

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA de Béjaïa

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+12) a usage
d'habitation contreventé par un
système mixte (voiles-portiques)**

Réalisé par :

- TARAFT Mihad
- BERKOUK Meriem

Encadré par :

M^{me} OUARIN

Membres de jury :

- ✓ *M^r* : BANOUNE.B
- ✓ *M^{me}* : SELLAMIA

Promotion : 2020/2021

REMERCIEMENTS

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Nous remercions aussi nos chères familles pour le sacrifice qui n'ont jamais hésité de nous donner tout ce qu'on a besoin pour arriver jusqu'aux là.

Tout notre chaleureux remerciement pour notre chère encadreuse Mme : OUARRI.N qui n'a pas hésité de nous aider de tout ce qu'elle sait faire dans le cadre de notre projet fin d'étude.

A tous nos enseignants durant tous notre cursus.

Aux membres du jury pour avoir accepté de juger notre modeste travail.

Nous tenons aussi à remercier notre chef département MR KHOUFFACHE et tout le groupe pédagogique de génie civil.

Nous remercions aussi tous nos amis et amies pour leurs aides et compréhensions et leur patience.

Nous remercions tous ceux qui nous ont aidés le long de notre cycle d'étude.

DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail :

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 mon chère frère Mahfoud

A ma grand-mère Saliha

A mes très chères sœurs Hanane, Nawal et Lamis

A toute la famille " TARAFT "

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère sans exception.

A ma promotrice bien sûr : " Mme OUARI·N " qui a fait tout son possible pour nous aider.

A tout la promotion de Génie Civil 2020/2021.



DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail :

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 chères frères Nasser, Hamid et Sofiane

A mes très chères sœurs Salima, Djahida, Samira et Sonia.

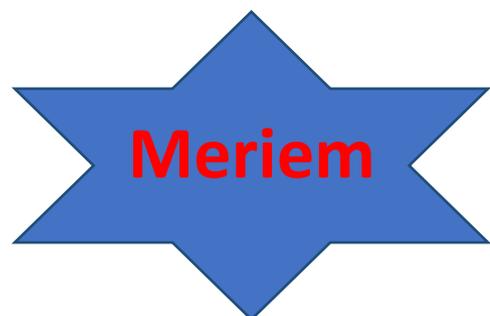
A ma grand-mère Saliha.

A mon mari Mahfoud.

A toute la famille " BERKOUK et TARAFT "

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère sans exception.

A ma promotrice bien sûr : " Mme OUARI-N " qui a fait tout son possible pour nous aider. A tout la promotion de Génie Civil 2020/2021.



Introduction général	1
----------------------------	---

Chapitre I : Généralités.

I.1. Introduction.....	2
I.3. Implantation de l'ouvrage.....	2
I.4. Caractéristiques géométriques.....	2
I.5. Les règlements et les normes utilisés	2
I.6. Rapport géotechniques du sol.....	2
I.7. Définition des éléments de l'ouvrage	3
I.8. Indication générale sur les règles de BAEL.....	3
I.9. Actions et sollicitations	4
I.10. Caractéristiques des matériaux utilisés.....	5

Chapitre II : Pré dimensionnement Des Eléments Secondaires.

II.1. Introduction.....	9
II.2. Pré dimensionnement des planchers.....	9
II.2.1. Planchers à corps creux	9
II.2.1.1. Disposition poutrelles.....	10
II.2.1.2. Pré dimensionnement des poutrelles.....	15
II.2.2. Planchers dalle pleine.....	15
II.3. Pré dimensionnement de la poutre.....	17
II.3.1. Poutres principales.....	17
II.3.2. Poutres secondaires	17
II.4. Pré dimensionnement de voile.....	18
II.5. Pré dimensionnement de L'acrotère	18
II.6. Pré dimensionnement de L'escaliers	19
II.6.1. Définition	19
II.7. Evaluations des charges et surcharges sur les planchers.....	21
II.7.1. Plancher terrasse inaccessible	21
II.7.2. Plancher étage courant à corps creux.....	21
II.7.3. Evaluation de charge des balcons en dalles pleines.....	23
II.7.4 Evaluation des charges des murs double cloison et intérieurs	23
II.7.5. Evaluation de charge de la volée.....	23
II.7.6. Evaluation des charges sur le palier.....	23
II.8. Pré dimensionnement des poteaux	25
II.8.1. Définition.....	28
II.8.1 Etude de poteau D4	28
II.8.2. Etude de poteau D3.....	28
II.8.3. Vérifications.....	30
II.8.3.1. Vérification de la compression simple.....	31
II.8.3.2. Vérification au flambement	32
II.8.3.3 Vérification des conditions de RPA.....	32

Chapitre III : Calcul Des Eléments Secondaires.

III.1. Introduction	33
III.2. Calcul des planchers.....	33
III.2.1. Plancher à corps creux.....	33
III.2.1.1. Les différents types de poutrelles.....	35
III.2.1.2. Calcul des efforts internes.....	35
III.2.1.2. Etude de la dalle de compression	49
III.2.2. Plancher dalle pleine	50
III.2.2.1. Définition	50
III.3. Étude des escaliers.....	54
III.4. Etude des poutres de chaînage.....	58
III.4.1. Pré dimensionnement de la poutre de chaînage	58
III.4.2. Vérification des conditions du RPA.....	58
III.4.3. Calcul des sollicitations.....	58
III.4.5. Corrections des moments.....	59
III.4.6. Ferrailage.....	60
III.4.7. Les vérifications nécessaires.....	60
III.5. Etude de l'acrotère.....	62
III.5.1. Hypothèses de calcul	62
III.5.2. Evaluation des charges et surcharges	62
III.5.3. Calcul des sollicitations.....	64
III.5.4. Ferrailage de l'acrotère	67
III.6. Etude de la poutre brisée.....	67
III.6.1. Définition	67
III.6.2. Pré dimensionnement de la poutre brisé	67
III.6.3. Vérification des conditions du RPA	67
III.6.4. Définition des charges	68
III.6.5. Ferrailage.....	69
III.6.6. Vérification de la contrainte de cisaillement	69

Chapitre IV : Etude Dynamique.

