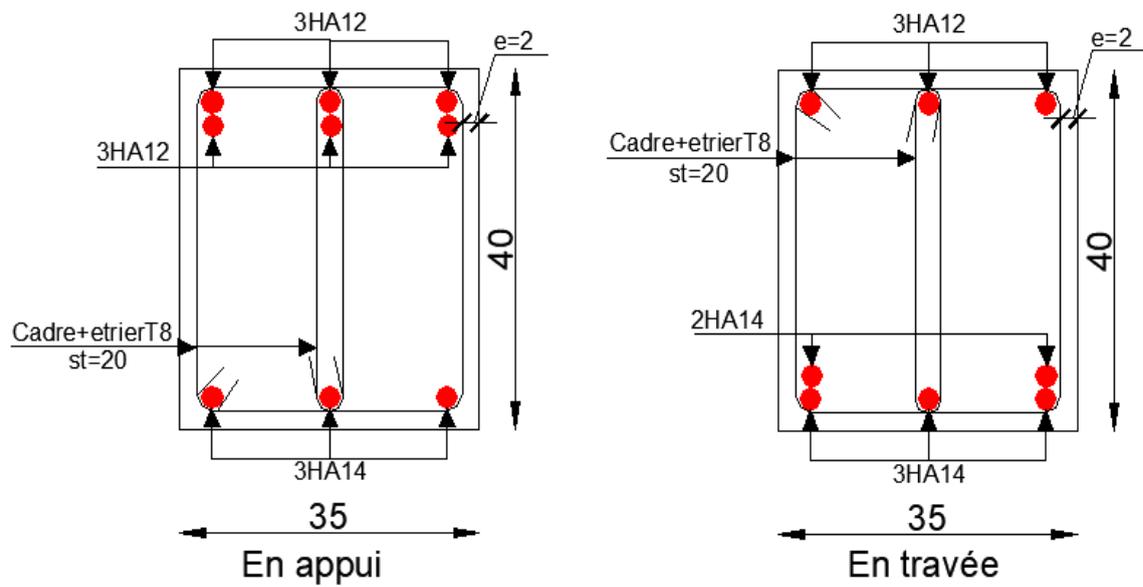


Figure III.22. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.8. Conclusion

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrillés.

Chapitre IV

Etude dynamique

Introduction

L'étude dynamique a pour objectifs d'assurer une bonne rigidité, et une bonne résistance vis-à-vis les actions sismiques, afin de limiter les dommages causés tout en respectant les aspects de la construction qui sont : L'économie, La résistance, L'aspect architectural.

Pour cela nous nous servons du logiciel **ETABS 2016**.

IV.1. Modélisation

L'étude de ce bâtiment est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions sur le logiciel **ETABS 2016**. Le modèle adopté comporte 10 niveaux, avec un encastrement à la base.

Le modèle comporte les éléments résistants (poteaux, poutres et voiles), ainsi les éléments secondaires comme (les planchers, les escaliers, poutre de chaînage...etc).

Les éléments structuraux poteaux et poutres sont modélisés par les éléments linéaires de type « Frame » (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres), les plancher, les escaliers, ainsi que les voiles sont modélisés par les éléments surfaciques de type « Shell ».

La théorie des planchers rigides est mise en évidence par une déclaration de diaphragmes rigides en utilisant l'option « diaphragme », cette dernière permet de réduire le nombre de degré de liberté et d'avoir le même déplacement pour tous les nœuds du même niveau dans une direction donnée.

Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitations avec une minoration :

$$W = G + \beta \times Q$$

IV.2. Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire de deux méthodes principales :

IV.2.1. Méthode statique équivalente

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

IV.2.2. Méthode dynamique :

Qui regroupe :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, la hauteur de notre structure est supérieure à 17 mètres (zone III, groupe d'usage 2), donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3. Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est sans doute la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effet dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$$

V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode modale spectrale)

$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$: L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- W : Poids total de la structure.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

{ Groupe d'usage (2)
{ Zone sismique (III) ⇒ **A= 0.25**

Dans le cas de notre projet, on suppose que le système de contreventement à étudier est un système mixte voiles-portiques avec justification de l'interaction, donc : **R=5**

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4-4)}$$

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

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités.

N°	Critère q	Pénalités X-X	Obs	Pénalités Y-Y	Obs
01	Conditions minimales sur les files	0	Vérifiée	0	Vérifiée
02	Redondance en plan	0	Vérifiée	0	Vérifiée
03	Régularité en plan	0.05	N. Vérifiée	0.05	N. Vérifiée
04	Régularité en élévation	0.05	N. Vérifiée	0.05	N. Vérifiée
05	Contrôle de qualité des matériaux	0	Vérifiée	0	Vérifiée
06	Contrôles de qualité d'exécution	0	Vérifiée	0	Vérifiée

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

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

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

Dans notre cas : $W = 31104.6942$ KN. Et $\beta = 0.2$ (habitation)

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

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

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$\xi = 7\%$ D'où : $\eta = 0.8819$

On a un site meuble S3 $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$ **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0.09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$

$H = 30.60$ m : Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

$C_T = 0.05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA/2003**)

L: Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$\begin{cases} L_x = 20 \text{ m} \\ L_y = 19.45 \text{ m} \end{cases}$

Alors : $\begin{cases} T_x = \min(0.65, 0.616) \text{ s} = 0.616 \text{ s} \Rightarrow T_x \times 1.3 = 0.80 \text{ s} \\ T_y = \min(0.65, 0.624) \text{ s} = 0.624 \text{ s} \Rightarrow T_y \times 1.3 = 0.811 \text{ s} \end{cases}$

Ce qui donne : $D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.919 \\ D_y = 1.901 \end{cases}$

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

$$V_{xst} = 3282.74 \text{ KN}$$

$$V_{yst} = 3252.37 \text{ KN}$$

IV.3.1. Spectre de réponse de calcul

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

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

Avec :

- $\frac{S_a}{g}$: accélération spectrale.
- g : accélération de la pesanteur ($g = 10\text{m/s}^2$).
- Les coefficients (A ; T ; T₁ ; T₂ ; Q ; R) sont les mêmes que ceux donnés dans le calcul de la force sismique a la base.

Le spectre de réponse obtenu est représenté dans la figure suivante :

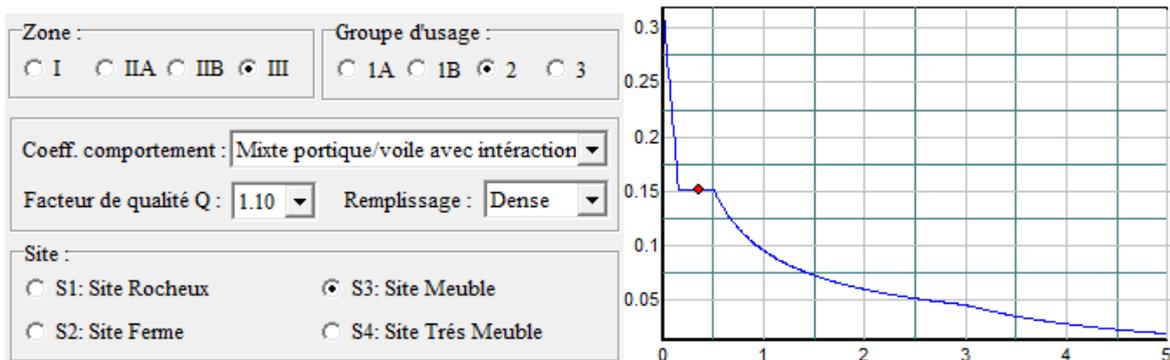


Figure IV.1. Spectre de réponse de calcul

IV.3.2. Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous avons obtenus les résultats suivants :

IV.3.3. Disposition des voiles de contreventement

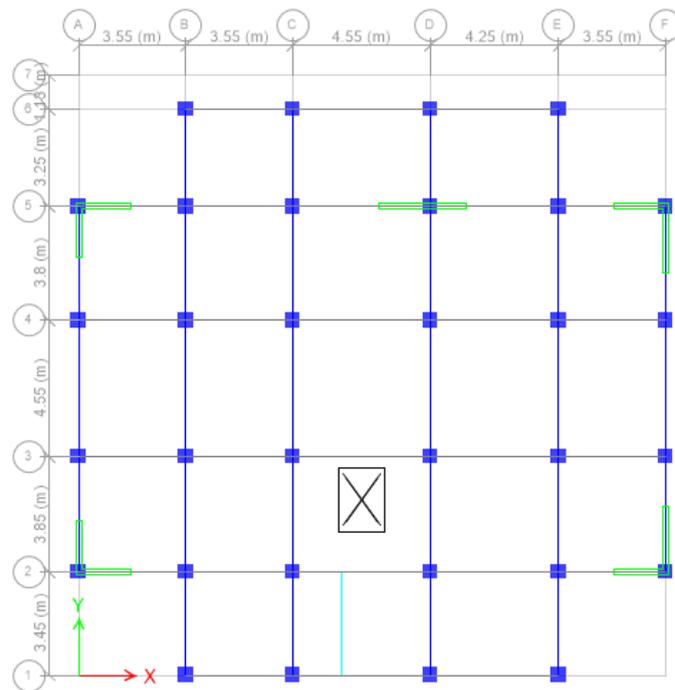


Figure IV.2. Disposition des voiles de contreventement

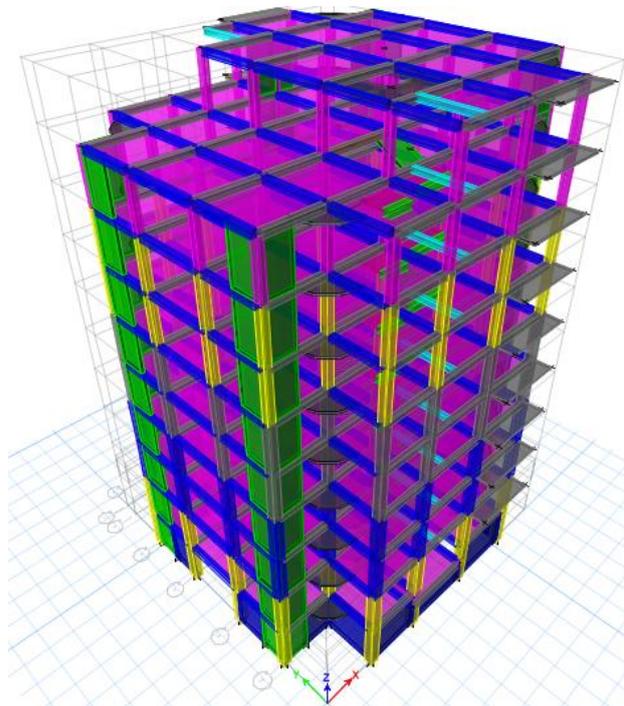


Figure IV.3. Vue en 3D du modèle obtenu par le logiciel ETABS 2016

IV.3.4. Analyse du comportement de la structure

Après l'analyse les résultats obtenus montrent que le comportement de la structure dans le premier mode est une translation suivant l'axe x-x, le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe y-y et le troisième mode est une rotation.

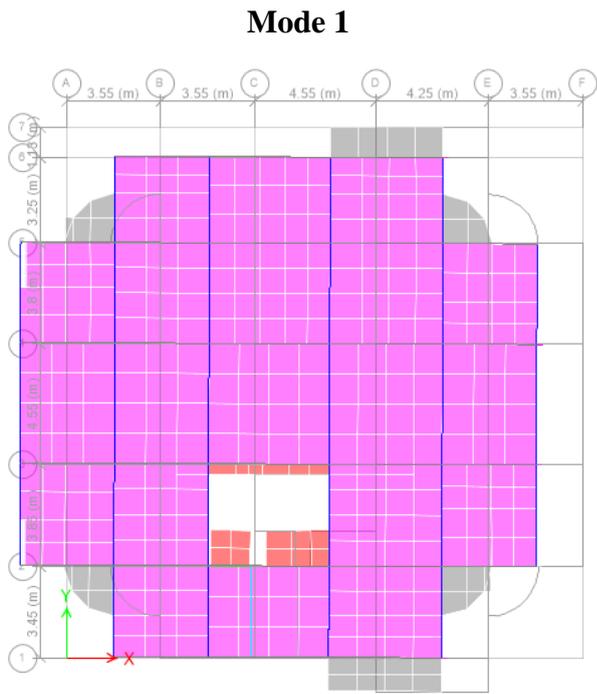


Figure IV.4. Premier mode de déformation
(Translation suivant X) (T=0.796 s)

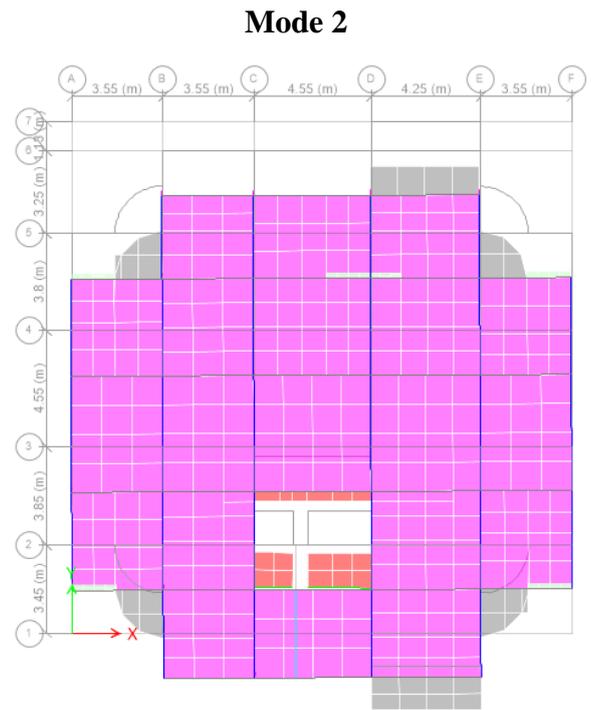


Figure IV.5. Deuxième mode de déformation
(Translation suivant Y) (T=0.773 s)

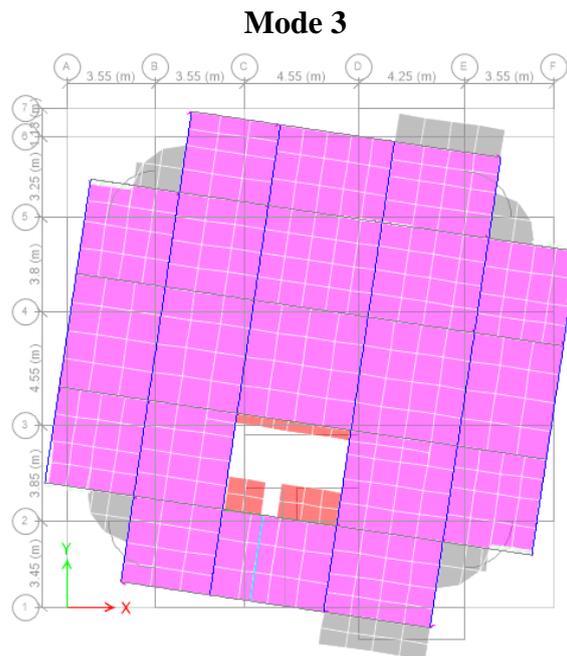


Figure IV.6. Troisième mode de déformation (rotation suivant Z) (T=0.601s)

IV.3.5. Période de vibration et participation massique

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le temps de participation massique qui leur revient dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure

Modes	Période (s)	(%) de la masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0.796	0.6528	0.0001	0.6528	0.0001
2	0.773	0.0001	0.654	0.6529	0.6541
3	0.601	0.0002	0.0002	0.6531	0.6543
4	0.241	0.1186	0.0071	0.7717	0.6615
5	0.234	0.0083	0.1203	0.78	0.7817
6	0.169	0.0009	0.001	0.781	0.7828
7	0.129	0.0083	0.0325	0.7893	0.8152
8	0.117	0.0457	0.0098	0.835	0.825
9	0.09	0.0037	0.0308	0.8387	0.8558
10	0.078	0.0002	0.0001	0.839	0.8559
11	0.071	0.0287	0.0032	0.8677	0.8591
12	0.06	0.0026	0.0273	0.8703	0.8864
13	0.049	0.0193	0.0022	0.8896	0.8885
14	0.047	0.0003	0.0005	0.8898	0.889
15	0.042	0.0021	0.02	0.8919	0.909
16	0.037	0.0146	0.0017	0.9065	0.9108
17	0.034	0.00003245	0.0055	0.9065	0.9163
18	0.032	0.0016	0.0098	0.9082	0.9261
19	0.03	0.0117	0.0013	0.9199	0.9274
20	0.028	0.0003	0.0098	0.9202	0.9371

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe Y atteint les 90% au bout du 15^{ème} mode, et selon l'axe X au bout du 16^{ème} mode.

IV.4. Vérification de l'interaction (voiles portiques)

IV.4.1. Sous charge verticale

Les voiles doivent reprendre au plus de 20% des sollicitations, les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations **RPA99/2003 (Art 3.4.a)**.

Tableau IV.3. Interaction sous charge verticale

Niveau	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales		Obs
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
S Sol	22718.743	12673.93	64.19	35.81	N. Vérifiée
RDC	25742.886	5283.81	82.97	17.03	Vérifiée

Remarque : L'interaction verticale au niveau du sous-sol n'est pas vérifiée à cause de la présence du voile périphérique.

IV.4.2. Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus de 75% des sollicitation, les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitation **RPA99/2003 (Art 3.4.a)**.

Tableau IV.4. Interactions sous charge horizontales

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales (KN)		(%) des charges horizontales		Charges horizontales (KN)		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
S sol	215.86	2118.31	9.25	90.75	455.73	1895.7	19.38	80.62
RDC	1130.09	1181.32	48.89	51.11	1086.41	1217.8	47.15	52.85
1	931.5161	1277.8	42.16	57.84	1011.84	1212.6	45.49	54.51
2	1063.94	1036.21	50.66	49.34	1144.95	956.72	54.48	45.52
3	941.325	989.351	48.76	51.24	1016.91	914.39	52.65	47.35
4	974.77	750.27	56.51	43.49	1049.02	668.98	61.06	38.94
5	711.07	752.91	48.57	51.43	805.1692	655.47	55.12	44.88
6	696.48	465.19	59.96	40.04	779.81	382.77	67.08	32.92
7	487.26	324.22	60.05	39.95	511.83	307.6	62.46	37.54
8	313.06	178.81	63.65	36.35	293.3135	99.1	74.75	25.25

Remarque : L'interaction horizontale à la base n'est pas vérifiée à cause de la présence du voile périphérique.

IV.5. Vérification vis-à-vis des déplacements des niveaux

Selon le **RPA99/2003(Article 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% 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 donnée par le **RPA99/2003 (Art 4.43)**.

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

R : coefficient de comportement dynamique (R=5).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Vérification des déplacements des niveaux.

Niveaux	h_k (m)	Sens X-X				Sens Y-Y			
		δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	$\frac{\Delta_K}{h_k}$ (%)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	$\frac{\Delta_K}{h_k}$ (%)
S SOL	3.06	0.008	0.000	0.01	0.00	0.010	0.000	0.01	0.00
RDC	3.06	0.548	0.008	0.54	0.17	0.532	0.010	0.52	0.17
1	3.06	1.327	0.548	0.78	0.25	1.267	0.532	0.74	0.24
2	3.06	2.243	1.327	0.92	0.30	2.125	1.267	0.86	0.28
3	3.06	3.218	2.243	0.98	0.31	3.044	2.125	0.92	0.30
4	3.06	4.176	3.218	0.96	0.31	3.945	3.044	0.90	0.29
5	3.06	5.090	4.176	0.91	0.29	4.815	3.945	0.87	0.28
6	3.06	5.922	5.090	0.83	0.27	5.610	4.815	0.80	0.26
7	3.06	6.685	5.922	0.76	0.24	6.331	5.610	0.72	0.23
8	3.06	7.398	6.685	0.71	0.23	6.992	6.331	0.66	0.21

Remarque : d'après les résultats obtenus dans le **Tableau (IV.5)** on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centime de la hauteur des d'étage. Ce qui signifie que les conditions sont vérifiées

IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

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

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 \quad \text{RPA 99/2003 (Art 5.9)}$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}).$$

- $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$: Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

- Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

- h_k : Hauteur de l'étage « k ».