IV.1. Introduction.....	72
IV.2. Modélisation	72
IV.3. Choix de la méthode de calcul.....	72
IV.3.1. Méthode statique équivalente	72
IV.3.2. Méthode dynamique	72
IV.4. Présentation de la méthode modale spectrale.....	73
IV.5. Interprétation des résultats d'analyse dynamique donnée par ETABS V16.2.0	77
IV.5.2. Vérification de la résistance des forces sismiques.....	79

IV.5.3. Vérifications des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003	80
IV.5.4. Vérifications de l'effort normal réduit	81
IV.5.5. Vérifications des déplacements	82
IV.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	82
IV.6. Conclusion	84

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux.

V.1. Introduction	85
V.2. Etude des poteaux	85
V.2.1. Recommandations du RPA99.V2003.....	85
V.2.2. Sollicitation de calcul	87
V.2.3. Calcul du ferrailage.....	87
V.2.3.1. Ferrailage longitudinal.....	87
V.2.4. Vérifications nécessaires	89
V.2.4.1. Vérifications au flambement.....	89
V.2.4.2. Vérification des contraintes	90
V.2.4.3. Vérification des conditions de cisaillements	91
V.3. Etude des poutres	97
V.3.1. Introduction.....	97
V.3.2. Recommandation du RPA99.V2003	97
V.3.3. Sollicitation et ferrailage des poutres	98
V.3.3.1. Sollicitations de calcul	98
V.3.3.2. Les armatures longitudinales	98
V.3.3.3. Les armatures transversales	99
V.3.3.4. Vérification à L'ELU	100
V.3.3.5. Vérifications à L'ELS	100
V.3.4. Schéma de ferrailage des poutres	103
V.4. Les voiles	104
V.4.1. Définition.....	104
V.4.2. Recommandation du RPA99.V2003	104
V.4.3. Le ferrailage	105

Chapitre II : Pré dimensionnement Des Eléments Secondaires.

Figure II.1. La disposition des poutrelles de RDC	10
Figure II.2. La disposition des poutrelles de l'étage 1 à 4.....	11
Figure II.3. La disposition des poutrelles de l'étage 5 à 7	12
Figure II.4. La disposition des poutrelles de l'étage 8 et 10	13
Figure II.5. La disposition des poutrelles de l'étage 11 et 12.....	14
Figure II.6. Schéma de ferrailage d'une poutrelle.....	15
Figure II.7. Schéma de dalle pleine sur 2 appuis.....	16
Figure II.8. Schéma de dalle pleine sur 3 appuis.....	16
Figure II.9. Schéma de dalle pleine sur 4 appuis.....	16
Figure II.10. Schéma de l'acrotère Pour la terrasse inaccessible.....	18
Figure II.11. Escalier balancé.....	19
Figure II.12. Vue en plan d'un escalier droit d'une seule volée	19
Figure II.13. Schéma statique d'un escalier droit à une seule volée.....	19
Figure II.14. Vue en plan d'un escalier droit d'une seule volée	20
Figure II.15. Positionnement des deux poteaux.....	24
Figure II.16. La surface afférente de poteaux D4.....	25
Figure II.17. Surface afférente de Poteau D3.....	28

Chapitre III : Calcul Des Eléments Secondaires.

Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle type 1	36
Figure III.2. Schéma statique des moments en appuis de rive de la poutrelle type 1	37
Figure III.3. Schéma de ferrailage des poutrelles du plancher d'étage courant.....	47
Figure III.4. Schéma de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	48
Figure III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	49
Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle D3 sur quatre appuis.....	53
Figure III.7. Schéma statique après la projection d'escaliers.....	54
Figure III.8. Schéma de ferrailage de l'escalier droite.....	57

Figure III.9. Schéma de ferrailage de l'escalier balancé.....	58
Figure III.10. Schéma statique de la poutre de chaînage.....	59
Figure III.11. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	61
Figure.III.12. Schéma statique de L'acrotère	62
Figure III.13. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	66
Figure III.14. Schéma statique de la poutre brisé	67
Figure III.15. Schéma de ferrailage de la poutre brisé	71

Chapitre IV : Etude Dynamique.

Figure IV.1. Spectre de réponse.....	76
Figure IV.2. Plan de disposition des voiles.....	76
Figure IV.3. Mode 1 (Translation suivant l'axe Y-Y)	78
Figure IV.4. Mode 2 (translation suivant l'axe X-X).....	78
Figure IV.5. Mode 3 (Rotation suivant l'axe Z-Z)	79

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux.

Figure V.1. La zone nodale.....	86
Figure V.2. Section d'un poteau.....	90
Figure V.3. Schéma de ferrailage RDC et 1 ^{ere} étage.....	92
Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux de 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	93
Figure V.5. Schéma de ferrailage de 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage.....	93
Figure V.6. Schéma de ferrailage de 6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage.....	94
Figure V.7. Schéma de ferrailage de 9 ^{eme} étage.....	94
Figure V.8. Schéma de ferrailage de 10 ^{eme} étage.....	95
Figure V.9. Schéma de ferrailage de 11 ^{eme} étage.....	96
Figure V.10. Schéma de ferrailage de 12 ^{eme} étage.....	96
Figure V.11. Schéma de ferrailage des poutres principales.....	103
Figure V.12. Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	103
Figure V.13. Ferrailage de voile.....	111

Chapitre VI : Etude De L'infrastructure.