➤ Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

➤ 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.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

Niveaux	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
S SOL	3.06	31104.7	0.01	2339.4463	0.000	0.01	2351.5693	0.000
RDC	3.06	27190.7	0.54	2314.6834	0.021	0.52	2316.575	0.020
1	3.06	23831.5	0.78	2234.5311	0.027	0.74	2237.4815	0.026
2	3.06	2060.0	0.92	2111.5659	0.003	0.86	2113.8985	0.003
3	3.06	17356.4	0.98	1942.6072	0.028	0.92	1942.1944	0.027
4	3.06	14228.4	0.96	1728.6985	0.026	0.90	1727.8808	0.024
5	3.06	11100.3	0.91	1475.4455	0.022	0.87	1475.0246	0.021
6	3.06	8069.5	0.83	1177.4563	0.019	0.80	1175.3301	0.018
7	3.06	5038.6	0.76	827.2327	0.015	0.72	823.8842	0.014
8	3.06	2079.5	0.71	420.0465	0.012	0.66	392.6037	0.011

Remarque : D'après les résultats obtenus dans le Tableau IV.8.ci- dessous, les efforts P-Δ peuvent être négligés.

IV.7. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit, est le rapport : $\nu = N / (f_{c28} \times B)$

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

B : l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.1)** nous exige de vérifier pour chaque niveau.

La relation suivante :

$$\nu = \frac{N}{f_{c28} \times B} \leq 0.3$$

Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	ν	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
S SOL	55	55	3025	2131.86	0.288	Vérifiée
RDC	55	55	3025	1921.49	0.260	Vérifiée
1	50	50	2500	1685.18	0.276	Vérifiée
2	50	50	2500	1436.83	0.235	Vérifiée
3	45	45	2025	1186.36	0.239	Vérifiée
4	45	45	2025	949.42	0.191	Vérifiée
5	40	40	1600	723.51	0.183	Vérifiée
6	40	40	1600	521.57	0.132	Vérifiée
7	35	35	1225	335.82	0.110	Vérifiée
8	35	35	1225	186.90	0.062	Vérifiée

IV.8. Vérification de la résultante de la force sismique et la période dynamique

✓ La force sismique

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le (RPA) prévoit de faire la vérification suivante : $V_{dynamique} \geq 0.8V_{statique}$ **RPA99/2003 (Art 4.3.6)**

$V_{dynamique}$: L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale)

Tableau IV.8. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Sens	$V_{dynamique}$ (KN)	$V_{statique}$ (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	Observation
(x-x)	2339.45	3282.74	2626.20	Non vérifiée
(y-y)	2351.57	3252.37	2601.90	Non vérifiée

D'après les résultats obtenus dans le tableau, la force sismique n'est pas vérifiée dans les deux sens, alors on doit majorer les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale de $0.8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}}$ comme suit :

$$\text{Sens x-x} : 0.8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}} = 1.12$$

$$\text{Sens y-y} : 0.8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}} = 1.1$$

✓ La période dynamique

Selon (RPA99V2003) la résultante des périodes dynamique ($T_{dynamique}$) à la base doit être inférieure ou égale à $1,3 \times T_{statique}$

La vérification de la période donnée par le tableau de taux de participation massique.

Tableau IV.9. Vérification de la période.

Résultats des périodes	$T_{dynamique}$ (s)	$T_{statique}$ (s)	$1.3T_{statique}$ (s)	Observation
(X-X)	0.796	0.616	0.80	Vérifiée
(Y-Y)	0.773	0.624	0.811	Vérifiée

IV.9. Conclusion

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du **RPA99/Version 2003**, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle pour la disposition des voiles.

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

Tableau IV.10. Dimensions finales des éléments structuraux.

Niveaux	Poteaux (cm ²)	Voiles (cm)		Poutre Principale(cm ²)	Poutre Secondaire(cm ²)
		Contreventements	Périphériques		
S SOL	55×55	20	15	30 × 35	30 × 35
RDC	55×55				
Etage 1	50×50				
Etages 3	45×45				
Etages 5	40×40				
Etages 7	35×35				

Chapitre V

Etude des éléments structuraux

Introduction

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

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

V.1. Etude des poteaux

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

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

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

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

V.1.1 Recommandations du RPA99 /Version2003

V.1.1.1. Armatures longitudinales

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

- A_{\min} = 0.9% de la section de béton
- A_{\max} = 4% de la section de béton (en zone courante).
- A_{\max} = 6% de la section de béton (en zone de recouvrement).
- Φ_{\min} = 12mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{\min}) est de 50Φ .
- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible en dehors des zones nodales (zones critiques).

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

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

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

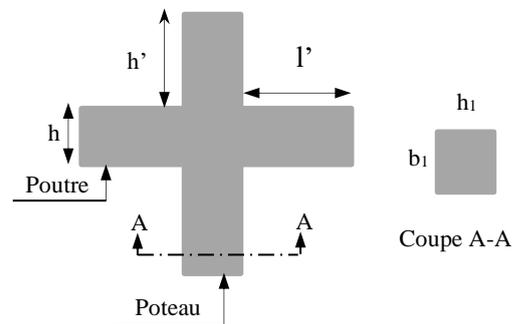


Figure V.1. Zone nodale

V.1.1.2. Armatures transversales

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

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

V^{\max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.

ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

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

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

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

En zone nodale : $t \leq 10\text{cm}$ zone III

En zone courante : $t' \leq \left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_1 \right)$ zone III

Ou ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

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

Interpoler entre les valeurs limites précédentes. Si $3 < \lambda_g < 5$

V.1.2. Sollicitation de calcul

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

Tableau V.1. Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{cor}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{cor}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{cor}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
S SOL et RDC	2224.89	3.33	-583.18	45.55	137.49	795.21	135.09
	ELU		ELA		ELA		
1 ^{er} étage et 2 ^{eme} étage	1752.39	9.54	-341.76	18.31	140.85	614.19	181.33
	ELU		ELA		ELA		
3 ^{eme} étage et 4 ^{eme} étage	1297.87	10.18	-133.05	61.89	124.56	678.41	164.44
	ELU		ELA		ELA		
5 ^{eme} étage et 6 ^{eme} étage	863.83	10.35	-31.73	2.84	98.97	184.77	123.61
	ELU		ELA		ELA		
7 ^{eme} étage et TI	445.33	9.99	-115.28	0.80	75.84	81.90	85.98
	ELU		ELA		ELA		

V.1.3. Calcul du ferrailage

V.1.3.1. Armatures longitudinales

Le calcul des armatures longitudinales est présenté pour le poteau de Sous-sol. Les résultats obtenus pour les autres sections des poteaux seront présentés dans le (Tableau V.2)

➤ **Hypothèses de calcul :**

- Fissuration peu préjudiciable ($e = 3$ cm).
- Calcul en flexion composée.
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

• **Exemple de calcul**

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

Données :

Soit : $N_{\max} = 2224.89$ KN ; $M_{\text{corr}} = 3.33$ KN.m (ELU)

$b = 55$ cm ; $h = 55$ cm ; $d = 52$ cm ;

$e_G = \frac{M}{N} = 0.0014$ m $< \frac{h}{2} = 0,275 \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

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

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u (d - \frac{h}{2}) = 3.33 \times 10^{-3} + 2224.89 \times 10^{-3} (0.52 - \frac{0.55}{2}) \Rightarrow M_{UA} = 0.548$$
 MN.m

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 2224.89 \times 10^{-3} (0.52 - 0.03) - 0.548 = 0.542$$
 MN.m

$$(0.337h - 0.81d') b.h.f_{bu} = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) \times 0.55 \times 0.55 \times 14.2 = 0.692$$
 MN.m

Alors la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0.548}{14.2 \times 0.55 \times 0.52^2} = 0.259 > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B.}$$

$$\mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4\alpha_1)$$

$$\text{Avec : } \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_1} \quad \varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} \Rightarrow \mu_1 = 0.392 > \mu_{bu} \quad A' = 0$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA} \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.382 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,440 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 35.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{On revient à la flexion composée : } A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -28.15 \text{ cm}^2.$$

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

Tableau V.2. Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	Type de section	Combin -aisons	A ^{cal} (cm ²)	A ^{choisie} Par face (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{RPA} _{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²) Choix de barres
S SOL et RDC	55×55	S.P.C	ELU	-28.13	2HA20	3.45	27.22	4HA20+8HA16 = 28.65
		S.E.T	ELA	9.61	+2HA16	15.88		
		S.P.C	ELA	-2.79	=10.30	3.45		
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	50×50	S.P.C	ELU	-22.01	4HA16	2.83	22.50	12HA16 = 24.13
		S.E.T	ELA	5.31	=	13.12		
		S.P.C	ELA	0.48	8.04	2.83		
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45×45	S.P.C	ELU	-16.47	2HA16 +2HA14	2.28	18,23	4HA16+8HA14 = 20.36
		S.P.C	ELA	5.49	=	2.28		
		S.P.C	ELA	0.03	7.10	2.28		
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	40×40	S.P.C	ELU	-11.04	4HA14	1.78	14.40	12HA14 = 18.47
		S.E.T	ELA	0.6	= 6.16	8.4		
		S.P.C	ELA	4.85		1.78		
7 ^{ème} et TI	35×35	S.P.C	ELU	5.25	2HA12	1.35	11.03	8HA12+4HA14 = 15.21
		S.E.T	ELA	1.51	+2HA14	6.43		
		S.P.C	ELA	5.33	=5.34	1.35		

V.1.3.2. Armatures transversales

Exemple de calcul :

Soit à calculer les armatures transversales du poteau du Sous-sol (55× 55) cm²

$$A_{adoptée} = 4HA20+8HA16 = 28.65 \text{ cm}^2$$

➤ Espacement des armatures transversales :

$$\text{Zone nodale : } t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow t = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{Zone courante : } t \leq \min \left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_1 \right) \Rightarrow t = 10 \text{ cm.}$$

$$V_u = 135.09 \text{ KN} ; f_e = 400 \text{ Mpa} ; l_f = 1.897 \text{ m.}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{1.897}{0.55} = 3.45 < 5 \Rightarrow \rho = 3.75 \quad (\text{RPA Article 7.4.2.2})$$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u \times t}{b \times f_e} = \frac{3.75 \times 135.09 \times 0.10 \times 10^{-3}}{0.55 \times 400} = 2.30 \text{ cm}^2.$$

➤ Quantités d'armatures minimales :

$$\text{On a : } 3 < \lambda_g = 3.45 < 5$$

$$\begin{cases} 3 < \lambda_g = 3.45 < 5 \\ 0,8 \% (b_1 \times t) \leq A_{t_{\min}}^t \leq 0,3 \% (t \times b) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} (5 - 3) \rightarrow 0,3 \% - 0,8 \% \\ (5 - 3,45) \rightarrow 0,3 \% - x \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 0,68 \% (t \times b).$$

En zone nodale : $A_t^{\min} = 0.68\%(10 \times 55) = 3.74 \text{ cm}^2$

En zone courante : : $A_t^{\min} = 0.68\%(10 \times 55) = 3.74 \text{ cm}^2$

On adopte 8HA10= 6.28 cm^2 .

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableaux V.3. Armatures transversales dans les poteaux

Niveaux	S SOL et RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et TI
Sections (cm ²)	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
ϕ_{\min}^1 (cm)	1.6	1.6	1.4	1.4	1.2
l_f (cm)	189.7	189.7	189.7	189.7	189.7
λ_g	3.45	3.79	4.22	4.74	5.42
V (KN)	135.09	181.33	164.44	123.61	85.98
$t_{\text{zone nodal}}$ (cm)	10	10	10	10	10
$t_{\text{zone courante}}$ (cm)	10	10	10	10	10
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5
A_t (cm ²)	2.30	3.40	3.42	2.89	1.53
A_t^{\min} (cm ²)	3.74	3.00	2.20	1.44	1.05
A_t^{adop} (cm ²)	6HA10=4.71	6HA10 = 4.71	6HA10=4.71	6HA8=3.02	6HA8=3.02

V.1.4. Vérifications nécessaires

➤ Vérification au flambement

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

- La relation à vérifier est la suivante :

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

Avec :

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

- α : Coefficient reducteur qui est en fonction de l'élancement (λ)

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$; $l_f = 0.7 \times l_0$

- l_0 : hauteur libre du poteau = $h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}}$

- $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$: rayon de gyration

• **Exemple de calcul :**

On prend pour exemple le poteau du sous-sol (55×55)cm² :

$l_0 = 3.06$ m ; $N_{\text{max}} = 2224.89$ KN.

$B_r = (55 - 2)(55 - 2) = 2809$ cm².

$l_f = 0.7 \times (3.06 - 0.35) = 1.897$ m.

$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0.1588$ cm.

$\lambda = \frac{1.897}{0.1588} = 11.94 \Rightarrow \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{11.94}{35} \right)^2} = 0.83$

$N_u = 0.83 \times \left[\frac{0.2809 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.002865 \times 400}{1.15} \right] = 5.15$ MN.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.4. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	i (m)	λ	α	B_r^{cal} (cm ²)	N^{max} (MN)	N_u (MN)
S SOL et RDC	55×55	0.1588	11.94	0.831	2809	2.224	5.15
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	50×50	0.1443	13.14	0.827	2304	1.752	4.22
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45×45	0.1299	14.60	0.821	1849	1.297	3.40
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	40×40	0.1154	16.43	0.814	1444	0.863	2.70
7 ^{ème} et TI	35×35	0.1010	18.78	0.804	1089	0.445	2.05

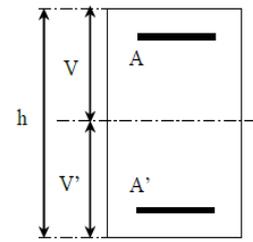
La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc Il n'y a pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes**

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

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

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}^G}{I_{yy}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}^G}{I_{yy}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$



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

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

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

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

Figure IV.2 Section d'un poteau

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

Tableau V.5. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	S SOL et RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et TI
Sections	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
d (cm)	52	47	42	37	32
$A_s = A'$ (cm ²)	10.3	8.04	7.1	6.16	5.34
V (cm)	27.5	25	22.5	20	17.5
V' (cm)	27.5	25	22.5	20	17.5
I_{yy} (m ⁴)	0.0095	0.0064	0.0042	0.0027	0.0016
N_{ser} (MN)	1613.48	1271.08	941.74	627.31	324.25
M_{ser} (MN.m)	24.33	25.23	30.34	32.09	30.55
M_{ser}^G (MN.m)	24.33	25.23	30.34	32.09	30.55
σ_{bc1} (Mpa)	5.55	5.63	5.82	5.92	5.71
σ_{bc2} (Mpa)	4.13	3.65	2.59	1.11	-1.03
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15				
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ **Vérification aux sollicitations tangentes :**

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être

inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

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

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

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	L _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _U (KN)	τ _u (Mpa)	τ̄ _{bu} (Mpa)	Obs
S SOL et RDC	55×55	189.7	3.45	0.04	52	135.09	0.47	1.00	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	50×50	189.7	3.79	0.04	47	181.33	0.77	1.00	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45×45	189.7	4.22	0.04	42	164.44	0.87	1.00	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	40×40	189.7	4.74	0.04	37	123.61	0.83	1.00	Vérifiée
7 ^{ème} et TI	35×35	189.7	5.42	0.075	32	85.98	0.76	1.875	Vérifiée

✓ Détermination de la zone nodale

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

Tableau V.7. Dimensions de la zone nodale

Niveaux		S SOL et RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et TI
Sections		55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
L'(cm)	P.P	70	70	70	70	70
	P.S	70	70	70	70	70
h'(cm)		60	60	60	60	60

✓ Dispositions constructives

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

- Longueur des crochets : $L = 10 \times \varnothing_1 = 10 \times 0.8 = 8 \text{ cm}$.

- Longueur de recouvrement : $L_r \geq 50 \times \varnothing$:

Pour $\varnothing = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 50 \times 2.0 = 100 \text{ cm}$

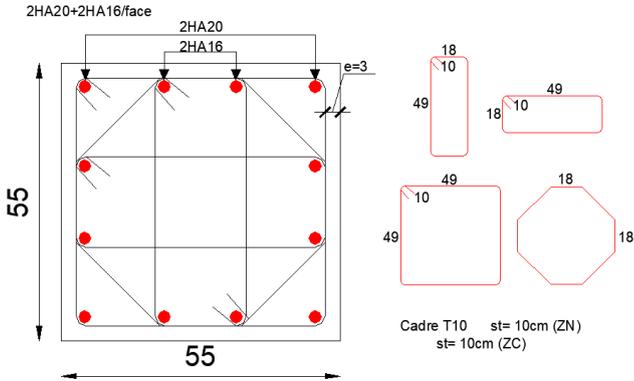
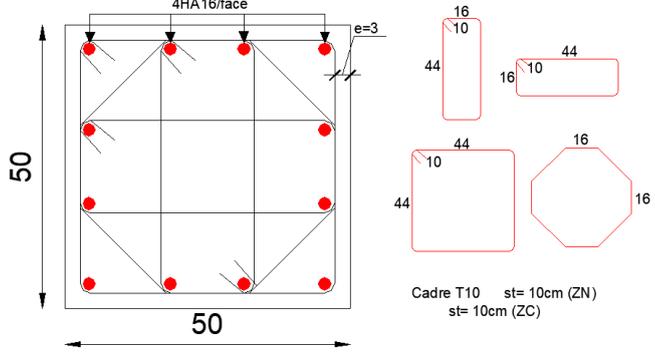
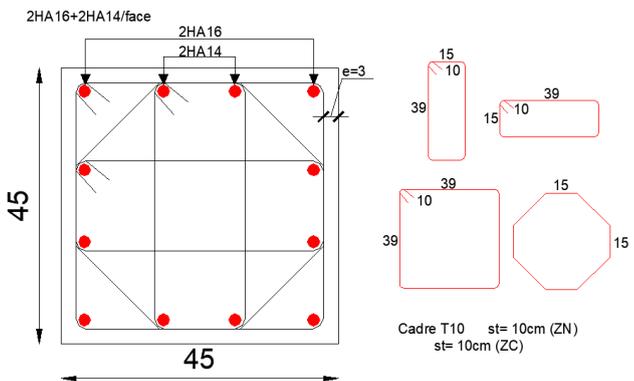
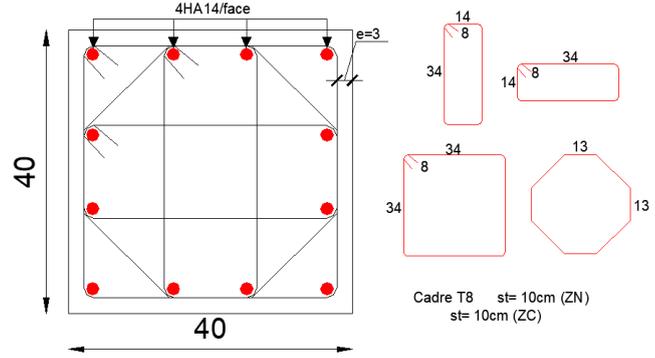
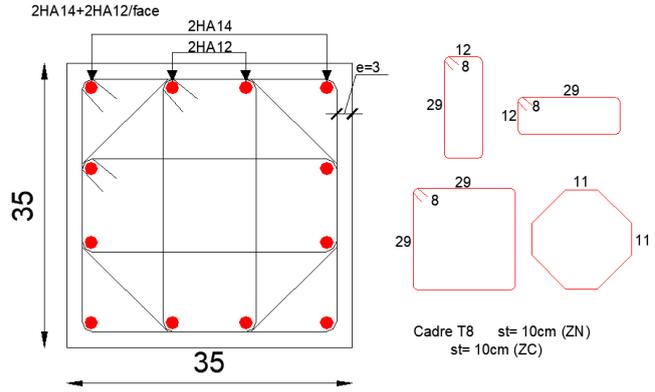
Pour $\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$

Pour $\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm}$

Pour $\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 50 \times 1.2 = 60 \text{ cm}$

✚ Schéma de ferrailage :

Tableau V.8. Schéma de ferrailage des poteaux

RDC + Sous-sol	Etage 1 et 2
	
Etage 3 et 4	Etage 5 et 6
	
Etage 7 et 8	
	

V.2. Etude des poutres

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

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

V.2.1. Recommandations du RPA99 /Version2003

V.2.1.1. Armatures longitudinales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)

- ✚ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section. ($A_{\min} = 0.5\% \times b \times h$).
- ✚ -Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section du béton en zone courante.
 - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- ✚ La longueur minimale des recouvrements est de 50Φ en zone III.
 - ✓ **Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :**

La quantité d’armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% St \times h$
 Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

- $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right)$ en zone nodale
- $St \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale

V.2.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel **ETABS 2016**

Tableau V.9. Ferrailage des poutres principales et secondaires (30×35) non associées aux voiles.