Figure VI.1. Vue en plan de la semelle isolée.....	113
Figure VI.2. Semelle filante.....	114
Figure VI.3. Dimensions du radier.....	115

Figure VI.4. Dalle du radier sur quatre appuis.....	118
Figure VI.5. Schéma de ferrailage de la dalle radier.....	120
Figure VI.6. Schéma des lignes de rupture du radier cotation illisibles.....	121
Figure VI.7. Schéma des nervures dans le sens X-X.....	122
Figure VI.8. Schéma des nervures dans le sens Y-Y.....	122
Figure VI.9. Section à ferrailer.....	123
Figure VI.10. Schéma de ferrailage de la nervure selon X-X.....	125
Figure VI.11. Schéma de ferrailage de la nervure selon Y-Y.....	126

CHAPITRE I : Généralités.

Tableau I.1. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage	2
Tableau I.2. Caractéristiques mécaniques des aciers.....	8

CHAPITRE II : Pré dimensionnement Des Eléments Secondaires.

Tableau II.1. Résumé de dimensionnement de voile.....	18
Tableau II.2. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible.....	21
Tableau II.3. Evaluation des charges de plancher étage courant.....	21
Tableau II.4. Évaluation des charges des balcons en dalle pleine.	21
Tableau II.5. Évaluation des charges des murs extérieurs (double cloison).....	22
Tableau II.6. Évaluation des charges des murs intérieurs.....	22
Tableau II.7. Évaluation des charges des volées d'escaliers.....	22
Tableau II.8. Évaluation des charges de palier d'escaliers.....	23
Tableau II.9. Evaluation des Charges l'acrotère..	23
Tableau II.10. Les dimensions préliminaires des poteaux.....	25
Tableau II.11. La descente de charge de poteau D4.....	26
Tableau II.12. La descente de charge de poteau D3.....	28
Tableau II.13. Vérification de la section B.....	30
Tableau II.14. Vérification au flambement.....	31
Tableau II.15. Vérification des conditions de RPA.....	32
Tableau II.16. Récapitulatif des dimensions des différents éléments :.....	32

CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires.

Tableau III.1. Schéma statique des différents types de poutrelles.....	35
Tableau III.2. Vérification de la flèche de la poutrelle 1 pour $A_t = 4.21\text{cm}^2$	45
Tableau III.3. Calcul des sollicitations maximales dans les poutrelles de différents étage....	45
Tableau III.4. Les différents ferraillements optés pour les différents niveaux.....	45
Tableau III.5. Vérification nécessaire à L'ELU de la poutrelle type 1.....	46
Tableau III.6. Vérification des conditions à L'ELS de la poutrelle types 1.....	46

Tableau III.7. Estimation des moments dans le panneau D3	50
Tableau III.8. Ferrailage de plancher à dalle pleine de panneaux D3.....	51
Tableau III.9. Vérification de l'effort tranchant de la dalle D3.....	51
Tableau III.10. Résultats des vérifications à l'Els de panneau D3.....	51
Tableau III.11. Calcul de la flèche de la dalle plein.....	51
Tableau III.12. Calculs des sollicitations dans l'escalier type 1.....	54
Tableau III.13. Le ferrailage de l'escalier type 1.....	55
Tableau III.14. Le ferrailage de l'escalier.....	55
Tableau III. 15. Vérifications des contraintes pour les deux escaliers	55
Tableau III.16. Vérifications des contraintes dans béton pour les deux types.....	56
Tableau III.17. Calcul de la flèche de l'escalier pour les deux types.....	56
Tableau III.18. Ferrailage de la poutre de chaînage.....	60
Tableau III.19. Vérifications des contraintes de la poutre de chaînage	60
Tableau III.20. Combinaisons d'action de l'acrotère	63
Tableau III.21. Sollicitations de la poutre brisée	67
Tableau III.22. Ferrailage de la poutre brisé à la flexion simple.....	68
Tableau III.23. Ferrailage de brisé à la torsion.la poutre.....	68
Tableau III.24. Calcul des sollicitations dans la poutre brisée	69
Tableau III.25. Ferrailage de la poutre brisé à la flexion simple.....	69
Tableau III.26. Ferrailage de la poutre brisé à la torsion.....	70
Tableau III.27. Vérification de la poutre brisée à l'ELS.....	71

CHAPITRE IV : Etude Dynamique.

Tableau IV.1. Valeurs de pénalités P_q	74
Tableau IV.2. Périodes et taux de participation.....	77
Tableau IV.3. Vérifications de l'effort tranchant à la base.....	79
Tableau IV.4. Vérifications de la résultante des forces sismiques après majoration de l'action sismique.....	80
Tableau IV.5. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	80

Tableau IV.6. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....	81
Tableau IV.7. Vérifications de l'effort normal réduit.....	81
Tableau IV.8. Vérifications des déplacements.....	82
Tableau IV.9. Vérifications à l'effet [P- Δ].....	83
Tableau IV.10. Dimensions finales des éléments structuraux.....	83
Tableau IV.11. Dimensions finales des voiles.	84

CHAPITRE V : Etude Des Eléments Structuraux.