Niveau	Poutre	Local	M (KN.m)	Combinaisons	V (KN)	A_{\min} (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
TI	PP	Appui	-64.19	ELA	78.80	5.25	5.33	3HA16 =6.03
		Travé	47.33	ELU	ELU		4.51	3HA14 =4.62
	PS	Appui	-38.57	ELA	26.07 ELA	5.25	3.12	3HA12=3.39
RDC+EC	PP	Appui	-83.14	ELA	85.83	5.25	7.05	5HA14 =7.70
		Travé	60.41	ELA	ELA		5.00	3HA16 =6.03
	PS	Appui	-61.92	ELA	103.10 ELA	5.25	5.13	3HA16=6.03

Tableau V.10. Ferrailage des poutres principales et secondaires (30×35) associées aux voiles.

Niveau	Poutre	Local	M (KN.m)	Combinaisons	V (KN)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
TI	PP	Appui	-79.53	ELA	72.09	5.25	6.72	5HA14 =7.70
		Travé	42.12	ELA	ELA		3.42	3HA14 =4.62
	PS	Appui	-53.46	ELA	52.07 ELA	5.25	4.39	3HA14=4.62
RDC+EC	PP	Appui	-132.62	ELA	154.46	5.25	11.98	6HA16 =12.06
		Travé	105.50	ELA	ELA		9.19	6HA14 =9.24
	PS	Appui	-112.21	ELA	146.88 ELA	5.25	9.86	3HA16+3HA14=10.6

➤ **Pourcentage minimale des armatures longitudinales :**

$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$ (PP-PS)

➤ **Armatures transversales**

✚ **Calcul de ϕ_t**

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

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{lmin} \frac{h}{35}; \frac{h}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min (12 ; 10 ; 35) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min (12 ; 10 ; 35) \text{ mm} \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \end{cases}$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

✚ **Calcul des espacements St**

D’après le **RPA99/2003 (Art7.5.2.2)** :

En zone nodale : $St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_{lmin} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 8 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 8 \text{ cm} \end{cases}$

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

✚ **Vérification des sections d’armatures transversales minimales**

On a $A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ Vérifiée

✚ **Calcul des longueurs de recouvrement**

Selon le RPA99 [Article 7.4.2.1] ; la longueur minimale des recouvrements est de :

$L_r \geq 50 \times \phi$ en zone III

$\phi = 16 \text{ mm}$ $L_r \geq 50 \times 16 = 80 \text{ cm}$

$$\varnothing = 14mm \text{ Lr} \geq 50 \times 14 = 70 \text{ cm}$$

$$\varnothing = 12mm \text{ Lr} \geq 50 \times 12 = 60 \text{ cm}$$

➤ **Vérifications nécessaires**

✚ **Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales**

Pour les poutres principales + poutres secondaires :

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

✚ **Vérifications à l'ELU**

○ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } A^{\min} = 1,16 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires } A^{\min} = 1.16 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \dots \text{vérifiée}$$

○ **Vérification des contraintes tangentielles**

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{(b \times d)} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{Mpa}\right) \text{ (F.P.N)}$$

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V _u (KN)	τ (Mpa)	τ _{Adm} (Mpa)	Observation
Principales	154.46	1.61	3.33	Vérifiée
Secondaires	146.88	1.53	3.33	Vérifiée

○ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement**

Pour les appuis de rives : $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires : $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{max} - \frac{|M_a|}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Poutres	A _l (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Principales	12.06	154.46	-132.62	3.86	-7.65	Vérifiée
Secondaires	10.60	146.88	-112.21	3.67	-6.06	Vérifiée

✚ Vérification à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton.
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

• **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes(Mpa)		Observation
						σ	σ̄	
Principales	Appui	-32.96	12.06	14.51	55482.42	8.62	15	Vérifiée
	Travée	16.96	9.24	13.18	49222.86	4.54	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	-19.03	10.60	13.86	52459.07	5.03	15	Vérifiée

✚ Vérification de l'état limite de déformation

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

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

- 1) $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$ 2) $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$ 3) $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ **BAEL (Art B.6.5)**

Tableau V.14. Vérification de la flèche pour les poutres

	h _t (cm)	b (cm)	L (cm)	A _s (cm ²)	h _t /L	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	4.2/f _e	1 ^{ère} cond	2 ^{ème} cond	3 ^{ème} cond
PP	35	30	4.25	9.24	0.082	0.075	0.0096	0.0105	obs	obs	obs
PS	35	30	3.80	6.03	0.092	0.075	0.0063	0.0105	obs	obs	obs

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Vérification de la zone nodale**

Le **RPA99/2003(Art 7.6.2)** exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

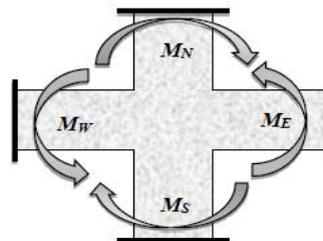


Figure V.3. Répartition des moments dans les zones nodales

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

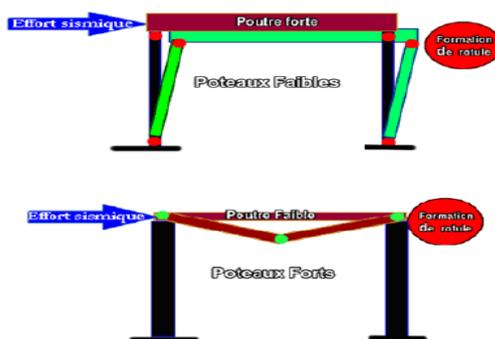


Figure V.4. Formation de rotules plastique

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :**

Le moment résistant (M_r) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

- Dimensions de la section du béton.
- Quantité d'armatures dans la section.
- Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec :} \quad z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau V.15. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (m)	z (m)	A (cm ²)	σ_s (Mpa)	M_r (KN.m)
S SOL et RDC	0.55	0.495	28.65	400	567.27
Etage 1 et 2	0.50	0.45	24.13	400	434.34
Etage 3 et 4	0.45	0.405	20.36	400	329.83
Etage 5 et 6	0.40	0.36	18.47	400	265.97
Etage 7 et TI	0.35	0.315	15.21	400	191.65

Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (m)	z (m)	A_{s1} (cm ²) Appui	σ_{st} (Mpa)	M_r^w (KN.m)	M_r^e (KN.m)
S SOL +RDC+EC	0.35	0.315	12.06	400	151.96	151.96
TI	0.35	0.315	7.70	400	97.02	97.02

Tableau V.17. Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h (m)	z (m)	A_{s1} (cm ²) Appui	σ_{st} (Mpa)	M_r^w (KN.m)	M_r^e (KN.m)
S SOL +RDC+EC	0.35	0.315	10.60	400	133.56	133.56
TI	0.35	0.315	4.62	400	58.21	58.21

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens principal

Niveaux	M_n	M_s	M_n+M_s	M_w	M_e	$1.25 (M_w+M_e)$	Observation
S SOL	567.27	567.27	1134.54	151.96	151.96	379.9	Vérifiée
RDC	434.34	567.27	1001.61	151.96	151.96	379.9	Vérifiée
Etage 1	434.34	434.34	868.68	151.96	151.96	379.9	Vérifiée
Etage 2	329.83	434.34	764.17	151.96	151.96	379.9	Vérifiée
Etage 3	329.83	329.83	659.66	151.96	151.96	379.9	Vérifiée
Etage 4	265.97	329.83	595.80	151.96	151.96	379.9	Vérifiée
Etage 5	265.97	265.97	531.94	151.96	151.96	379.9	Vérifiée
Etage 6	191.65	265.97	457.61	151.96	151.96	379.9	Vérifiée
Etage 7	191.65	191.65	383.29	151.96	151.96	379.9	Vérifiée
TI	0	191.65	191.65	97.02	97.02	242.55	Non vérifiée

Tableau V.19. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveaux	M_n	M_s	M_n+M_s	M_w	M_e	$1.25 (M_w+M_e)$	Observation
S SOL	567.27	567.27	1134.54	133.56	133.56	333.9	Vérifiée
RDC	434.34	567.27	1001.61	133.56	133.56	333.9	Vérifiée
Etage 1	434.34	434.34	868.68	133.56	133.56	333.9	Vérifiée
Etage 2	329.83	434.34	764.17	133.56	133.56	333.9	Vérifiée
Etage 3	329.83	329.83	659.66	133.56	133.56	333.9	Vérifiée
Etage 4	265.97	329.83	595.80	133.56	133.56	333.9	Vérifiée
Etage 5	265.97	265.97	531.94	133.56	133.56	333.9	Vérifiée
Etage 6	191.65	265.97	457.61	133.56	133.56	333.9	Vérifiée
Etage 7	191.65	191.65	383.29	133.56	133.56	333.9	Vérifiée
TI	0	191.65	191.65	58.21	58.21	145.525	Vérifiée

Commentaire :

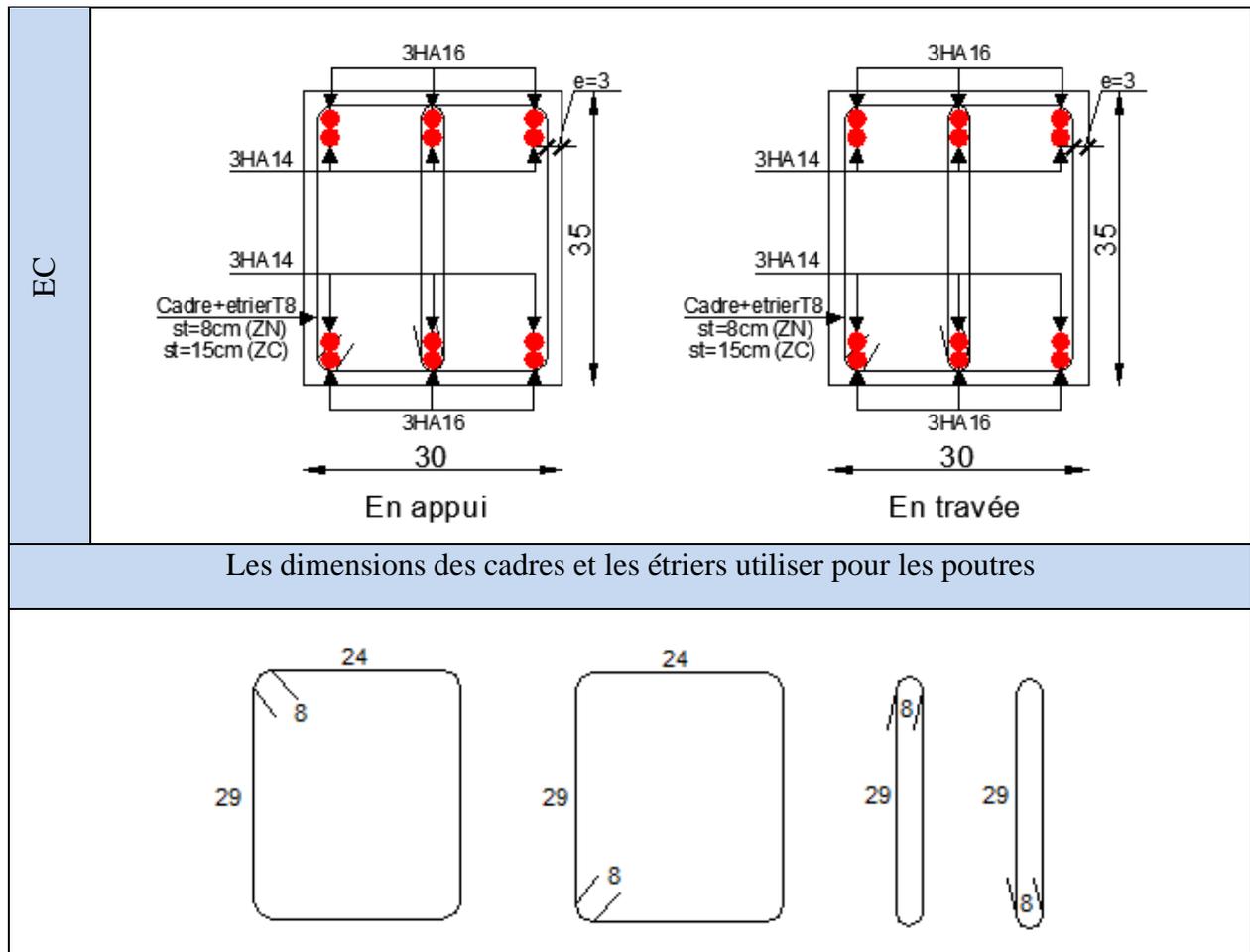
Les vérifications des zones nodales sont vérifiées dans tous les niveaux, sauf pour le 8^{ème} étage selon le sens principal.

Mais selon le RPA99 les deux derniers niveaux, la vérification est facultative. Donc la formation des rotules plastiques, se fera en premier lieu dans les poutres et non pas dans les poteaux.

✚ Schéma de ferrailage :

Tableau V.20. Schéma de ferrailage des poutres

Poutres principales	
TI	<p style="text-align: center;">En appui</p> <p style="text-align: center;">En travée</p>
EC	<p style="text-align: center;">En appui</p> <p style="text-align: center;">En travée</p>
Poutres secondaires	
TI	<p style="text-align: center;">En appui</p> <p style="text-align: center;">En travée</p>



V .3. Etude des voiles

V.3.1. Définition

Le **RPA99 version 2003 (Art.3.4. A.1.a)** exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant trois niveaux ou 11 m de hauteur en zone III.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leurs bases, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D’où, les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G + 1.5Q$
- 2). $G + Q \pm E$
- 3). $G \pm 0.8E$

Le ferrailage qu’on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M_{\max} \rightarrow N_{\text{corresp}} \\ N_{\max} \rightarrow M_{\text{corresp}} \\ N_{\min} \rightarrow M_{\text{corresp}} \end{cases}$$

V.3.2. Recommandation du RPA99 version 2003

✚ Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e$

Avec : L_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

✚ Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_L$.

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 {Globalement dans la section du voile 0.15%
 {En zone courante 0.10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 1. 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
 2. 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V/f_e \text{ Avec } V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.3. Disposition des voiles

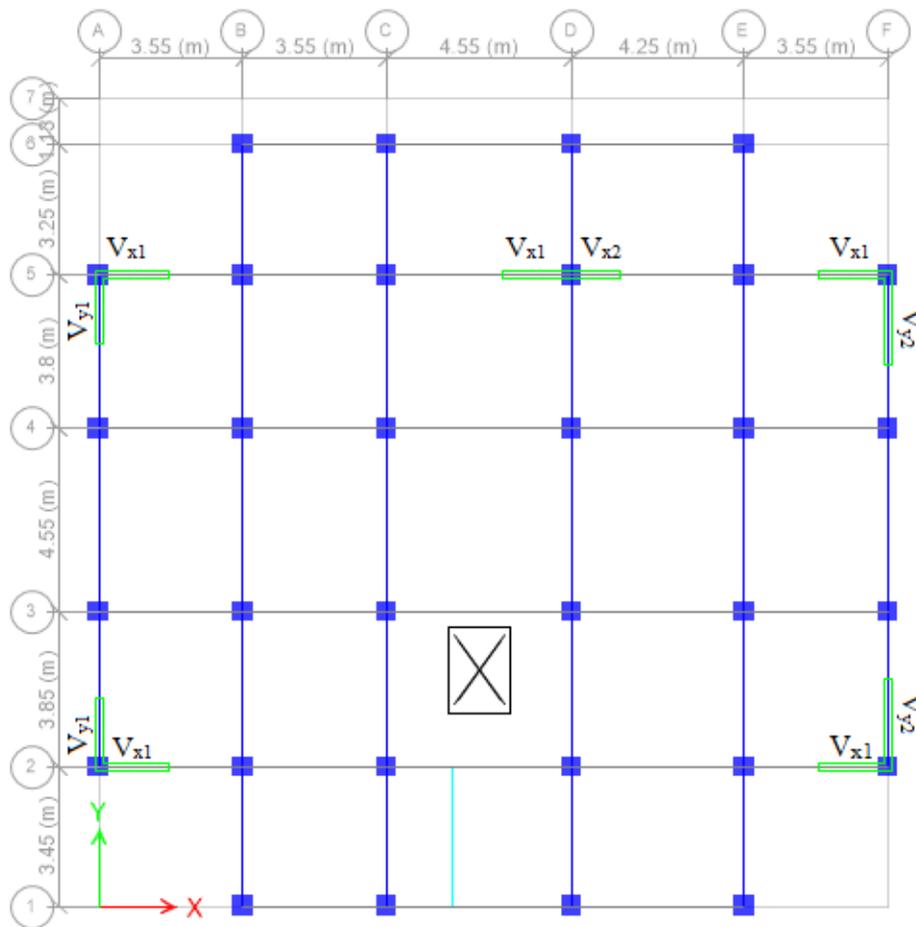


Figure V.5. Disposition des voiles.

• Sollicitation dans les voiles

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.21. Sollicitations maximales dans le voile V_{x2} // à XX'

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S SOL et RDC	1540.84	208.16	208.16	1540.84	-539.71	193.67	194.46
1 ^{er} et 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	1267.42	189.69	189.69	1267.42	-330.17	163.73	138.39
5 ^{ème} et 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	555.22	86.34	86.34	555.22	-60.71	29.37	95.80
8 ^{ème}	336.79	59.41	72.66	183.68	-130.67	10.57	79.62
Combinaison	ELA		ELA		ELA		

Tableau V.22. Sollicitations maximales dans le voile V_{x1} // à XX'

Etage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S SOL et RDC	1995.36	444.06	755.12	-558.45	-715.21	704.36	-305.83
1 ^{er} et 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	1657.44	377.06	480.34	-172.54	-435.97	38.45	282.80
4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	751.28	91.03	170.02	73.07	-176.70	68.47	165.24
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	483.06	42.52	168.41	280.95	-143.63	52.57	146.91
Combinaison	ELA		ELA		ELA		

Tableau V.23. Sollicitations maximales dans le voile V_{y1} // à YY'

Etage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S SOL et RDC	1495.01	758.20	758.20	1495.01	-781.58	725.86	-303.40
1 ^{er} et 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	1063.92	72.20	443.78	960.01	-451.90	45.37	-255.39
4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	448.73	129.60	129.60	448.73	-163.56	84.30	-119.07
7 ^{ème}	245.89	93.65	94.69	-98.39	-122.67	67.22	-63.72
Combinaison	ELA		ELA		ELA		

Tableau V.24. Sollicitations maximales dans le voile V_{y2} // à YY'

Etage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S SOL et RDC	1736.69	1095.72	1187.37	1716.65	-669.68	1167.95	-375.47
1 ^{er} et 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	1403.14	91.43	771.44	1267.20	-411.44	74.00	-361.49
4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	641.73	54.82	230.57	221.47	-55.69	142.17	182.09
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	333.04	84.26	150.50	148.76	-110.03	127.01	89.06
Combinaison	ELA		ELA		ELA		

V.3.4. Calcul de Ferrailages

Nous présentons ici un exemple de calcul de ferrailage pour le voile V_{x2} . Les autres voiles sont calculés de la même manière.

✚ Exemple de calcul

Données : $L = 1.2 \text{ m}$; $e = 0.2 \text{ m}$; $d = 1.15 \text{ m}$; $d' = 0.05 \text{ m}$.

a) Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$N_{max} = 1540.84 \text{ KN}$ (compression), $M_{corr} = 208.16 \text{ KN.m}$

$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0.135 \text{ m} < \frac{1}{2} = 0.60 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pressions est à l'intérieur de la section donc la section est entièrement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

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

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.05 \text{ MN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 1540.84 \times 10^{-3} (1.15 - 0.05) - 1.05 = 0.639 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d') b.h.f_{bu} = (0.337 \times 1.2 - 0.81 \times 0.05) \times 0.2 \times 1.2 \times 18.48 = 1.613 \text{ MN.m}$$

Donc :

$0.639 < 1.613 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = 0.215 < \mu_1 = 0.391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0.306 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 1.01 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 26.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{On revient à la flexion composée : } A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -12.35 \text{ cm}^2$$

✚ Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

$$\sigma^{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = 10.76 \text{ Mpa} ; \sigma^{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = 2.08 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = 0.194 \text{ m} \\ L_c = L - 2L_t = 0.811 \text{ m} \end{cases}$$

b) Calcul sous N_{min} et M_{corr} :

$N_{min} = -539.71 \text{ KN}$ (traction), $M_{corr} = 193.67 \text{ KN.m}$

$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0.358 \text{ m} < \frac{1}{2} = 0.60 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pressions est à l'intérieur de la section donc la section est entièrement tendue (SET).

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{s10} \times (d - d')} ; A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{s10} \times (d - d')}$$

$$\begin{cases} e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = \left(\frac{1.2}{2} - 0.05\right) + 0.358 = 0.908\text{m} \\ e_2 = (d - d') + e_1 = (1.15 - 0.05) - 0.908 = 0.191\text{m} \end{cases}$$

$$\rightarrow A_1 = \frac{539.71 \times 10^{-3} \times 0.191}{400 \times (1.15 - 0.05)} = 2.34 \text{ cm}^2 ; A_2 = \frac{539.71 \times 10^{-3} \times 0.908}{400 \times (1.15 - 0.05)} = 11.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.24 \times 2.1}{400} = 12.60 \text{ cm}^2$$

✚ Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

$$\sigma^{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = -6.28 \text{ Mpa} ; \sigma^{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = 1.786 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = 0.265 \text{ m} \\ L_c = L - 2L_t = 0.668 \text{ m} \end{cases}$$

✚ Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :

$$\begin{cases} A_{\min}^{Z.T} = 0.2\% (e \times L_t) = 1.06 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^{Z.C} = 0.1\% (e \times L_c) = 1.34 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✚ Armatures minimales dans tout le voiles

Selon le RPA99/V2003, On a $A_{\min} = 0.15\% (e \times L) = 3.6 \text{ cm}^2$

✚ Espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min (1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

✚ Armatures horizontales

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

$$\text{avec : } \tau_u = \frac{1.4 \times V_u}{e \times d} = 1.18 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ Mpa}$$

Donc il y'a pas le risque de rupture par cisaillement.

$$\Rightarrow A_h = 1.11 \text{ cm}^2$$

On adopte alors : $A_h = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

Tableau V.25. Ferrailage du voile V_{x2}

Niveau	Sous-sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème}
L (m)	1.2	1.2	1.2	1.2
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
N (KN)	-539.71	-330.17	-60.71	-130.67
M (KN.m)	193.67	163.73	29.37	10.57
d (m)	1.15	1.15	1.15	1.15
V (KN)	194.46	138.39	95.80	79.62
τ (MPa)	1.18	0.84	0.58	0.48
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	11.14	7.84	1.43	1.87
A_{min} (cm ²)	3.6	3.6	3.6	3.6
I (m ⁴)	0.0288	0.0288	0.0288	0.0288
V (m)	0.6	0.6	0.6	0.6
σ^{max} (Mpa)	-6.28	-4.78	-0.86	-0.76
σ^{min} Mpa)	1.786	2.04	0.36	-0.32
L_t (m)	0.27	0.35	0.35	1.2
L_c (m)	0.67	0.48	0.49	0
$A_{min}^{Z.T}$ (cm ²)	1.06	1.43	1.41	4.80
$A_{min}^{Z.C}$ (cm ²)	1.34	0.98	0.99	0
$A_{v\ ZT}^{adopté}$ (cm ²)	6HA16 12.06	10HA12 11.31	10HA12 11.31	16HA12 18.10
S_t (m)	0.15	0.15	0.15	0.15
A_h^{cal} (cm)	1.11	0.79	0.55	0.45
A_h^{min} (cm)	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adopté}$ (cm)	2HA10 1.57	2HA10 1.57	2HA10 1.57	2HA10 1.57

Tableau V.26. Ferrailage du voile V_{x1}

Niveau	Sous-sol + RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème}
L (m)	1.7	1.7	1.7	1.7
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
N (KN)	-715.21	-172.54	-176.70	-143.63
M (KN.m)	704.36	480.34	68.47	52.57
d (m)	1.65	1.65	1.65	1.65
V (KN)	305.83	282.80	165.24	146.91
τ (MPa)	1.30	1.20	0.70	0.62
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	19.89	9.59	3.27	2.62
A_{min} (cm ²)	5.1	5.1	5.1	5.1
I (m ⁴)	0.08188	0.08188	0.08188	0.08188
V (m)	0.85	0.85	0.85	0.85
σ^{max} (Mpa)	-9.41	-5.49	-1.23	-0.97
σ^{min} (Mpa)	5.21	4.48	0.19	0.12
L_t (m)	0.61	0.76	0.23	0.19
L_c (m)	0.49	0.17	1.24	1.32
$A_{min}^{Z.T}$ (cm ²)	2.42	3.05	0.91	0.77
$A_{min}^{Z.C}$ (cm ²)	0.98	0.35	2.49	2.63
$A_{vZT}^{adopté}$ (cm ²)	14HA14 21.55	16HA12 18.10	6HA12 6.79	6HA12 6.79
S_t (m)	0.15	0.15	0.15	0.15
A_h^{cal} (cm)	1.22	1.12	0.66	0.58
A_h^{min} (cm)	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adopté}$ (cm)	2HA12 2.26	2HA10 1.57	2HA10 1.57	2HA10 1.57

Tableau V.27. Ferrailage du voile V_{y1}

Niveau	Sous-sol + RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème}
L (m)	1.7	1.7	1.7	1.7
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
N (KN)	-781.58	-451.90	-163.56	-98.39
M (KN.m)	725.86	45.37	84.30	94.69
d (m)	1.65	1.65	1.65	1.65
V (KN)	303.40	255.39	119.07	63.72
τ (MPa)	1.29	1.08	0.51	0.27
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	21.07	6.35	3.36	2.70
A_{min} (cm ²)	5.1	5.1	5.1	5.1
I (m ⁴)	0.08188	0.08188	0.08188	0.08188
V (m)	0.85	0.85	0.85	0.85
σ^{max} (Mpa)	-8.83	-1.80	-1.35	-1.37
σ^{min} (Mpa)	5.24	-0.86	0.39	0.69
L_t (m)	0.59	1.7	0.38	0.60
L_c (m)	0.52	0	0.93	0.50
$A_{min}^{Z,T}$ (cm ²)	2.36	6.8	1.53	2.40
$A_{min}^{Z,C}$ (cm ²)	1.04	0	1.87	1.00
$A_{vZT}^{adopté}$ (cm ²)	14HA14 21.55	20HA12 22.62	10HA12 11.31	14HA12 15.83
S_t (m)	0.15	0.15	0.15	0.15
A_h^{cal} (cm)	1.21	1.02	0.47	0.25
A_h^{min} (cm)	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adopté}$ (cm)	2HA10 1.57	2HA10 1.57	2HA10 1.57	2HA10 1.57

Tableau V.28. Ferrailage du voile V_{y2}

Niveau	Sous-sol + RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème}
L (m)	2.2	2.2	2.2	2.2
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
N (KN)	-669.68	-411.44	-55.69	-110.03
M (KN.m)	1167.95	74.00	142.17	127.01
d (m)	2.15	2.15	2.15	2.15
V (KN)	375.47	361.49	182.09	89.06
τ (MPa)	1.22	1.18	0.59	0.29
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	22.22	6.02	2.39	2.88
A_{min} (cm ²)	6.6	6.6	6.6	6.6
I (m ⁴)	0.17746	0.17746	0.17746	0.17746
V (m)	1.1	1.1	1.1	1.1
σ^{max} (Mpa)	-8.76	-1.39	-1.01	-1.04
σ^{min} (Mpa)	5.71	-0.47	0.75	0.54
L_t (m)	0.87	2.2	0.94	0.75
L_c (m)	0.46	0	0.32	0.70
$A_{min}^{Z.T}$ (cm ²)	3.47	8.80	3.77	3.00
$A_{min}^{Z.C}$ (cm ²)	0.93	0	0.63	1.40
$A_v^{adopté}$ (cm ²)	16HA14 24.63	28HA12 31.67	16HA12 18.10	14HA12 15.83
S_t (m)	0.15	0.15	0.15	0.15
A_h^{cal} (cm ²)	1.15	1.10	0.56	0.27
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adopté}$ (cm ²)	2HA10 1.57	2HA10 1.57	2HA10 1.57	2HA10 1.57

✚ Schéma du ferrailage

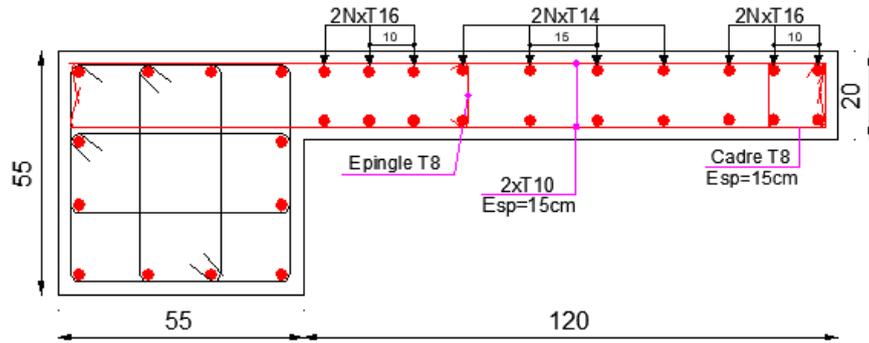


Figure V.6. Schéma de ferrailage du voile V_{x2}

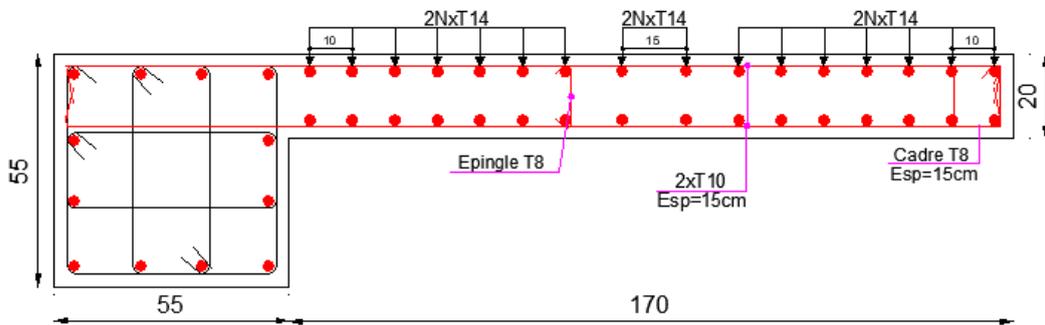


Figure V.7. Schéma de ferrailage du voile V_{x1}

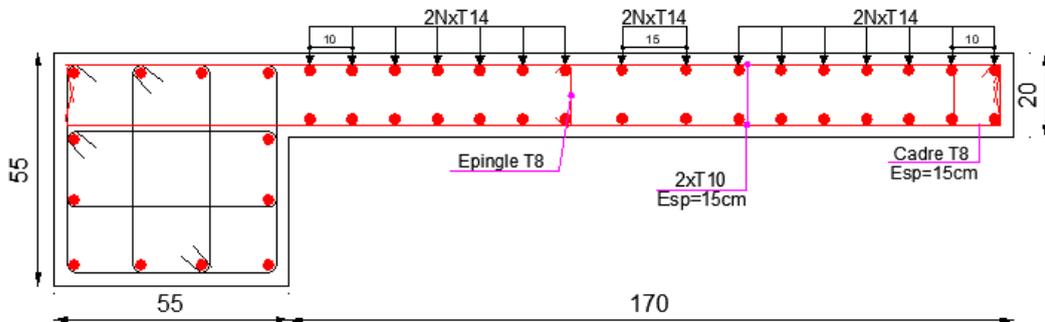


Figure V.8. Schéma de ferrailage du voile V_{y1}

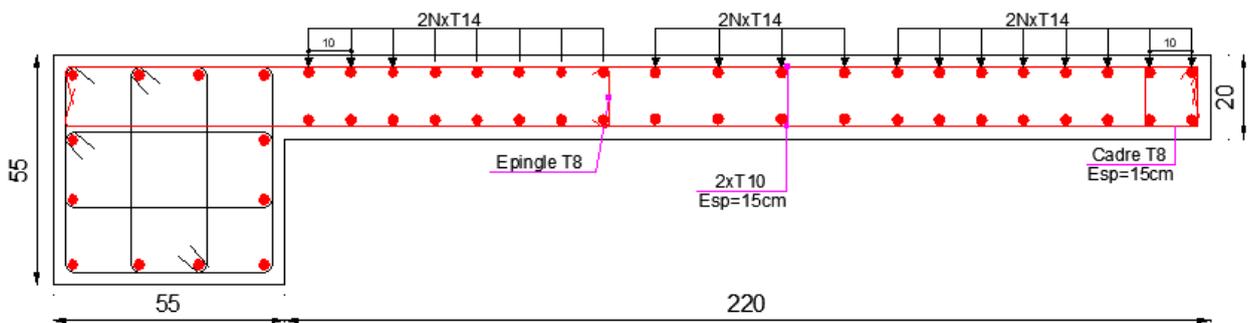


Figure V.9. Schéma de ferrailage du voile V_{y2}

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettes au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure.

VI.1. Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

En se basant sur les charges obtenues dans le calcul, et les données géotechniques du sol, on détermine le type de fondation adéquat pour la structure étudiée.

Pour les combinaisons d'actions utilisées, d'après le **RPA99/2003 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E ; G \pm 0.8E \quad \text{RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)}$$

$$1.35G+1.5Q \text{ et } G+Q \quad \text{DTR-BC 2.331}$$

Selon le rapport du sol, le taux de travail admissible du sol d'assise est égale à 1.8bars.

Après avoir effectué le calcul pour les fondations superficielles semelle isolé et filante qui ce trouve dans (**l'annexe F**), il s'est avérer que ce type de fondation ne passe pas, donc on est passé au calcul d'un radier général nervuré.

VI.1.1. Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, La dalle prend appuis sur les nervures. Il assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement. On choisit un radier général dans les cas suivant :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames)

VI.2. Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

✓ Condition de coffrage

h_t : hauteur des nervures ;

h_r : hauteur de la dalle du radier.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. $L_{max} = 455 \text{ cm}$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{455}{10} \Rightarrow h_t \geq 45.5 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 50 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{455}{20} = 22.75 \text{ cm}$$

✓ **Condition de rigidité :**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que : $L_{\max} \leq \frac{\pi \times L_e}{2}$

$$\text{Avec : } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3.2 \times 10^7 \times 0.8^3}{12 \times 4 \times 10^4 \times 1}} = 3.42 \text{ m}$$

$L_{\max} = 4.55 \text{ m} \leq 5.37 \text{ m}$ donc la condition est vérifiée.

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.55^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.2 \times 10^7}} = 0.70 \text{ m} \dots \dots \dots (2)$$

A partir des deux condition (1) et (2) on adopte pour les conditions suivantes :

La hauteur nervure $h_t = 80 \text{ cm}$

La hauteur de la dalle de radier : $h_r = 30 \text{ cm}$

✓ **Calcul de la surface du radier**

N_s : L'effort de service de la superstructure.

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\sigma_s} ; \text{ Avec } N = N_s + P_{\text{radier}} .$$

La surface du bâtiment $S_{\text{bat}} = (L_x \times L_y) - S_{\text{décrochement}}$.

$$\text{Donc } S_{\text{bat}} = (20 \times 19.45) - 47.57 = 341.47 \text{ m}^2 .$$

$$P_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} \times h_r \times 25 = 341.47 \times 0.3 \times 25 = 2561.03 \text{ KN} .$$

$$\Rightarrow N = 35658.24 + 2561.03 = 38219.27 \text{ KN} .$$

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{38219.27}{180} = 212.32 \text{ m}^2 .$$

VI.3. Vérifications nécessaires

✓ **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : L'effort normal de calcul.

h_t : hauteur totale de la dalle du radier.

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

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 : $U_c = 2 \times (B+B)$.

avec : $B = b + h_t = 0.55 + 0.8 = 1.35 \text{ m} \Rightarrow U_c = 5.4 \text{ m}$.

$\Rightarrow N_u = 2.179 \text{ MN} \leq 0.045 \times 5.4 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 3.24 \text{ MN} \Rightarrow$ la condition est vérifiée, pas de risque de poinçonnement.

✓ Vérification de la contrainte dans le sol

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\begin{cases} \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.180 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{max,min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x} \end{cases}$$

En utilisant, le programme SOCOTEC, on obtient les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} X_G = 10.00 \text{ m} \\ Y_G = 9.75 \text{ m} \end{cases} ; \begin{cases} I_x = 9136.8 \text{ m}^4 \\ I_y = 9698.6 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 12523.17 \text{ KN.m} \\ M_y = 9524.316 \text{ KN.m} \end{cases} : \text{Moments sismiques à la base.}$$

Sens x-x

Donnée : $N = 35658.24 \text{ KN}$; $M_x = 12523.17 \text{ KN.m}$; $I_x = 9136.8 \text{ m}^4$; $Y_G = 9.75 \text{ m}$..

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{35658.24 \times 10^{-3}}{341.47} + \frac{12523.17 \times 10^{-3}}{9136.8} \times 9.75 = 0.117 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{35658.24 \times 10^{-3}}{341.47} - \frac{12523.17 \times 10^{-3}}{9136.8} \times 9.75 = 0.091 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\sigma_{\text{moy}} = 0.11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.180 \text{ MPa}$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens x-x

Sens y-y

Donnée : $N = 35658.24 \text{ KN}$; $M_y = 9524.316 \text{ KN.m}$; $I_y = 9698.6 \text{ m}^4$; $X_G = 10.00 \text{ m}$.

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{35658.24 \times 10^{-3}}{341.47} + \frac{9524.316 \times 10^{-3}}{9698.6} \times 10.00 = 0.114 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{35658.24 \times 10^{-3}}{341.47} - \frac{9524.316 \times 10^{-3}}{9698.6} \times 10.00 = 0.095 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\sigma_{\text{moy}} = 0.11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.180 \text{ MPa}$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens y-y

✓ Vérification de la stabilité au renversement

Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement.

$$\text{Vérifier que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{M_x}{N} = \frac{12523.17}{35658.24} = 0.35 \text{ m} < \frac{20}{4} = 5.00 \text{ m (Condition vérifiée).}$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{M_y}{N} = \frac{9524.316}{35658.24} = 0.27 \text{ m} < \frac{19.45}{4} = 4.86 \text{ m (Condition vérifiée).}$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

✓ Vérification de la poussée hydrostatique

Cette vérification se fait pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

Avec :

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1.5$)

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ($H = 1.53 \text{ m}$)

S_{rad} : Surface du radier ($S_{\text{rad}} = 341.47 \text{ m}^2$).

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

$$N = 35658.24 \text{ KN} \geq 1.5 \times 1.53 \times 341.47 \times 10 = 7836.7365 \text{ KN}$$

✓ Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_d}{d \times b} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère pour une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$ et $d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m}$.

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\text{max}}}{2 \times S_{\text{rad}}} = \frac{35658.24 \times 4.55 \times 1}{2 \times 341.47} = 237.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.88 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

VI.4. Ferrailage du radier général

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier.

✚ Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} ; q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

✚ Calcul du poids de radier :

$$P_{rad} = h_r \times \gamma_b \times S_{rad}$$

$$\Rightarrow P_{rad} = 0.3 \times 25 \times 341.47 = 2561.03 \text{ KN.}$$

✚ Calcul du poids de la nervure :

$$P_{ner} = b_{ner} \times \gamma_b \times h_t \times L_{ner}$$

L_{ner} : La somme de toutes les travées dans les deux sens.

$$\Rightarrow P_{ner} = 0.55 \times 25 \times 0.80 \times 209.1 = 2300.1 \text{ KN}$$

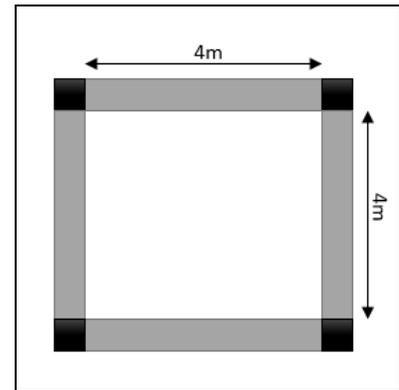


Figure VI.1. Le panneau le plus sollicité.

Avec :

N_u^{tot} : l'effort normal ultime donné par la structure.

$$\begin{cases} N_u = 48956.04 \text{ KN} ; N_s = 35658.24 \text{ KN} \\ N_{rad} = 2561.03 \text{ KN} \\ N_{ner} = 2300.1 \text{ KN} \end{cases}$$

$$N_u^{tot} = N_u + 1.35 \times (N_{rad} + N_{ner}) = 48956.04 + 1.35 \times (2561.03 + 2300.1) = 55518.56 \text{ KN}$$

$$N_s^{tot} = N_s + 1.35 \times (N_{rad} + N_{ner}) = 35658.24 + 1.35 \times (2561.03 + 2300.1) = 40519.37 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} q_u = \frac{55518.56}{341.47} = 162.58 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \frac{40519.37}{341.47} = 118.66 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

On a :

$$\begin{cases} l_x = 4.55 - 0.55 = 4\text{m} \\ l_y = 4.55 - 0.55 = 4\text{m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4}{4} = 1 > 0.4$$

La dalle travaille dans les deux sens.