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	86
Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux.....	87
Tableau V.3. Ferrailage longitudinale des poteaux.....	89
Tableau V.4. Ferrailage transversales des poteaux.....	89
Tableau V.5. Vérification du flambement des différents poteaux.....	90
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans les poteaux	91.
Tableau V.7. Vérification des conditions de cisaillements dans les poteaux	91
Tableau V.8. Les dimensions de la zone nodale des poteaux RPA 99 / V 2003.....	92
Tableau V.9. Les sollicitations les plus défavorable dans les poutres	98
Tableau V.10. Les armatures longitudinales dans les poutres.....	98
Tableau V.11. Vérifications des contraintes tangentielles dans les poutres.....	100
Tableau V.12. Vérifications des armatures longitudinales des poutres au cisaillement.....	100
Tableau V.13. Vérifications de l'état limite de compressions des poutres	101
Tableau V.14. Moment résistant dans les poteaux.....	102
Tableau V.15. Moment résistant dans les poteaux.....	102
Tableau V.16. Vérifications des zones nodales dans les différents étages	102
Tableau V.17. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x3} // à X-X'	106
Tableau V.18. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux.....	108
Tableau V.19. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux.....	109
Tableau V.20. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux.....	110

Tableau V.21. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y4} dans tous les niveaux..... 110

CHAPITRE VI : Etude De L'infrastructure.

Tableau VI.1. La somme des efforts normaux sur le fil 4 des semelles filantes..... 115

Tableau VI.2. Vérification de la contrainte dans le sol..... 117

Tableau VI.3. Résultats du ferrailage du radier.....119

Tableau VI.4. Vérification des contraintes de la dalle du radier..... 119

Tableau VI.5. Section d'armatures du radier à l'ELS..... 120

Tableau VI.6. Sollicitations dans les nervures à l'ELU selon les deux sens (X-X) et (Y-Y).....123

Tableau VI.7. Les sollicitations les plus défavorables à l'ELU ET à l'ELS..... 123

Tableau VI.8. Résumé des résultantes de ferrailage des nervures..... 124

Tableau VI.9. Vérification des contraintes dans les nervures..... 124

Symboles
et
Notations

Symboles et notations

1. Notation

1.1 Majuscules Romaines

A (ou A_s ou A_l) : Aire d'une section d'acier (longitudinal)

A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales

B : Aire d'une section de béton

E_s : Module de Young de l'acier

E_{ij} : Module de Young instantané à l'âge de j jours

E_{vj} : Module de Young différé à l'âge de j jours

F : Force ou action en général

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au béton (ELS)

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service

M_u : Moment fléchissant de calcul ultime

N_{ser} : Effort normal de calcul de service

N_u : Effort normal de calcul ultime

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

V_u : Effort tranchant de calcul ultime

W : Résultante des actions du vent

1.2 Minuscules Romaines

a : Largeur d'un poteau

a' (ou b') : Dimension d'une fondation

b : Largeur d'une poutre, ou d'un poteau

b_0 : Largeur de l'âme d'une poutre

d (et d') : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton

e : Excentricité de l'effort normal, épaisseur d'une dalle

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de j jour

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jour

g : Charge permanente unitaire

h : Hauteur d'une poutre, d'une fondation

h_0 : Hauteur du talon d'une poutre
h_t : Hauteur totale du plancher
i : Rayon de giration d'une section
j : Nombre de jours de maturité du béton
l : Porté d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
l_s : Longueur de scellement droite
l_f : Longueur de flambement
η : Coefficient d'équivalence acier-béton
q : Charge permanente unitaire
s_t : Espacement des armatures transversales
u : Périmètre
x : Abscisse
y : Ordonnée
y_s : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS
y_u : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU
z (ou z_b) : Bras de levier du couple de flexion
1.3 Minuscules grecs
α : Angle d'une armature avec la fibre moyenne (alpha)
α_u : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée a l'ELU
γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma)
γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton
$\xi_{bc\ max}$: Déformation maximale du béton comprimé (epsilon)
ξ_{sc} : Déformation des armatures comprimées
ξ_{st} : Déformation des armatures tendues
η : Coefficient de fissuration relatif à une armature (êta)
λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda)
μ_{ser} : Moment ultime réduit à l'ELS (mu)
μ_u : Moment ultime réduit à l'ELU
ν : Coefficient de poisson (nu)
ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho)
σ : Contrainte normale (sigma)
$\sigma_{bc\ max}$: Contrainte maximale du béton comprimé
σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus

σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés

τ : Contrainte tangente (tau)

τ_u : Contrainte tangente conventionnelle

τ_s : Contrainte d'adhérence

φ : Coefficient de fluage (phi)

ϕ_l : Diamètre d'une armature longitudinale

ϕ_t : Diamètre d'une armature transversale

Ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (psi)

2. Unités

Les unités utilisées en béton armé sont celles du système international (SI) et leurs multiples

m, (cm, mm) : Longueur, dimension, portée

cm² : Section d'acier

m² : Section

KN(N, MN) : Charge ponctuelle

KNm⁻¹(Nm⁻¹, MNm⁻¹) : Charge linéique

KNm⁻²(Nm⁻², MNm⁻²) : Charge surfacique

KNm⁻³(Nm⁻³, MNm⁻³) : Charge volumique

KNm : Moment

MPa(Pa, kPa) : Contrainte

Une conversion bien utile : **1 MPa = 1 MNm⁻² = 1 Nmm⁻² = 10⁶Pa**

On rencontre encore parfois le bar comme unité de contrainte

1 bar = 1 kgcm⁻² et 10 bar ≈ 1 MPa

Introduction

Introduction général

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

L'objectif principal de toute étude technique d'un ouvrage est de vérifier la résistance des différents éléments structuraux et non structuraux dans le but de prévoir son comportement durant son exploitation. La définition et le dimensionnement des différents éléments de la structure et leurs interactions est très importante pour assurer une bonne transmission des différentes sollicitations entre les différents éléments de c'celle-ci et aussi la transmission des sollicitations qu'elle aura à supporter durant son exploitation au sol d'implantation. C'est un souci de sécurité qui ne peut être atteint qu'en étudiant l'ouvrage suivant les règles de l'art

Dans le cadre de notre projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+12 à usage d'habitation dans une zone de moyenne sismicité. Après avoir présenté le projet et les caractéristiques mécaniques des matériaux en chapitre 1, on a dimensionné les éléments de bâtiment en chapitre 2, en chapitre 3, on a calculé tous les éléments secondaires tel que les planchers, les escaliers, l'acrotère, etc. l'étude dynamique dans le 4ème chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisi des voiles.

Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA99, sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABS 16. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre 5 et en fin le calcul de l'infrastructure sera l'objet du chapitre 6. Tous les calculs ont été menés en utilisant différents codes de calcul et de conception, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et d'autres DTR.

Chapitre I

Généralités

I.1. Introduction :

Notre structure consiste à étudier un bâtiment en béton armé. Et pour cela, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels descriptions du projet à étudier sur lesquelles l'ingénieur prend appuis pour obtenir une structure a la fois sécurisée et économique.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude d'un bâtiment (R+12) en béton armé à usage d'habitation. Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le Règlement Parasismique Algérien RPA99/version 2003 « article 3.2 » dans le groupe d'usage 2.

I.3. Implantation de l'ouvrage :

Le projet sera érigé au niveau de 'IGHIL OUAZOUG' wilaya de Bejaïa, qui est classé selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003 Art.3.2) en zone II_a (zone de la moyenne sismicité).

I.4. Caractéristiques géométriques :

Tableau I.1. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage.

La hauteur totale de l'ouvrage	38.61 m
La hauteur d'étage	2.97 m
La longueur du l'ouvrage (Lx)	21.20 m
La largeur du l'ouvrage (Ly)	19.50 m

I.5. Les règlements et les normes utilisés :

- BAEL 91/Version 99 (Béton Armé aux états limites).
- CBA 93 (Code de Béton Armé).
- RPA 99 version 2003 (Règlements Parasismiques Algérien).
- DTR BC 2.33.2 (Document Techniques Règlementaires des charges et surcharges).
- DTR BC.2.2 (Règles de calcul et fondations superficielles).

I.6. Rapport géotechniques du sol :

D'après les résultats obtenus par le laboratoire national de l'habitat et de la construction. On a les conclusions suivantes :

- Une contrainte admissible de 2,3 bars avec une profondeur au moins de 3m.
- Le sol est classé en catégorie S2 (site ferme) : selon le RPA99/V2003.
- $\varphi=15^\circ$; $C_u = 0.45$ bars.

I.7. Définition des éléments de l'ouvrage :

I.7.1. Ossature :

D'après le RPA 99 version 2003, toutes les structures qui dépassent 14m en zone II_a, le contreventement doit être assuré par un système comportant des voiles disposés dans les deux directions orthogonales de la structure.

I.7.2. Les planchers :

Tous les planchers des étages seront réalisés en corps creux et les balcons, la dalle de l'ascenseur, les paliers d'escaliers et les loggias seront réalisés en dalle pleine.

I.7.3. Les maçonneries :

Les murs extérieurs sont par double parois a brique creuse avec une épaisseur de (10+15) cm séparés par un vide de 5cm.

Les murs intérieurs sont constitués en simple parois de 10 cm d'épaisseur.

I.7.4. La terrasse :

Dans notre projet, nous avons un seul type de terrasse :

- Terrasse inaccessible.

I.7.5. L'ascenseur :

C'est un élément mécanique, il sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages des bâtiments sans utiliser l'escalier.

I.7.6. Les escaliers :

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

I.7.7. Les balcons :

Les balcons seront réalisés en dalles pleines.

I.8. Indication générale sur les règles de BAEL :

I.8.1. Définition de l'état limite :

C'est un état dans lequel une condition de sécurité d'une construction ou de l'un de ses éléments est strictement satisfaite.

Au-delà de cet état, une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Ainsi, un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation à la fois :

- ✓ Une sécurité appropriée vis-à-vis de sa ruine.
- ✓ Un bon comportement vis-à-vis de l'usage auquel il est destiné.

Pour satisfaire ces deux types d'exigences, les règles BAEL fixent un certain nombre de conditions. Lorsqu'une de ces conditions est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action, l'état limite réputé est atteint, On distingue deux types d'exigences citées ci-dessous :

❖ **Etat limite ultime (ELU) ou de résistance :**

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

Il y'a 3 états limites :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

❖ **Etat limite de service(ELS) :**

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 3 états limites :

- Etat limite de service de déformation.
- Etat limite de service d'ouvertures des fissures.
- Etats limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

I.9. Actions et sollicitations :

I.9.1.1. Actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussé des terres et les liquides ou les déformations imposées à la structure.

I.9.1.2. Actions variables (Q) :

Ce sont celles dans l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et effets dus à la température.

I.9.1.3. Actions accidentelles E :

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

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Avalanche.

I.9.2. Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'action ont considéré sont :

➤ Situation durable :

- ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS : $G + Q$

➤ Situation accidentelles :(uniquement pour les poteaux).

- $G + Q \pm E$
- $G + Q \pm 1.2 E$
- $0.8 G \pm E$

I.10. Caractéristiques des matériaux utilisés :

I.10.1. Béton :

I.10.1.2. Caractéristiques du béton :

❖ Résistance mécanique à la compression f_{cj} :

Pour l'établissement des projets et dans le cas courant, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours

f_{c28} : La valeur caractéristique requise. Elle est choisie en fonction des conditions de fabrication du béton, de la classe du ciment et du dosage en ciment du m^3 .

- Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40MPa$
- Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40MPa$

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 MPa$.

❖ Résistance à la traction :

Le béton est défini aussi par sa résistance à la traction calculée conventionnellement par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{MPa} \dots \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

$$\text{Pour notre projet } f_{c28} = 25 \text{MPa} \rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$$

❖ Contrainte limite à l'ELU :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad \text{avec } \theta : \text{coefficient d'application.}$$

- $\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24 heures.
- $\theta = 0,9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison considérée est inférieure à 1 heure.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

Dans notre cas : la durée d'application est supérieure à 24 heures d'où :

❖ Contrainte limite à l'ELS :

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots \text{BAEL91/99 [Art A.4.5.2 (2)]}$$

❖ Module de déformation longitudinale du béton :

• A court terme :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet que le module de déformation longitudinal instantané du béton est égal :

$$E_{ij} = 11000(f_{c28})^{1/3} \dots \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1).}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{MPa}$$

• A long terme :

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

Cette règle revient à considérer un module de déformation différé (E_{vj}) qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage).

Il est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} \dots \dots \dots \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2).}$$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vj} = 10721.4 \text{ Mpa}$

❖ **Module de déformation transversale du béton :**

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)} \text{ Avec } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow G = 0.5 \times E_{ij} \\ \nu = 0.2 \rightarrow G = 0.42 \times E_{ij} \end{cases}$$

❖ **Contrainte ultime de cisaillement du béton :**

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

➤ **Cas de fissuration peu nuisible :**

$$\tau_u = \min \left[\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right) \right] \dots \dots \dots \text{CBA93 (art A.5.1.2.1)}$$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow \tau_u = 3.34 \text{ Mpa}$

➤ **Cas de fissuration nuisible ou très nuisible :**

$$\tau_u = \min \left[\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right) \right] \dots \dots \dots \text{CBA93 (art A.5.1.2.1)}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow \tau_{bu} = 2.5 \text{ Mpa}.$

❖ **Etat limite de service :(ELS)**

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{e28} \dots \dots \dots \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}.$

I.10.2. L'acier :

I.10.2.1. Contraintes de calcul aux états limites :

a. Etat limite ultime (ELU):

$$\begin{cases} \sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases} \rightarrow \text{ Avec } \varepsilon_s = f_e / \gamma_s \times E_s$$

$$Telque : \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour situation accidentelle} \\ \varepsilon_s : \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2.10^5 \text{ MPaModule d'élasticité longitudinal de l'acier.} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

b. Etat limite de service (ELS):

Selon le BAEL91 La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de (σ_s) est donnée en fonction de type de la fissuration.

- Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.
- Fissuration nuisible :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min \left[(2/3) \times f_e; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right] \quad \text{CBA93 (A.4.5.3.3).}$$

- Fissuration très nuisible (ouvrage en mer) :

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\sigma_s \leq \min \left[0.5 \times f_e; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right] \quad \text{CBA93 (A4.5.3.4).}$$

Avec η coefficient de fissuration :

$$\left. \begin{array}{l} \eta = 1 \dots\dots \text{ Pour les ronds lisses.} \\ \eta = 1.6 \dots \text{ Pour les HA.} \end{array} \right\}$$

I.10.2.2. Caractéristiques mécaniques des aciers :

Les caractéristiques des aciers commercialisés sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I.2. Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de rupture (MPa)	déformation à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Selon (l'Art 7.2.2 du RPA99), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5 %.

Chapitre II
Prédimensionnement
des éléments

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement est très important parce qu'il présente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

La transmission des charges se fait comme suit :

- Les charges et surcharges.
- Les planchers.
- Les poutrelles.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les fondations.
- Le sol.

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont constitués d'une dalle horizontale associée à un système de poutres formant nervures (poutres principales, poutres secondaires et poutrelles).

On distingue deux types de planchers :

- Planchers à corps creux.
- Planchers dalle pleine.

II.2.1. Planchers à corps creux :

Sont composés de corps creux avec poutrelles préfabriquées en béton armé et d'une dalle de compression.

L'épaisseur des planchers est déterminée à partir de la formule suivante suivant : $h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{Hauteur total du plancher.} \\ L_{max} : \text{La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.} \end{array} \right.$$

Les éléments de planchers reposent sur des appuis en béton (poutres-poteaux ou voiles) ; la portée à prendre en compte dans les calculs est mesurée entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 520 - 30 = 490 \text{ cm} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h_t \geq \frac{490}{22,5} \\ h_t \geq 21,7 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\text{Alors, on opte pour un plancher } [20 + 4], \left\{ \begin{array}{l} h_{\text{corps creux}} = 20 \text{ cm.} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 4 \text{ cm.} \\ h_{\text{total}} = 24 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

II.2.1.1. Disposition des poutrelles :

Notre disposition est portée sur les deux critères suivants :

[Le critère de la petite portée et Le critère de la continuité].