❖ Vérification à l'ELU :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 95.73 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 95.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✚ Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.75 \times M_{0x} = 71.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_{0x} = -49.86 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0.3)\text{m}^2$

✚ Condition de non fragilité

$$\begin{cases} \rho = 1 > 0.4 \\ h_r = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min x} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

$$A_{\min x} = 0,0008 \left(\frac{3-1}{2}\right) \times 1 \times 0.30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h_r = 0.0008 \times 1 \times 0.30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrillages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Ferrillage du radier

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	St (cm)
Travée	x-x	71.79	0.081	0.105	0.239	8.62	2.4	8HA12=9.05	15
	=								
	y-y								
Appui		49.86	0.054	0.069	0.243	5.66	2.4	4HA14=6.16	25

✚ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17\text{MPa.}$$

$$V_u^x = V_u^y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{162.58 \times 4}{2} \times \frac{4^4}{4^4 + 4^4} = 162.58 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{162.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} = 0.65\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17\text{MPa} \Rightarrow \text{Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.}$$

❖ Vérification à l'ELS :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 83.72 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 83.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✚ Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.75 \times M_{0x} = 62.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_{0x} = -41.86 \text{ KN.m}$$

Le ferrillage se fait pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0.3)\text{m}^2$

✓ Vérification des contraintes

Tableau VI.2. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	62.79	6.99	55416.28	7.92 < 15	Vérifiée	306.08 > 201.63	Non vérifiée
	=							
Appui		-41.86	5.93	40553.56	6.12 < 15	Vérifiée	295.21 > 201.63	Non vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer la section des armatures à l'ELS. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau.

En travée :

Sens (x-x) et (y-y) ⇒ 7HA16=14.07 cm²/ml

En appuis : 6HA14=9.24 cm²/ml

Tableau VI.3. Re vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	62.79	8.37	77913.20	6.75 < 15	Vérifiée	200.96 < 201.63	Vérifiée
	=							
Appui		-41.86	7.05	56337.30	5.24 < 15	Vérifiée	200.03 < 201.63	Vérifiée

✓ Vérification des espacements

(x-x) : $S_t = \frac{100}{7} = 14.28\text{cm} \leq \min(3h_r; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

(y-y) : $S_t = \frac{100}{7} = 14.28\text{cm} \leq \min(4h_r; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

(x-y) : $S_t = \frac{100}{6} = 16.66\text{cm} \leq \min(4h_r; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

❖ Schéma de ferrailage du radier

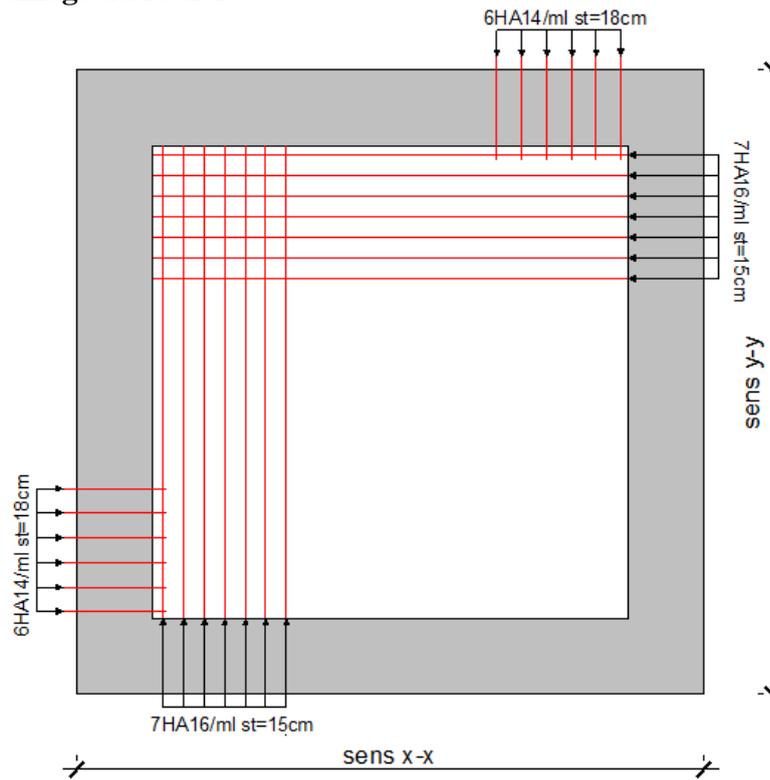


Figure VI.2. Ferrailage du radier.

VI.5. Etude des nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :

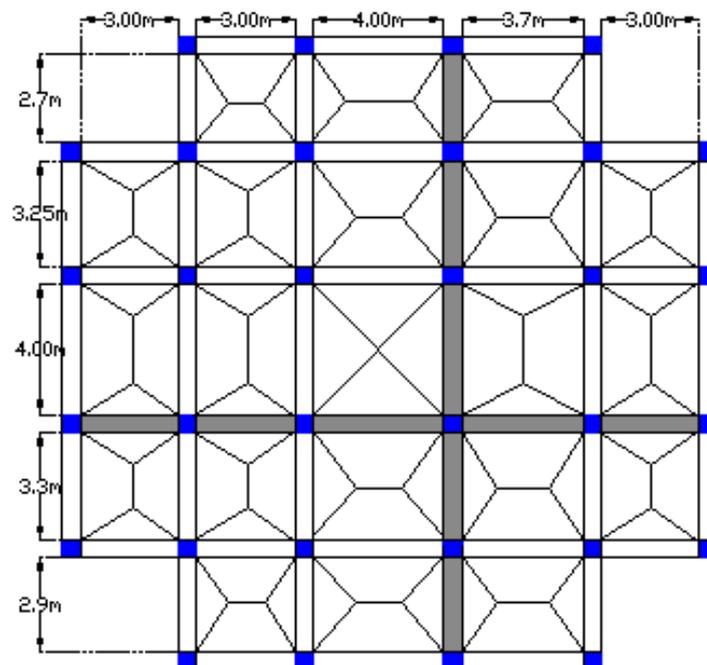


Figure VI.3. Schéma des lignes de rupture du radier

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot, Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

VI.5.1. Calcul des charges équivalentes uniformes

✓ Charges triangulaires

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée :

$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$: dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times P_u \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times P_s \times l_x \end{cases} \text{ : Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

✓ Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases} \quad \text{et : } \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

➤ Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

✓ Sens x-x :

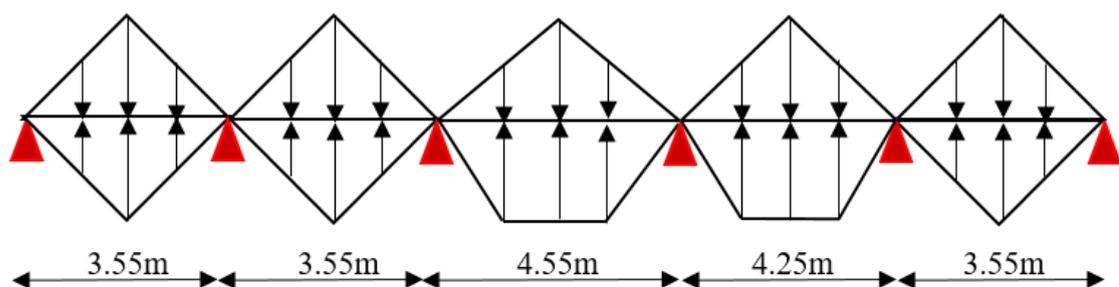


Figure VI.4. Les répartitions des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x-x.

✓ Sens y-y :

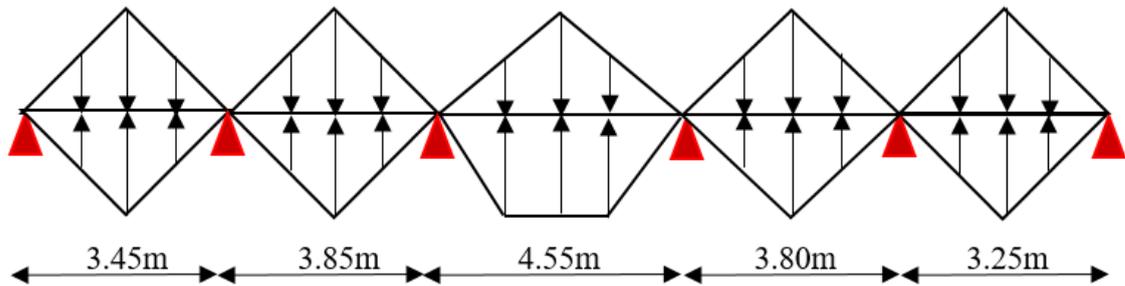


Figure VI.5. Les répartitions des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y-y.

➤ Calcul des charges revenant à la nervure la plus sollicitée :

✓ Détermination de P_u et P_s :

$$\begin{cases} N'_u = N_u - 1.35 \times N_{ner} = 55518.56 - 1.35 \times 2300.1 = 52413.425 \text{KN.} \\ N'_s = N_s - N_{ner} = 40519.37 - 2300.1 = 38219.27 \text{KN.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = \frac{52413.425}{341.47} = 153.49 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = \frac{38219.27}{341.47} = 111.92 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

✓ Sens x-x :

• Exemple de calcul :

- Travée A-B :

On a un chargement triangulaire, donc le calcul se fait comme suit :

$$\begin{cases} q_m^u = \frac{2}{3} \times P_u \times l_x = 306.98 \text{KN/m} \\ q_m^s = \frac{2}{3} \times P_s \times l_x = 223.84 \text{ KN/m} \\ q_v = \frac{1}{2} \times P_u \times l_x = 230.235 \text{KN/m} \end{cases}$$

Le reste des résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Les chargements sur les travées sens x-x.

Chargement	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F
q_m^u [KN/m]	306.98	306.98	400.45	375.69	306.98
q_m^s [KN/m]	223.84	223.84	291.99	273.94	223.84
q_v [KN/m]	230.235	230.235	337.10	320.10	230.235

✓ Sens y-y :

Tableau VI.5. Les chargements sur les travées sens y-y

Chargement	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F
q_m^u [KN/m]	296.74	337.67	407.62	332.56	276.282
q_m^s [KN/m]	216.37	246.22	297.22	242.49	201.45
q_v [KN/m]	222.56	253.25	349.89	249.42	207.21

➤ **Calcul des sollicitations**

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

✓ Sens x-x :

Tableau VI.6. Sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens x-x.

Travée		M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)	V_g^u (KN)	V_d^u (KN)
A-B	ELU	0	-382.32	1.424	311.32	437.19	-652.58
	ELS	0	-278.77		227.01		
B-C	ELU	-382.32	-478.30	1.687	54.47	-652.58	890.97
	ELS	-278.77	-348.75		39.72		
C-D	ELU	-478.30	-569.50	2.225	512.88	890.97	-931.07
	ELS	-348.75	-415.26		373.97		
D-E	ELU	-569.50	-482.44	2.18	322.82	-931.07	-777.85
	ELS	-415.26	-351.77		235.39		
E-F	ELU	-482.44	0	2.218	272.45	-777.85	-408.99
	ELS	-351.77	0		198.66		

✓ Sens y-y :

Tableau VI.7. Sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens y-y.

Travée		M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)	V_g^u (KN)	V_d^u (KN)
A-B	ELU	0	-397.29	1.337	265.19	396.72	-627.03
	ELS	0	-289.69		193.36		
B-C	ELU	-397.29	-516.89	1.833	169.98	-627.03	928.68
	ELS	-289.69	-376.90		123.95		
C-D	ELU	-516.89	-510.78	2.278	541.01	928.68	-925.99
	ELS	-376.90	-372.44		394.48		
D-E	ELU	-510.78	-352.14	2.026	171.43	-925.99	-590.12
	ELS	-372.44	-256.77		125		
E-F	ELU	-352.14	0	2.017	209.95	-590.12	-340.60
	ELS	-256.77	0		153.08		

Tableau VI.8. Sollicitation maximale sur les nervures.

Sens	Localisation	M _{max} (KN. m)		V _{max} ^u (KN)
		ELU	ELS	
x-x	Travée	512.887	373.97	-931.07
	Appui	-569.50	-415.26	
y-y	Travée	541.01	394.48	928.68
	Appui	-516.89	-376.90	

VI.5.2. Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple comme des sections en T renversée.

- **Détermination de la largeur efficace b selon les deux sens (CBA.Art4.1.3) :**

$h = 0.8 \text{ m} ; h_0 = 0.30 \text{ m} ; b_0 = 0.55 \text{ m} ; d = 0.75 \text{ m}$

Sens x-x :

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

$$\frac{b - 0.55}{2} \leq \min\left(\frac{4.55}{10}; \frac{3.25}{2}\right)$$

$b = 1.45 \text{ m}$

Sens y-y :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x^{\min}}{2}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.55}{2} \leq \min\left(\frac{4.55}{10}; \frac{3.55}{2}\right)$$

Soit : $b = 1.45 \text{ m}$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Résumé des résultats de ferrailage des nervures.

Sens	Localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
x-x	Travée	512.887	20.11	13.13	4HA20+4HA16=20.61
	Appui	-569.50	22.39		8HA20=25.13
y-y	Travée	541.01	21.24	13.13	8HA20=25.13
	Appui	-516.89	20.27		4HA20+4HA16=20.61

VI.5.3. Vérification a l'ELU

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right] = 2.5 \text{ MPa}$

Avec : $\begin{cases} \text{Sens X - X : } \tau_u = \frac{0.93107}{1.45 \times 0.75} = 0.86 \text{ MPa} \\ \text{Sens Y - Y : } \tau_u = \frac{0.92868}{1.45 \times 0.75} = 0.85 \text{ MPa} \end{cases}$

Donc il y'a pas le risque de rupture par cisaillement dans la nervure.

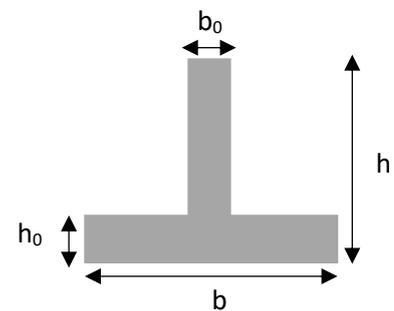


Figure VI.6. Section à ferrailer

VI.5.4. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.10. Vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	OBS	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (Mpa)	OBS
x-x	Travée	373.97	15.87	1274085.57	4.66 < 15	Vérifiée	260.13 > 201.63	N.V
	Appui	-415.26	17.31	1505231.44	4.77 < 15	Vérifiée	238.69 > 201.63	N.V
y-y	Travée	394.48	17.31	1505231.44	4.54 < 15	Vérifiée	226.75 > 201.63	N.V
	Appui	-376.90	15.87	1274085.57	4.70 < 15	Vérifiée	262.34 > 201.63	N.V

On remarque que la contrainte de traction n'est pas vérifiée, on doit recalculer les armatures à l'ELS, Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11. Ferrailage à l'ELS

Localisation		M _s (KN.m)	A _{cal} (cm ² /m)	A _{adopt} (cm ² /ml)	N ^{bre} de barres	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (Mpa)
x-x	Travée	373.97	26.86	27.68	4HA25+4HA16	195.86 < 201.63
	Appui	-415.26	29.95	32.21	4HA25+4HA20	188 < 201.63
y-y	Travée	394.48	28.40	32.21	4HA25+4HA20	178.59 < 201.63
	Appui	-376.90	27.08	27.68	4HA25+4HA16	197.39 < 201.63

- **Armature de peau**

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton. D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leurs sections est d'au moins 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Donc : $A_p = 3 \times 0.80 = 2.4 \text{ cm}^2$.

Soit : 3HA12 = 3.39 cm² par face.

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{\min}\right) = \min(22.85; 55; 16 \text{ mm}) \Rightarrow \phi_t \leq 16 \text{ mm} \text{ Soit : } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

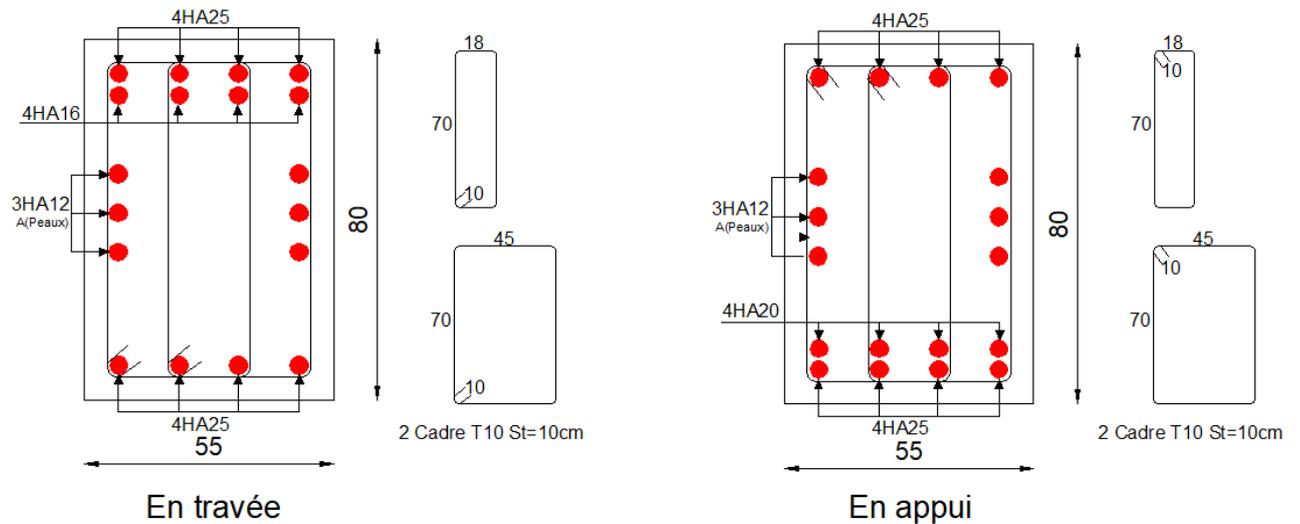
$$A_t = 2 \text{ cadre} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0.9 \times d; 40) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.14 \times 10^{-3} \times 400}{0.4 \times 0.55} \leq 57.09 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{0.8 \times 3.14 \times 10^{-3} \times 400}{0.55 \times (0.85 - 0.3 \times 2.1)} \leq 83.04 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$.