- **La disposition des poutrelles :**

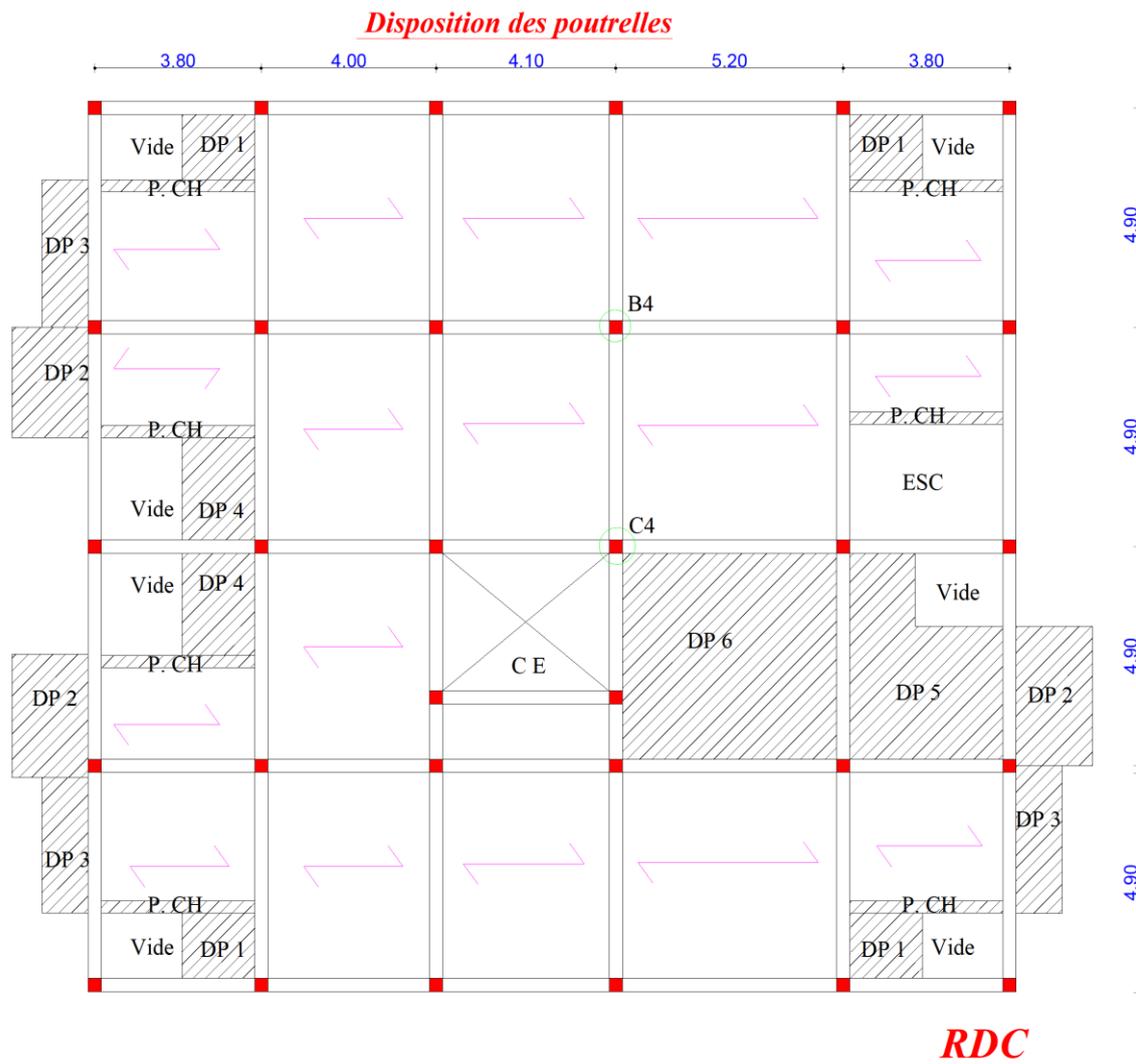


Figure II.1. La disposition des poutrelles de RDC.