✚ Schéma de ferrailage

Nervure sens x-x



Nervure sens y-y

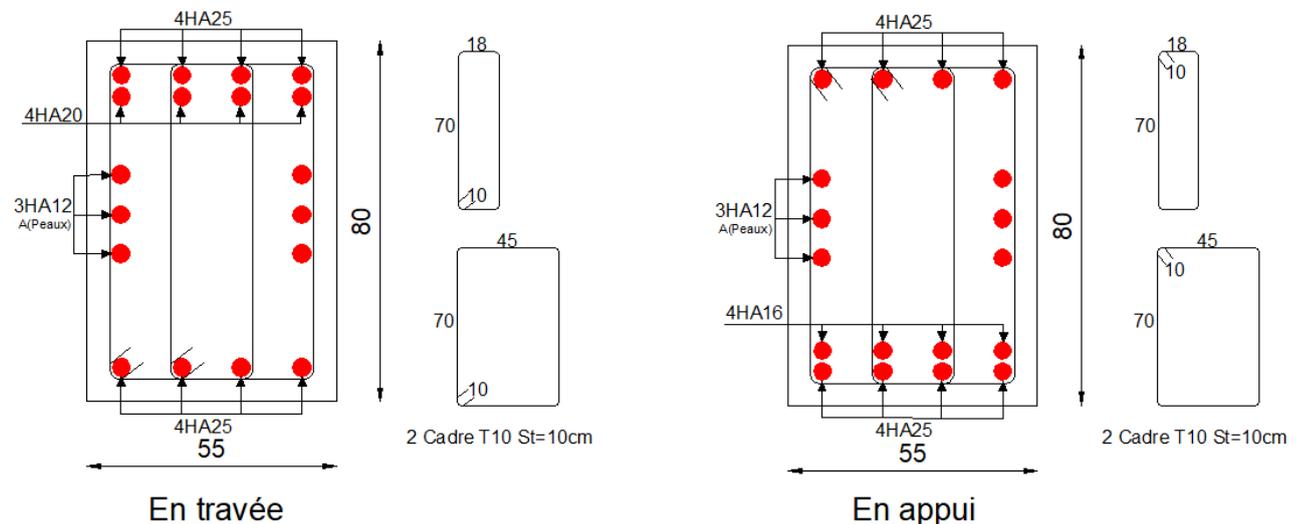


Figure VI.7. Ferrailage des nervures

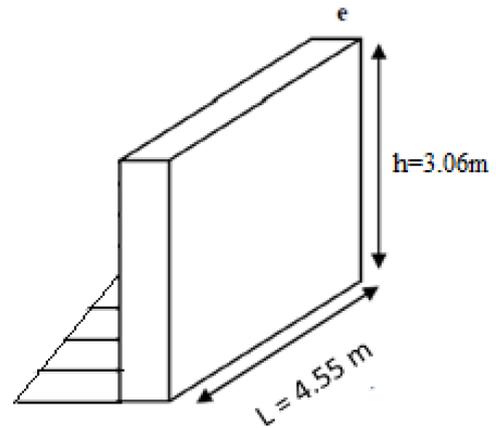
VI.6. Etude du voile périphérique

Selon le **RPA99v2003 (Art.10.1.2)** les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.6.1. Dimensionnements des voiles

- La hauteur : $h = 3.06$ m, la pousse est appliqué sur la partie encrée qui est de 1.53m
- La longueur : $L = 4.55$ m
- L'épaisseur : $e = 15$ cm



VI.6.2. Caractéristique prise comme tout venant

- Le poids spécifique : $\gamma_h = 19$ KN/m³
 - L'angle de frottement : $\varphi = 32^\circ$
 - La cohésion : $c = 0$ bars
- (Le cas le plus défavorable)

Figure VI.8. Pousée des terres sur le mur périphérique

VI.6.3. Evaluation des charges et surcharges

Le mur périphérique et soumis à :

- **La pousée des terres :**

La pousée des terres est appliquée à une hauteur de 1.53m mais pour la défavoriser, on calcule avec la hauteur totale du mur.

$$G = \left(h \times \gamma \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) - 2 \times c \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = \left(1.53 \times 19 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{32}{2} \right) \right) \Rightarrow G = 8.93 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

- **Surcharge d'exploitation**

On a : $q = 10$ KN / m²

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{32}{2} \right) \Rightarrow Q = 3.07 \text{ KN/m}^2.$$

VI.6.4. Calcul des sollicitations

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

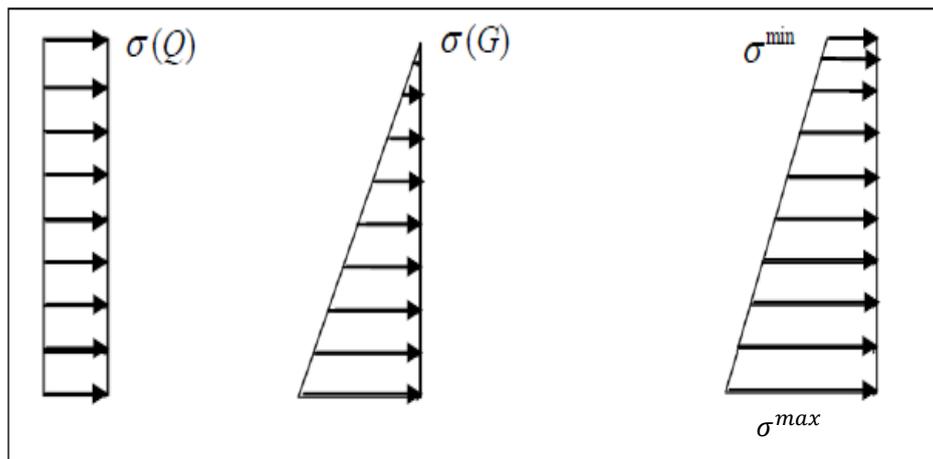


Figure VI.9. Répartitions des contraintes sur le mur.

➤ **Calcul à l'ELU**

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 3.07 = 4.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.93 + 1.5 \times 3.07 = 16.66 \text{ KN/m}^2$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 16.66 + 4.61}{4} = 13.65 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 13.65 \times 1 = 13.65 \text{ KN/m}$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, ses caractéristiques sont :

$$\begin{cases} e = 0.15 \text{ m} \\ b = 1 \text{ m} \end{cases} \text{ et } \begin{cases} l_x = 3.06 \text{ m} \\ l_y = 4.55 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{3.06}{4.55} = 0.67 > 0.4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille selon les deux sens.}$$

➤ **Calcul des moments isostatique**

$$\text{On a : } \rho = 0.67 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0723 \\ \mu_y = 0.3895 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0723 \times 13.65 \times 3.06^2 = 9.24 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.3895 \times 9.24 = 3.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments corrigés**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85M_0^x = 0.85 \times 15.37 = 7.85 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85M_0^y = 0.85 \times 5.99 = 3.06 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0.5M_0^x = -0.5 \times 15.37 = -4.62 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5M_0^y = -0.5 \times 5.99 = -1.8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

VI.6.5. Ferrailage du mur périphérique

Le ferrailage du mur périphérique se fait pour une bande de 1 ml.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

$$A_{\min} = 0.1\% \times b \times h \text{ (Condition exigée par le RPA99/2003)}$$

Tableau VI.12. Résumé des résultats de ferrailage du mur périphérique.

Localisation	Sens	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	7.85	0.0554	0.071	0.0971	2.32	1.5	4HA10=3.14	25
	Y-Y	3.06	0.0216	0.027	0.099	0.89		4HA10=3.14	25
Appui	X-X	-4.62	0.033	0.041	0.098	1.35	1.5	4HA10=3.14	25

VI.6.6. Vérification à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité**

$$\text{On a } \begin{cases} \rho = 0.67 > 0.4 \\ e = 15 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 1.4 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{13.65 \times 3.06}{2} \times \frac{4.55^4}{4.55^4 + 3.06^4} = 17.34 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_u^y = \frac{13.65 \times 4.55}{2} \times \frac{3.06^4}{4.55^4 + 3.06^4} = 5.27 \text{ KN} \end{cases}$$

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$

$$\begin{cases} \tau_u^x = \frac{17.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.173 < \bar{\tau} = 1.17 \text{ Mpa} \\ \tau_u^y = \frac{5.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.053 < \bar{\tau} = 1.17 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Donc il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

VI.6.7. Vérifications à l'ELS

$$\sigma_{\max} = G + Q = 8.93 + 3.07 = 12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 3.07 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 12 + 3.07}{4} = 9.77 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 9.77 \times 1 = 9.77 \text{ KN/m}$$

➤ **Calcul des moments isostatique**

$$\text{On a : } \rho = 0.67 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0780 \\ \mu_y = 0.5469 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0780 \times 9.77 \times 3.06^2 = 7.14 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.5469 \times 7.14 = 3.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments corrigés**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85M_0^x = 0.85 \times 7.14 = 6.07 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85M_0^y = 0.85 \times 3.90 = 3.32 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0.5M_0^x = -0.5 \times 7.14 = -3.57 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5M_0^y = -0.5 \times 3.90 = -1.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Vérifications des contraintes

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min\left(2 \times \frac{f_e}{3}; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Tableau VI.13. Vérification des contraintes à l'ELS.

Local		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (Mpa)	Obs
Travée	x-x	6.07	2.63	3164.7	5.05 < 15	Vérifiée	211.75 > 201.63	N.V
	y-y	3.32	2.63	3164.7	2.76 < 15	Vérifiée	115.81 < 201.63	V
Appui		-3.57	2.63	3164.7	2.96 < 15	Vérifiée	124.56 < 201.63	V

La contrainte de traction dans les aciers n'est pas vérifiée en travée donc on doit recalculer les armatures à l'ELS.

Les tableaux ci-dessous résument les résultats de calcul des armatures à l'ELS ainsi que leur vérification :

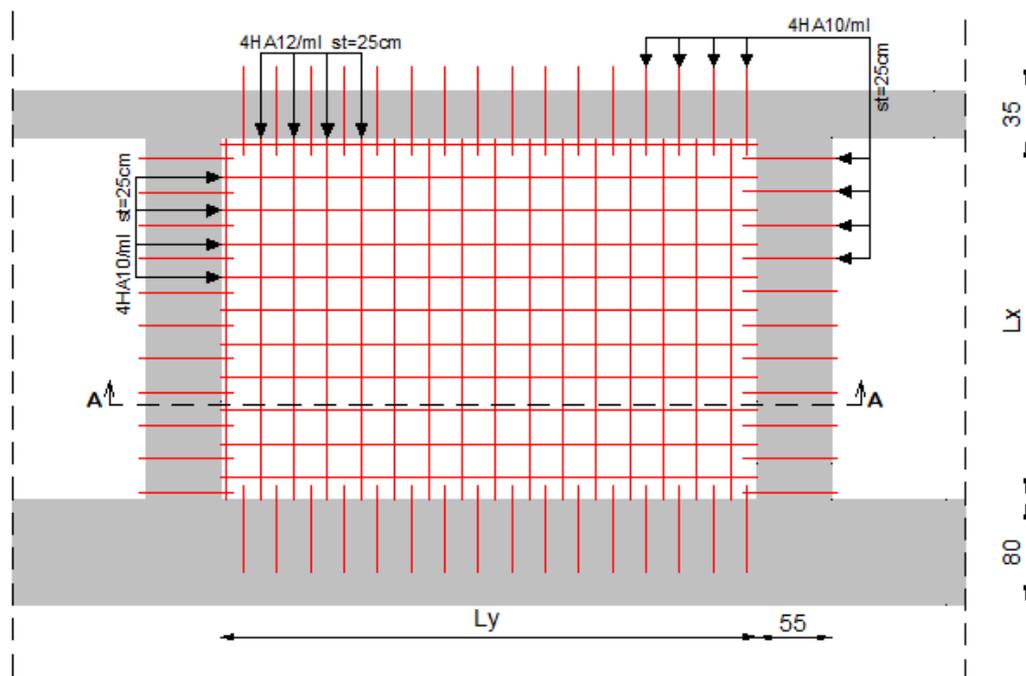
Tableau VI.14. Calcul des armatures du mur périphérique à l'ELS.

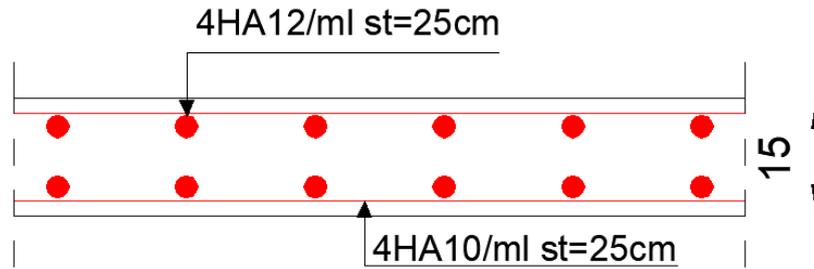
Localisation		M _s (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	x-x	6.07	3.29	4HA12=4.52	25

Tableau VI.15. Vérification des contraintes dans le mur après augmentation du ferrailage.

Localisation		A _{adop} (cm ² /ml)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (Mpa)	Obs
Travée	x-x	4.52	4.40 < 15	Vérifiée	149.46 < 201,63	Vérifiée

✚ Schéma de ferrailage





Coupe A-A

Figure VI.10. Ferrailage du mur périphérique

VI.7. Etude du joint sismique

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} Satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15_{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} \geq 40_{mm} \text{ (Article 5.8 RPA99/Version2003)}$$

δ_1, δ_2 : Déplacements maximaux des deux blocs à l'étage supérieure.

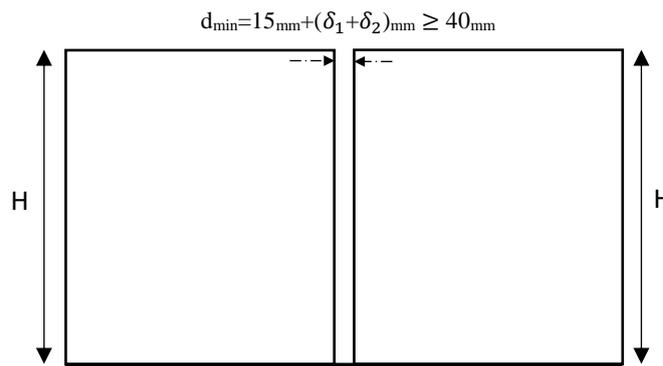


Figure VI.11. Largeur minimum du joint sismique

Donc :

$$\delta_1 = 7.398 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 7.398 \text{ mm} \text{ puisque les deux blocs sont symétriques}$$

$$d_{min} = 1.5 + (7.398 + 7.398) = 16.296 \text{ cm} > 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

On opte pour $d = 20 \text{ cm}$

VI.8. Conclusion

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. La même raison dans le cas de semelle filante. Nous avons adopté un radier nervuré ayant les dimensions suivantes :

- Epaisseur du radier : 30cm.
- Sections des nervures : $(b \times h) = (55 \times 80)$.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, non seulement d'appliquer nos acquis pédagogiques durant le cursus universitaire mais aussi de les enrichir et aussi d'approfondir d'avantage nos connaissances dans le domaine de bâtiment. Il ressort, clairement, que l'application et le suivi des règlements de l'art de la construction, sont des éléments fondamentaux pour avoir une construction résistante et stable et assurer une grande durée de vie.

Ce travail nous a permis de se familiariser avec les outils numériques de travail notamment : le logiciel ETABS 2016 pour le dimensionnement des éléments structuraux et le logiciel AUTOCAD pour représenter les différents détails de la structure.

Les éléments auxquels a abouti le présent travail sont résumés dans les points suivants :

- ❖ Le pré dimensionnement des éléments secondaires c'est avérer presque le même résultat au final après le calcul sauf pour les escaliers.
- ❖ La modélisation numérique doit autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaire soient ils ou principaux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ❖ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influencent directement sur le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- ❖ Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable, et dans la plupart des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux, et aussi pour le critère de l'économie.
- ❖ Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Nous espérons que les résultats obtenus dans ce travail seront exploités, d'une manière rationnelle, au cours de la réalisation de cet ouvrage.

Bibliographie

Bibliographie.

- Règles parasismiques algériennes (**RPA 99/ version 2003**).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**B. A. E. L 91/99**).
- Document technique réglementaire (**D.T.R**), charges et surcharges d'exploitations. (**DTR-B.C.2.2**)
- **DTR B.C.2.33.1** (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992)
- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études

Logiciels.

- ETABS version 2016.
- AUTOCAD 2013.
- Microsoft office WORD 2016.
- Microsoft office EXEL 2016.
- SOCOTEC

Annexes

Annexe A

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Annexe B

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

$Lx \times Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.707$

		a/Lx b/Ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	
Valeur de M₁	0.0	/	0.260	0.208	0.175	0.152	0.135	0.121	0.109	0.098	0.088	0.088	0.080
	0.1	0.302	0.242	0.200	0.171	0.149	0.133	0.120	0.108	0.098	0.088	0.088	0.079
	0.2	0.260	0.220	0.189	0.164	0.144	0.129	0.117	0.106	0.096	0.086	0.086	0.078
	0.3	0.224	0.200	0.175	0.155	0.138	0.124	0.113	0.103	0.093	0.084	0.084	0.077
	0.4	0.200	0.180	0.162	0.146	0.131	0.118	0.108	0.098	0.089	0.081	0.081	0.074
	0.5	0.182	0.166	0.150	0.137	0.123	0.112	0.103	0.093	0.085	0.077	0.077	0.070
	0.6	0.165	0.152	0.139	0.126	0.105	0.105	0.097	0.088	0.080	0.073	0.073	0.066
	0.7	0.151	0.139	0.127	0.116	0.107	0.098	0.090	0.082	0.074	0.067	0.067	0.061
	0.8	0.138	0.127	0.116	0.107	0.098	0.090	0.083	0.076	0.068	0.062	0.062	0.057
	0.9	0.125	0.115	0.106	0.098	0.090	0.083	0.076	0.068	0.063	0.057	0.057	0.053
	1.0	0.113	0.105	0.097	0.089	0.082	0.076	0.068	0.063	0.057	0.053	0.053	0.048
Valeur de M₂	0.0	/	0.283	0.232	0.202	0.180	0.162	0.148	0.133	0.121	0.109	0.109	0.100
	0.1	0.189	0.176	0.164	0.152	0.141	0.130	0.120	0.110	0.100	0.093	0.093	0.085
	0.2	0.132	0.128	0.123	0.118	0.112	0.105	0.099	0.091	0.084	0.078	0.078	0.070
	0.3	0.103	0.101	0.098	0.095	0.091	0.086	0.081	0.076	0.070	0.064	0.064	0.059
	0.4	0.084	0.083	0.081	0.078	0.076	0.072	0.068	0.063	0.059	0.054	0.054	0.049
	0.5	0.070	0.069	0.068	0.066	0.063	0.060	0.057	0.054	0.050	0.046	0.046	0.042
	0.6	0.060	0.059	0.058	0.057	0.054	0.052	0.049	0.047	0.043	0.039	0.039	0.037
	0.7	0.052	0.051	0.050	0.048	0.047	0.046	0.043	0.040	0.037	0.034	0.034	0.032
	0.8	0.045	0.045	0.044	0.043	0.042	0.039	0.037	0.035	0.033	0.029	0.029	0.027
	0.9	0.039	0.039	0.038	0.037	0.036	0.034	0.033	0.030	0.028	0.026	0.026	0.023
	1.0	0.035	0.035	0.034	0.033	0.032	0.030	0.028	0.027	0.024	0.023	0.023	0.021

Annexe C

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe (D) Caractéristiques et dimension de l'ascenseur

ESCALIERS ET ASCENSEURS																																																																																																																																									
<p>■ EXEMPLE : Immeuble de 7 niveaux au-dessus du hall de départ.</p> <p>Caractéristiques de l'immeuble :</p> <ul style="list-style-type: none"> - population à prendre en compte : 140 personnes ; - niveaux desservis à prendre en compte : 8 (hall de départ + 7 niveaux) ; - distance séparant les deux niveaux extrêmes desservis : 19,60 m. <p>1. Choix de l'intervalle maximal probable : l = 80 secondes.</p> <p>2. Équipement minimal : un ascenseur de charge nominale 1 000 kg.</p> <p>3. Vitesse nominale : on se fixe une limite supérieure de 25 secondes pour le rapport course/vitesse, ce qui correspond à une vitesse nominale de 1,00 m/s au moins.</p> <p>4. La lecture du tableau du DTU 75.1 donne pour un ascenseur 1 000 kg à 1,00 m/s, tous niveaux desservis, les couples de valeurs « P » applicables suivants :</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr> <td style="border: none;">P</td> <td>154</td> <td>173</td> <td>200</td> <td>220</td> <td>239</td> <td>256</td> <td>273</td> <td>290</td> <td>306</td> </tr> <tr> <td style="border: none;">l</td> <td>78</td> <td>90</td> <td>100</td> <td>109</td> <td>117</td> <td>125</td> <td>132</td> <td>138</td> <td>144</td> </tr> </table> <p>Du fait que, dans le couple de valeurs P = 154 et l = 78, P est supérieur à la population à prendre en compte et l inférieur à l'intervalle maximal probable, la solution est satisfaisante.</p>	P	154	173	200	220	239	256	273	290	306	l	78	90	100	109	117	125	132	138	144																																																																																																																				
P	154	173	200	220	239	256	273	290	306																																																																																																																																
l	78	90	100	109	117	125	132	138	144																																																																																																																																
ÉTABLISSEMENT DU PROGRAMME D'ASCENSEURS (SUITE)	■ CARACTÉRISTIQUES ET DIMENSIONS																																																																																																																																								
<p>ASCENSEURS A ENTRAÎNEMENT PAR TREUIL ET CÂBLES - SOBRETEX *</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr> <th rowspan="2">Charge utile</th> <th colspan="2">630 kg ou 8 personnes</th> <th colspan="2">1 000 kg ou 13 personnes</th> </tr> <tr> <td>35</td> <td>45</td> <td>60</td> <td>35</td> <td>45</td> <td>60</td> </tr> <tr> <th>Course maxi en m</th> <td colspan="2">0,63</td> <td colspan="2">1,00</td> <td colspan="2">1,60</td> </tr> <tr> <th>Vitesse en m/s</th> <td colspan="2">5</td> <td colspan="2">6,8</td> <td colspan="2">10</td> </tr> <tr> <th>Puissance moteur en kW</th> <td colspan="2">Larg. A</td> <td colspan="2">1100</td> <td colspan="2">1100</td> </tr> <tr> <th rowspan="2">Cabine en mm</th> <td colspan="2">Prof. B</td> <td colspan="2">1400</td> <td colspan="2">2100</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Haut</td> <td colspan="2">2200</td> <td colspan="2">2200</td> </tr> <tr> <th rowspan="2">Gaine en mm</th> <td colspan="2">Larg. C</td> <td colspan="2">1600</td> <td colspan="2">1600</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Prof. D</td> <td colspan="2">2100</td> <td colspan="2">2600</td> </tr> <tr> <th rowspan="2">Palier</th> <td colspan="2">S dalle Q</td> <td colspan="2">3700</td> <td colspan="2">3800</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Cuv P</td> <td colspan="2">1400</td> <td colspan="2">1500</td> </tr> <tr> <th rowspan="2">Machinerie en mm</th> <td colspan="2">U mini</td> <td colspan="2">1500</td> <td colspan="2">2100</td> </tr> <tr> <td colspan="2">R mini</td> <td colspan="2">2200</td> <td colspan="2">2400</td> </tr> <tr> <th rowspan="2">Efforts cloiaux en kN</th> <td colspan="2">T mini</td> <td colspan="2">3700</td> <td colspan="2">4200</td> </tr> <tr> <td colspan="2">S m² mini</td> <td colspan="2">10</td> <td colspan="2">12</td> </tr> <tr> <th rowspan="2">En coquet</th> <td colspan="2">H</td> <td colspan="2">2000</td> <td colspan="2">2000</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Trappe</td> <td colspan="2">950 x 950</td> <td colspan="2">950 x 950</td> </tr> <tr> <th rowspan="2">Porte</th> <td colspan="2">900 x 2000</td> <td colspan="2">900 x 2000</td> <td colspan="2">900 x 2000</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Sur dalle</td> <td colspan="2">43</td> <td colspan="2">60</td> </tr> <tr> <th rowspan="2">En coquet</th> <td colspan="2">55</td> <td colspan="2">55</td> <td colspan="2">55</td> </tr> <tr> <td colspan="2">55</td> <td colspan="2">55</td> <td colspan="2">55</td> </tr> </table>	Charge utile	630 kg ou 8 personnes		1 000 kg ou 13 personnes		35	45	60	35	45	60	Course maxi en m	0,63		1,00		1,60		Vitesse en m/s	5		6,8		10		Puissance moteur en kW	Larg. A		1100		1100		Cabine en mm	Prof. B		1400		2100		Haut		2200		2200		Gaine en mm	Larg. C		1600		1600		Prof. D		2100		2600		Palier	S dalle Q		3700		3800		Cuv P		1400		1500		Machinerie en mm	U mini		1500		2100		R mini		2200		2400		Efforts cloiaux en kN	T mini		3700		4200		S m² mini		10		12		En coquet	H		2000		2000		Trappe		950 x 950		950 x 950		Porte	900 x 2000		900 x 2000		900 x 2000		Sur dalle		43		60		En coquet	55		55		55		55		55		55	
Charge utile	630 kg ou 8 personnes		1 000 kg ou 13 personnes																																																																																																																																						
	35	45	60	35	45	60																																																																																																																																			
Course maxi en m	0,63		1,00		1,60																																																																																																																																				
Vitesse en m/s	5		6,8		10																																																																																																																																				
Puissance moteur en kW	Larg. A		1100		1100																																																																																																																																				
Cabine en mm	Prof. B		1400		2100																																																																																																																																				
	Haut		2200		2200																																																																																																																																				
Gaine en mm	Larg. C		1600		1600																																																																																																																																				
	Prof. D		2100		2600																																																																																																																																				
Palier	S dalle Q		3700		3800																																																																																																																																				
	Cuv P		1400		1500																																																																																																																																				
Machinerie en mm	U mini		1500		2100																																																																																																																																				
	R mini		2200		2400																																																																																																																																				
Efforts cloiaux en kN	T mini		3700		4200																																																																																																																																				
	S m² mini		10		12																																																																																																																																				
En coquet	H		2000		2000																																																																																																																																				
	Trappe		950 x 950		950 x 950																																																																																																																																				
Porte	900 x 2000		900 x 2000		900 x 2000																																																																																																																																				
	Sur dalle		43		60																																																																																																																																				
En coquet	55		55		55																																																																																																																																				
	55		55		55																																																																																																																																				

vitesse (m/s)	charges minimales (kg)	Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ, et parkings																					
		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		14	
		P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I
0,63	630	188	64	164	73	148	91	136	88	125	95	117	101	109	110								
		216	71	165	82	176	91	160	100	148	108	138	116	129	124								
		250	77	225	89	224	100	203	113	183	128	175	137	147	136								
		322	87	277	101	246	114	224	125	235	139	192	146	160	156								
1,00	1000	211	57	190	63	176	88	169	74	154	78	145	81	136	88	130	92	124	97	119	101	113	106
		250	64	222	72	195	79	190	84	178	89	167	96	158	101	151	106	144	111	138	116	132	121
		285	70	253	76	220	87	213	84	200	103	189	109	172	109	163	112	163	123	156	123	149	134
		324	75	282	85	255	84	235	100	230	103	207	116	197	122	188	128	178	134	171	140	164	146
1,60	1600	271	144	254	126	239	134	227	141	216	148	206	159										
		295	122	275	131	259	139	245	147	233	165	222	162										
		315	127	294	136	278	144	261	150	248	161	237	169										
		335	131	314	140	295	149	278	159	263	168	253	174										
2,50	2500	245	49	220	54	207	59	197	61	185	65	176	68	169	71	162	74	156	77	152	79	146	82
		286	56	258	62	239	67	225	71	213	75	203	79	195	82	186	86	180	89	174	92	168	95
		323	62	290	69	273	75	259	80	246	85	233	89	223	93	210	100	192	104	187	107	168	112
		358	67	320	75	303	82	289	88	275	93	262	97	249	102	236	107	223	111	211	114	203	118

Annexe E

Recommandations et conclusion du rapport de sol

ETUDE GEOTECHNIQUE DU SITE DU FUTUR « ENSEMBLE IMMOBILIER »
DE SIDI MOUSSA, WILAYA D'ALGER

6. RECOMMANDATIONS

6.1. RAPPELS

Le site étudié est essentiellement constitué de faciès alluvionnaires et structurés en lentilles de diverses dimensions (latérales et épaisseurs). Cette puissante formation alluvionnaire quaternaire de la Mitidja possède une épaisseur supérieure à 100 m à SIDI MOUSSA.

Par ailleurs et au-delà de 6 m de profondeur :

- Les essais de pénétration offrent des R_p très légèrement meilleures que celles de la tranche entre 0 et 6 m ;
- Les données des profils sismiques permettent de classer les terrains (au-delà de 6 m de profondeur) dans les sols « Fermes » caractérisés par des V_s moyennes de 515 m/s. Mais au vu de l'hétérogénéité, tant sur le plan de la nature, de l'épaisseur et de la structure, des formations alluvionnaires, on retiendra pour l'ensemble du site un terrain de type meuble (S3).

A titre indicatif :

- Pour les alluvions grossières, on peut considérer les paramètres suivants : $C_u = 0,5$ bar et $\varphi_u = 30^\circ$;
- Pour les sols fins argileux, on peut considérer les paramètres suivants : $C_u = 0,3$ bar et $\varphi_u = 15^\circ$;
- Pour les sols fins argileux à cailloux et graviers, on peut considérer les paramètres suivants : $C_u = 0,4$ bar et $\varphi_u = 20^\circ$.

6.2. FONDATION DES BLOCS R+6+1 sous-sol

Compte tenu des paramètres précédents (géologiques, hydrogéologiques et géotechniques), **il est conseillé** au maître de l'ouvrage **d'opter pour des blocs du type R+6+1 sous-sol**.

Après décapage des sous-sols, **le LGE recommande - - de fonder les futurs « BLOCS R+6+1 sous-sol » de l'ENSEMBLE IMMOBILIER selon les considérations suivantes :**

- Opter pour un « radier » pour chacun des blocs R+6+1 sous-sol ;
- Considérer une **contrainte admissible du sol** (de fondation) de l'ordre de **1,8 kgf/cm²**.

Le choix du radier permettra de :

- Pallier à l'hétérogénéité structurale des alluvions de la Mitidja ;
- Faciliter la réalisation de l'infrastructure.

Pour ces considérations, toute la sécurité vis à vis des tassements et de la rupture sera assurée aux futurs bâtiments.

Il appartiendra au Bureau d'Etudes de dimensionner le radier en fonction des descentes de charges réelles du futur bâtiment R+6+1 sous-sol.

6.3. RISQUES ET REMEDES CLUSTON

Les principaux risques qui pourraient affecter le futur « ENSEMBLE IMMOBILIER » de SIDI MOUSSA sont :

- La sismicité potentielle de la région de SIDI MOUSSA / BOUGARA ;
- L'inondabilité du site.

6.3.1. La sismicité naturelle :

Il est recommandé au Bureau d'Etudes de se référer au RPA 99 ainsi qu'au document intitulé << Modificatifs et compléments aux règles parasismiques algériennes (RPA 99) >> et publié en 2003.

- Le site appartient à la zone sismique III (sismicité élevée) ;
La région de SIDI MOUSSA est proche de la zone sismogènes de HAMMAM MELOUANE / BOUINAN et ressent les secousses des régions de BLIDA, BOUMERDES, TIPASA, ALGER et ECH CHLEF.
- Les sols de fondation sont classés dans la catégorie S3 (sols meubles).
- Les futurs ouvrages (blocs du type R+6+1 sous-sol) sont classés dans le groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne.

6.3.2. Inondabilité du site :

La zone de SIDI MOUSSA se trouve :

- En plaine de la Mitidja ;
- Proche des piémonts limitant la ville de l'Arbaâ ; piémonts où le débit des cours d'eau peut être torrentiel ;
- A quelques 1,25 km de la rive droite de l'oued Djemaâ, affluent de l'oued El Harrach. La jonction entre ces deux oueds se trouve à quelques 3 km au Nord-Ouest du centre de SIDI MOUSSA.

En cas de pluies exceptionnelles et de débordement de l'oued Djemaâ, le site de la SADEC, Spa et la ville de SIDI MOUSSA seraient inondés.

Au niveau du site, le Bureau d'Etudes devra prévoir :

- Un bon réseau de drainage et d'évacuation des eaux météoriques ;
- La surélévation du plancher du rez-de-chaussée de chaque bâtiment R+6+1 sous-sol

Comp tenu de ce risque d'inondation, il est conseillé d'engager la réalisation en période sèche. De plus, l'entreprise de réalisation devra prévoir les moyens matériels et humains nécessaires et suffisants pour une réalisation rapide des infrastructures afin d'éviter toute déstabilisation des talus.

Remarques :

- Le sol de fondation (alluvions argileuses et grossières quaternaires de la plaine de la Mitidja) ne présente aucune agressivité vis à vis du béton hydraulique ou des armatures métalliques du béton armé.

Concernant l'eau de gâchage du béton, il serait utile de réaliser des analyses physico-chimiques de cette eau (eau du réseau ou eau des forages de la SADEC) afin d'en définir le faciès et le degré d'agressivité (ou l'absence d'agressivité) par rapport au béton et aux armatures métalliques du béton armé.

7. CONCLUSION

Le site devant recevoir le futur « ENSEMBLE IMMOBILIER » de SIDI MOUSSA (Wilaya d'ALGER), est constructible dans de bonnes conditions technico-économiques.

Sur le plan géologique, ce site est constitué par une très grande épaisseur d'alluvions quaternaires de la plaine de la Mitidja. Ces alluvions sont représentées par une multitude de faciès (argiles sableuses et caillouteuses, niveaux grossiers, niveaux sablo-graveleux et caillouteux) et constituées par un empilement de lentilles hétérométriques (tant latéralement qu'en profondeur).

La diversité des faciès de ces dépôts alluvionnaires récents ne permet pas d'y réaliser des essais de laboratoire représentatifs.

Les recommandations de fondation du futur « ENSEMBLE IMMOBILIER » sont détaillées dans le chapitre 6.2 (Fondation des futurs blocs R+6+1 sous-sol) et devront servir au Bureau d'Etudes pour dimensionner le radier en fonction des descentes de charges réelles de chaque bloc. Par le respect de ces recommandations, toute la sécurité vis à vis des tassements et de la rupture sera assurée aux futurs ouvrages de cet « ENSEMBLE IMMOBILIER » de SIDI MOUSSA (wilaya d'ALGER).

Ces sols alluvionnaires ne sont agressifs ni vis à vis du béton hydraulique ni des armatures métalliques du béton armé.

Les principaux risques qui pourraient affecter le futur ouvrage ainsi que leurs remèdes sont détaillés dans le chapitre 6.3 de ce rapport.

Selon le RPA 99 et le document intitulé « Modificatifs et compléments aux règles parasismiques algériennes (RPA 99) » et édité en 2003 :

- Le site appartient à la zone sismique III (sismicité élevée) ;
- Les sols de fondation sont classés dans la catégorie S3 (sols meubles) ;
- Les ouvrages prévus appartiennent au groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne.

Le LGE reste à la disposition du maître de l'ouvrage du futur « ENSEMBLE IMMOBILIER » de SIDI MOUSSA (wilaya d'ALGER) et de son Bureau d'Etudes pour :

- Toute information complémentaire ;
- Assister au creusement des fouilles de fondations.

Par cette démarche, le LGE apportera toute aide (concernant la géotechnique du site) pour la réussite de ce projet.

BORDJ EL KIFFAN, le

31. 01. 2016

Le Directeur Technique
K. BENALLAL



LE DIRECTEUR

كمال الأوراسية
الوراسية

Annexe F

Vérification des semelle isolé et fillante

Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N= L'effort normal agissant sur la semelle obtenue par le logiciel ETABS.

S= Surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

- $A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots(*)$

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la valeur de A

dans (*) et on trouve la valeur de B : $B \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1.613}{0.18}} = 3m$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles isolées, car la distance minimale entre axes des poteaux est de 3.25 m, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

Vérification des semelles filantes

$$\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

B = Largeur de la semelle

L= Longueur de la semelle

Choisissant une semelle filante, de largeur B et longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux N1, N2, N3, N4, N5, N6.

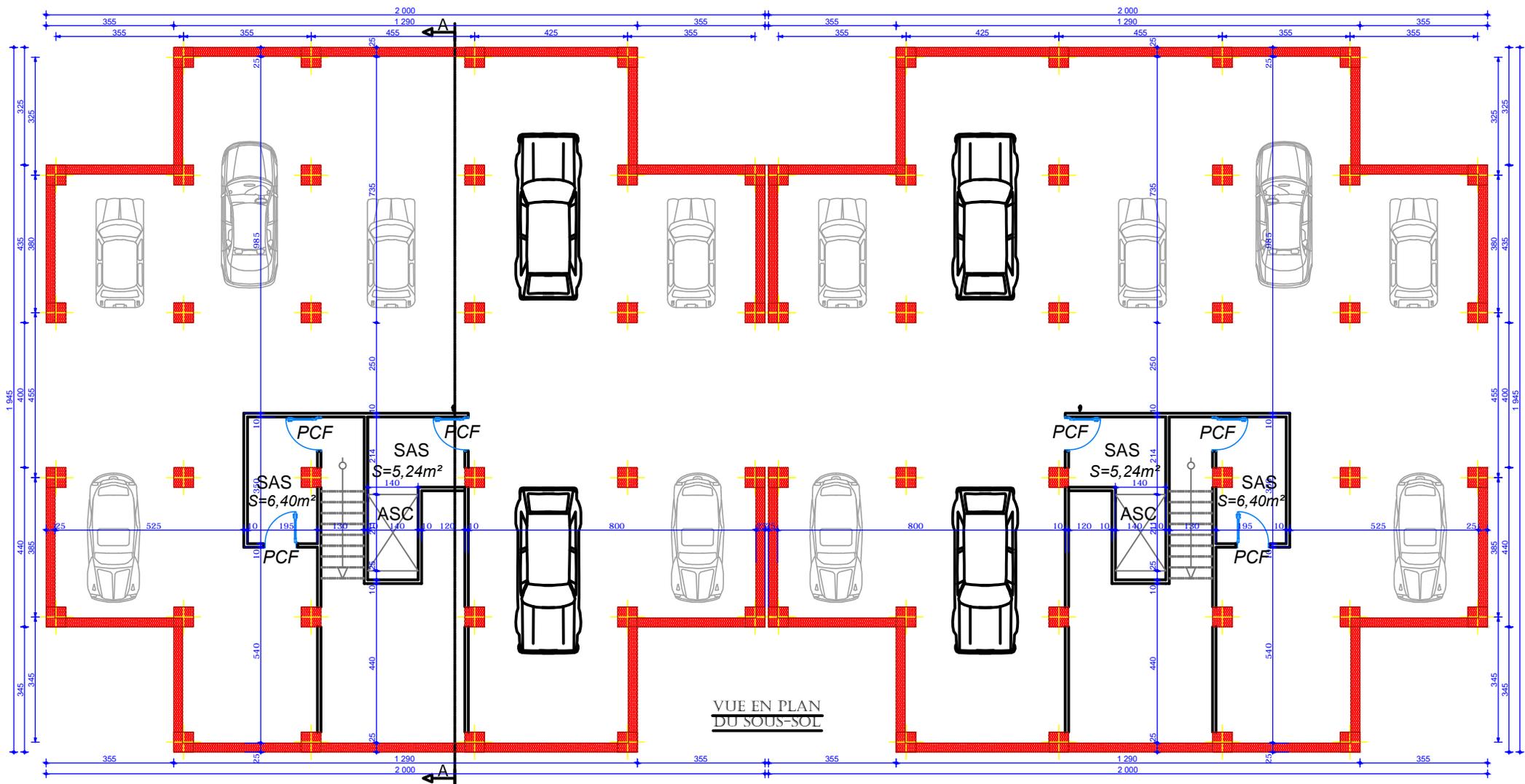
$$N = \sum_1^6 N$$

$$N = 1161.3257 + 1502.0385 + 1613.8445 + 1350.1858 + 439.8728 + 395.2726 = 6552.5399 \text{ KN}$$

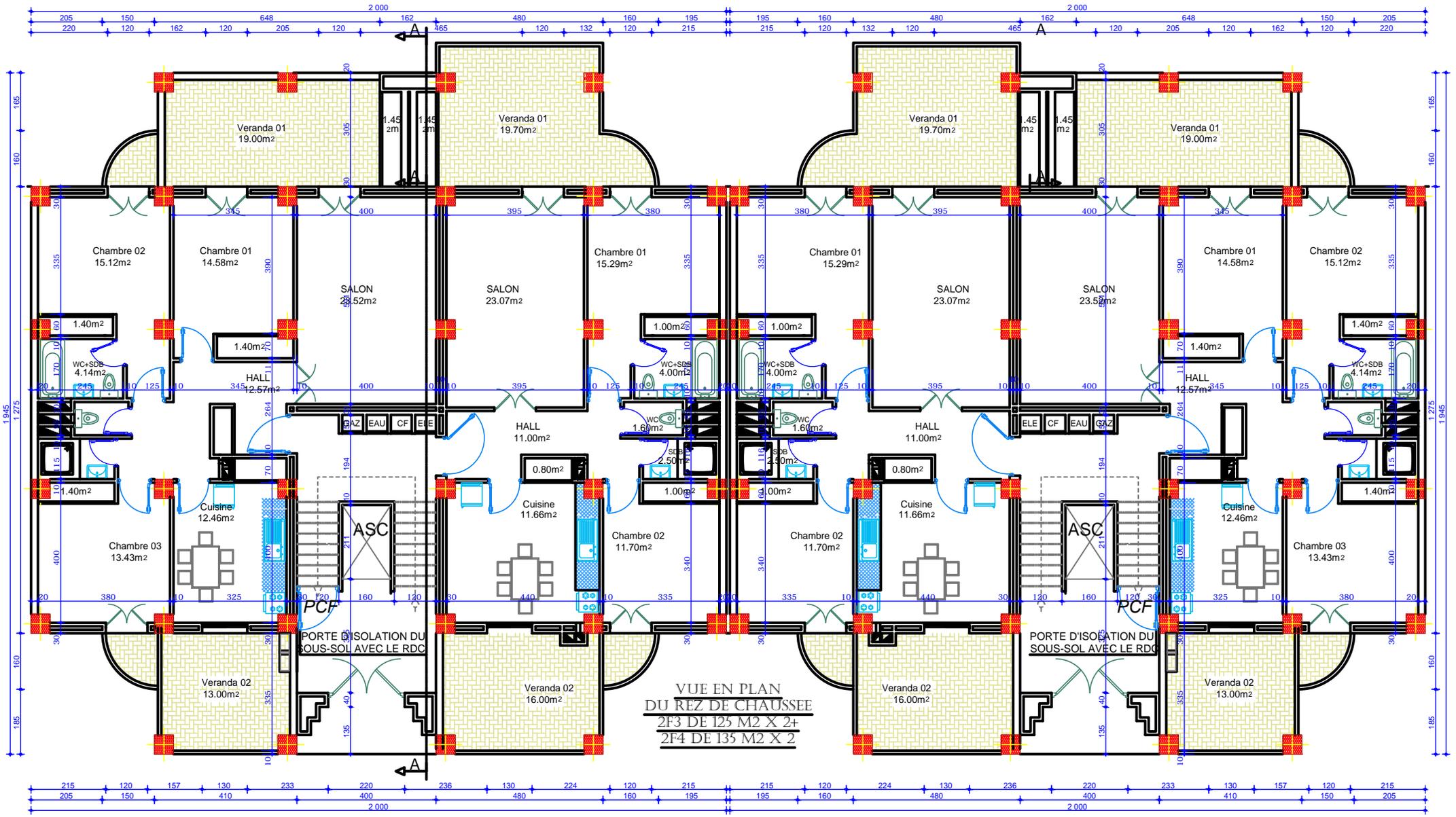
$$B_1 \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{6552.5399}{180 \times 20} = 1.82m$$

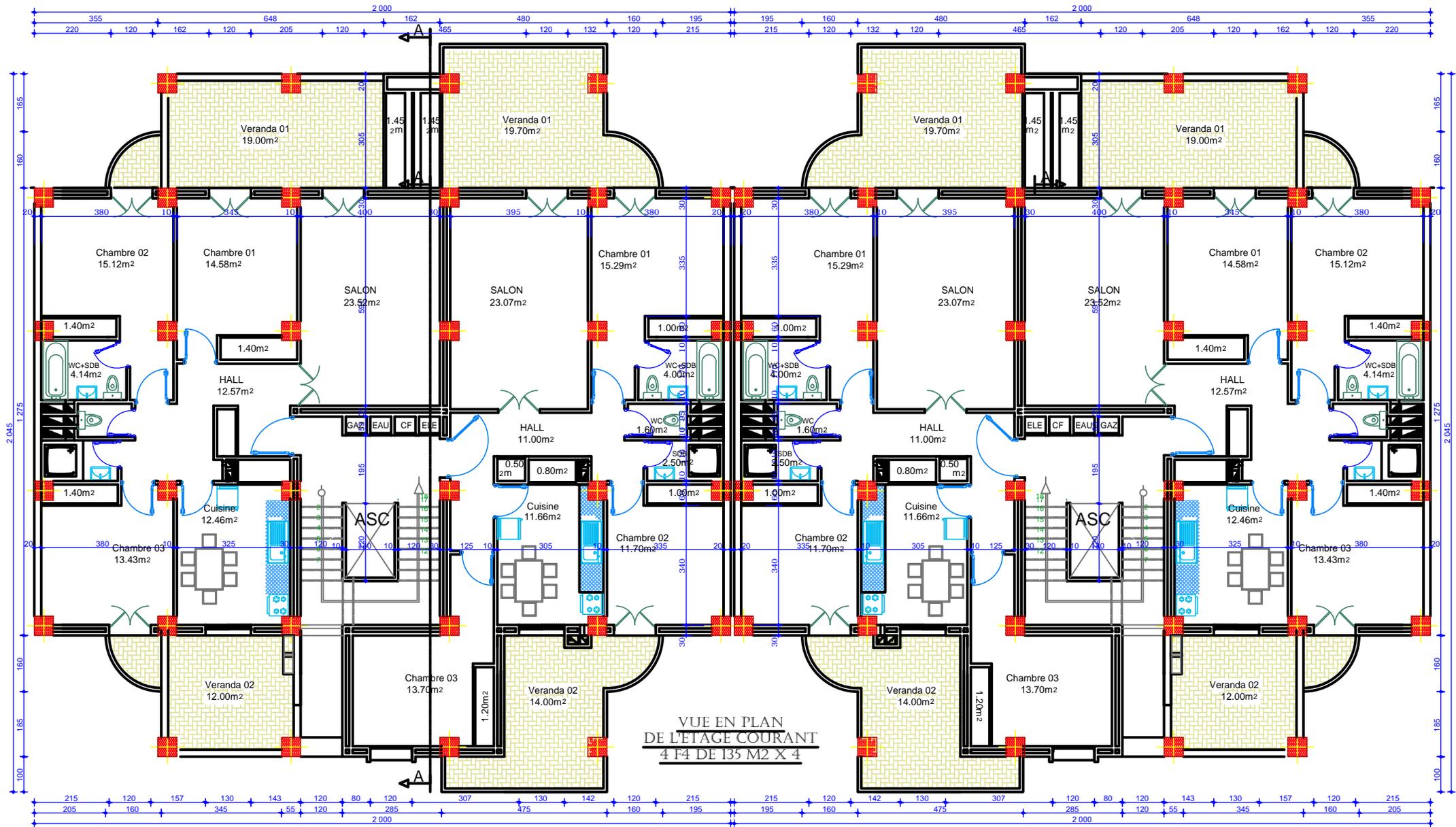
D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles filantes, car la distance minimale entre axes des poteaux est de 3.25 m, donc le choix des semelles filantes dans ce cas est à exclure.

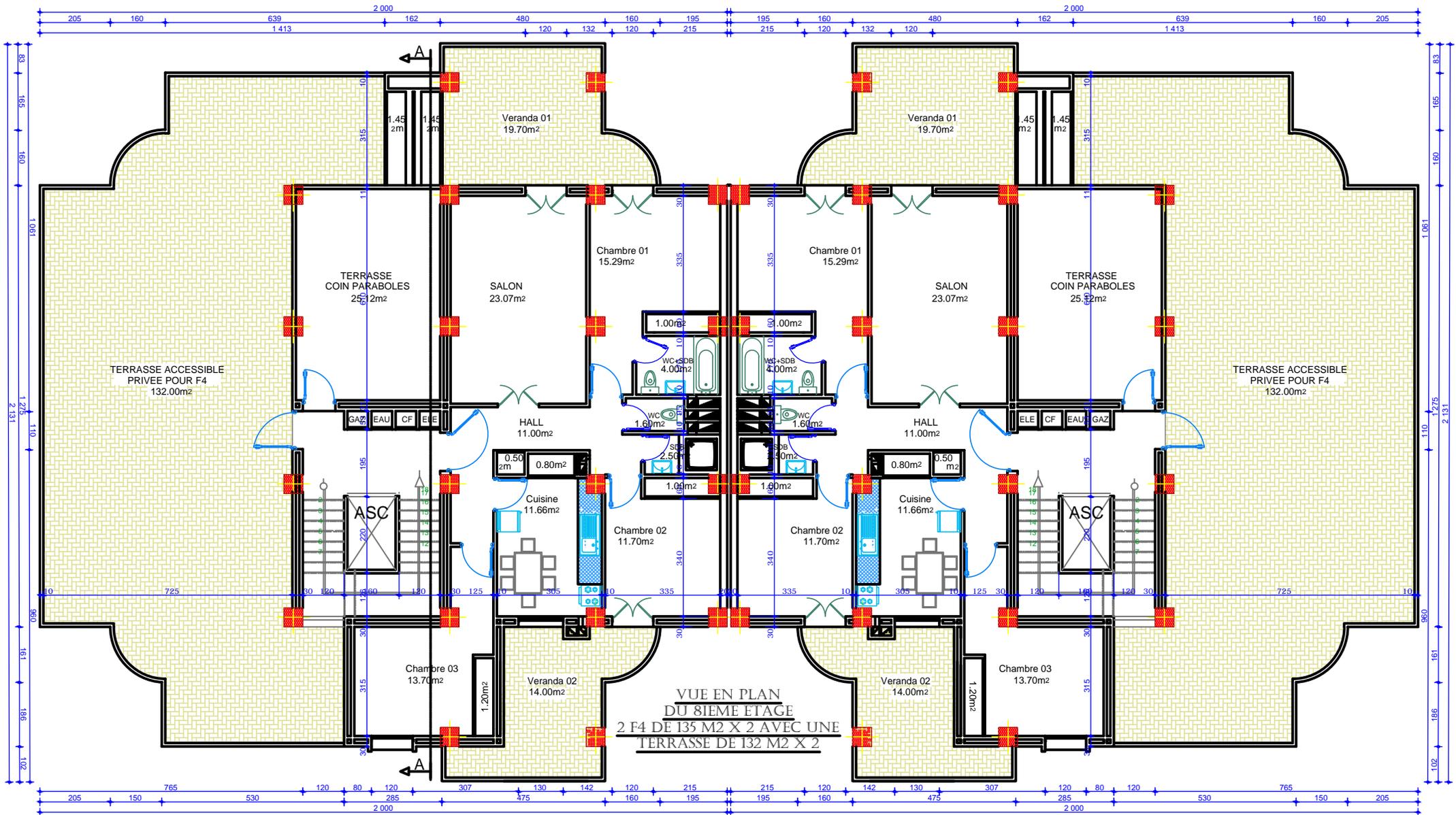
Plan de la structure

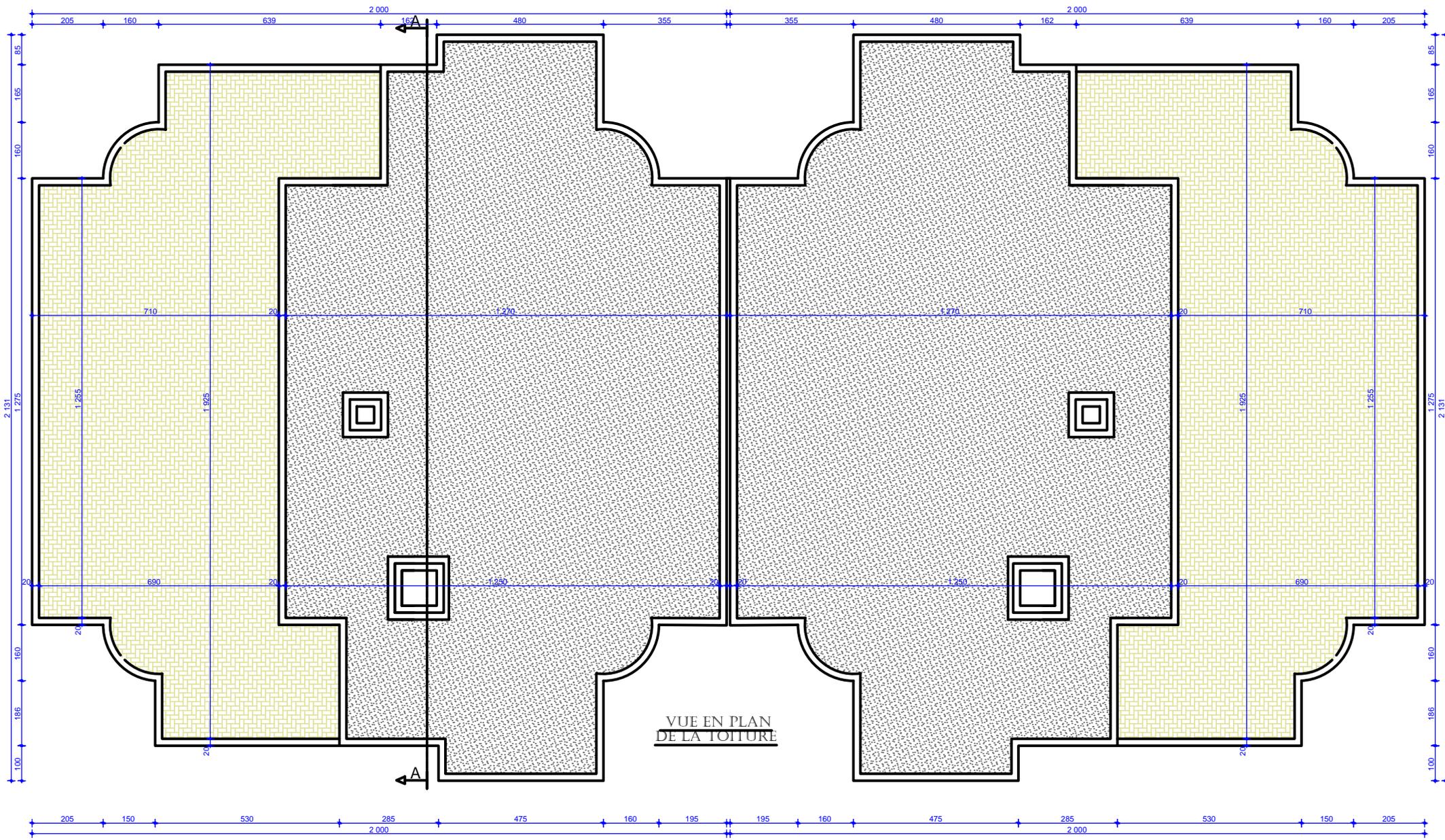


VUE EN PLAN
DU SOUS-SOL



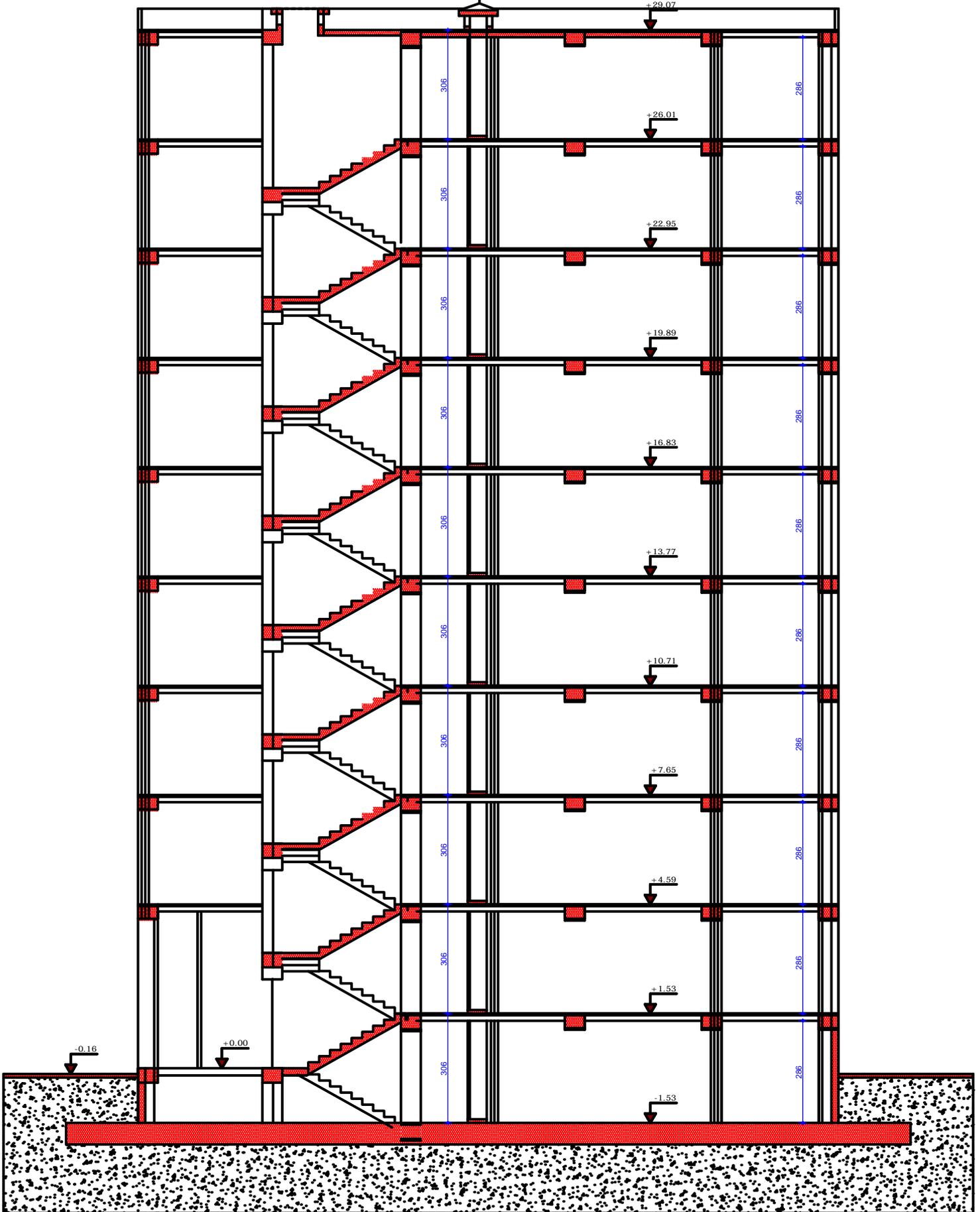






TRAPPE DE
VISITE ET DE
DESENFUMAGE

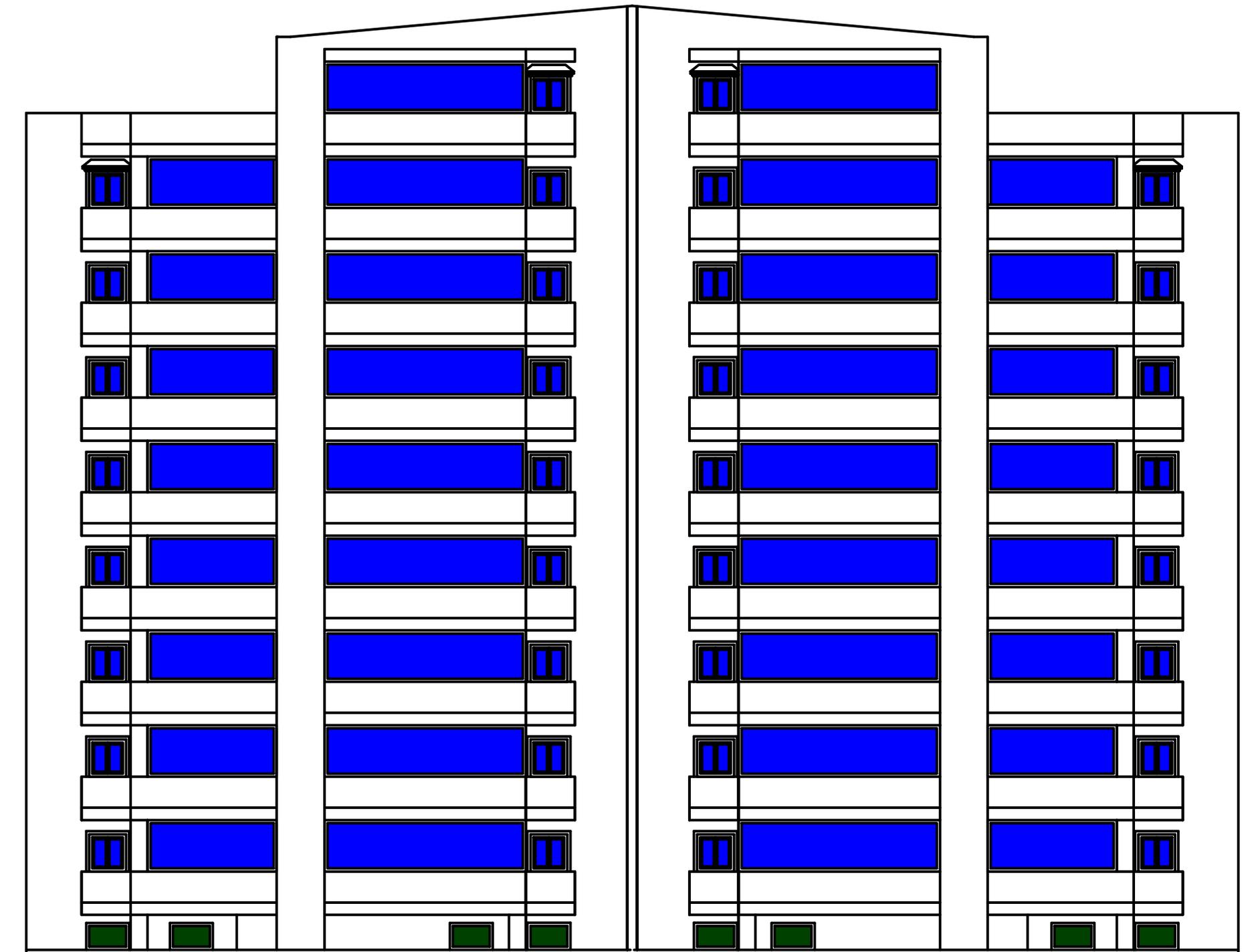
BOUCHE DE VENTILATION COLONNE
MONTANTE GAZ



COUPE : A A



FACADE PRINCIPALE



FACADE POSTERIEURE