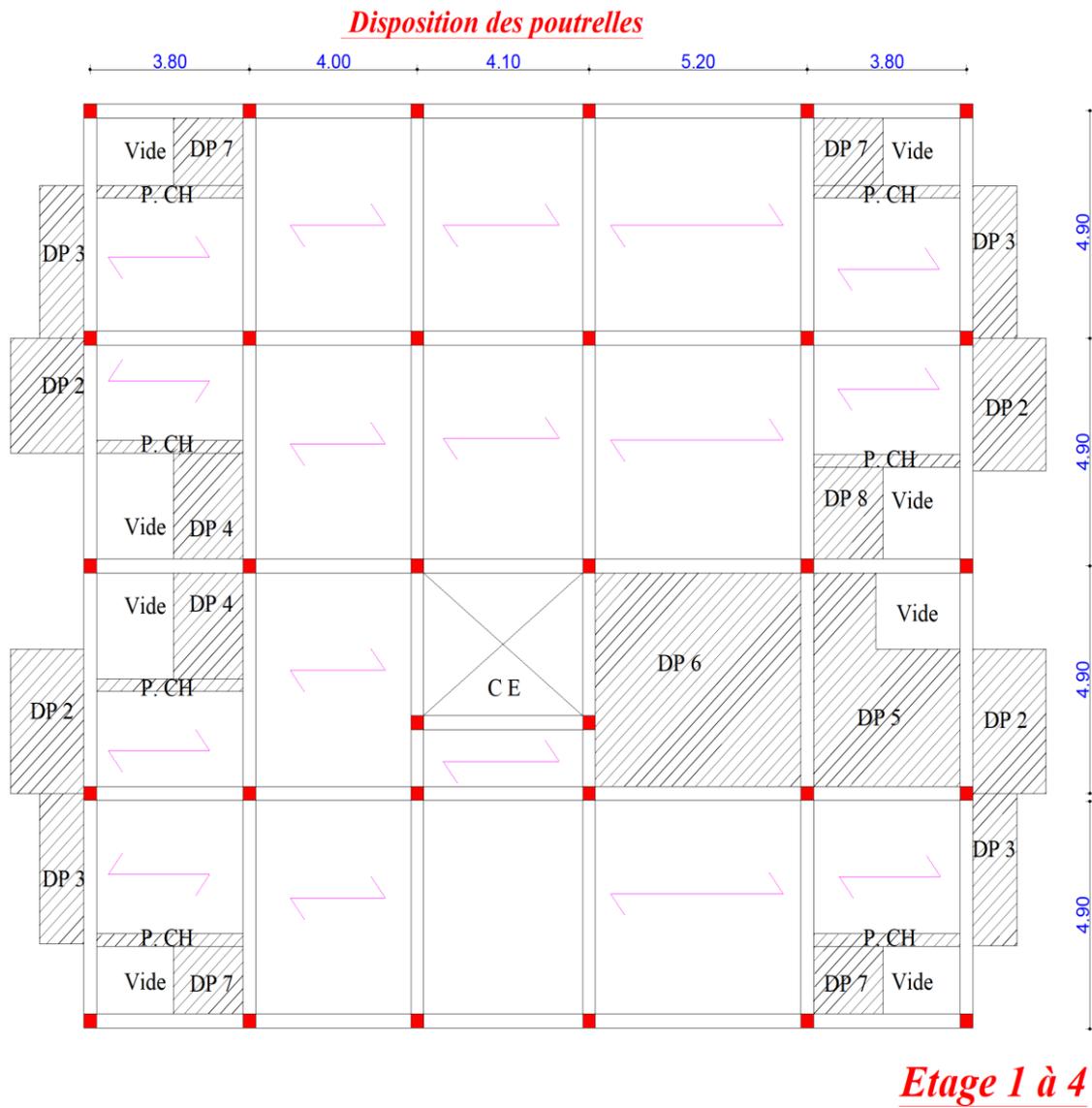
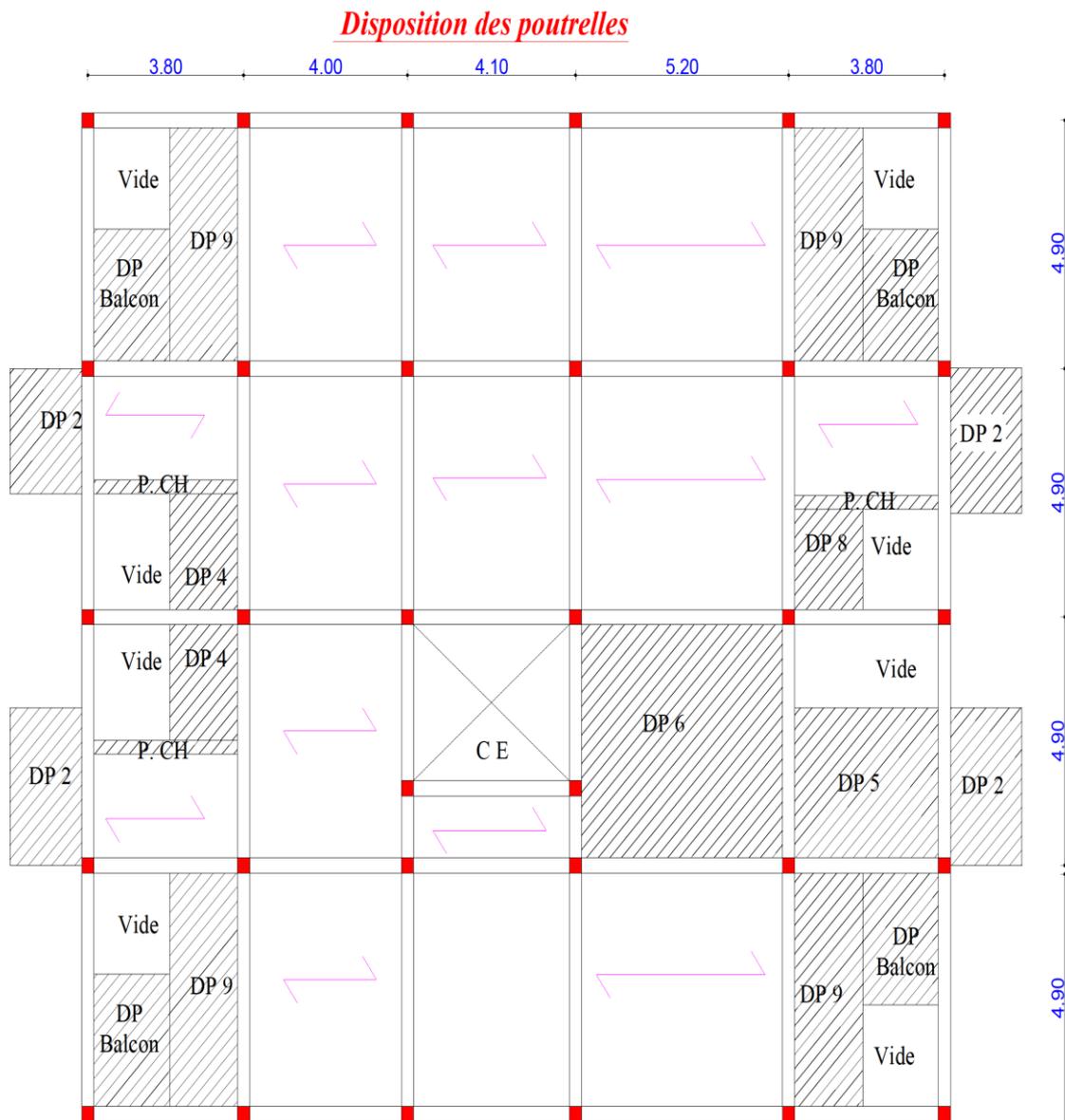


Figure II.2. La disposition des poutrelles de l'étage 1 à 4.



Etage 5 .6.7

Figure II.3. La disposition des poutrelles de l'étage 5 à 7.

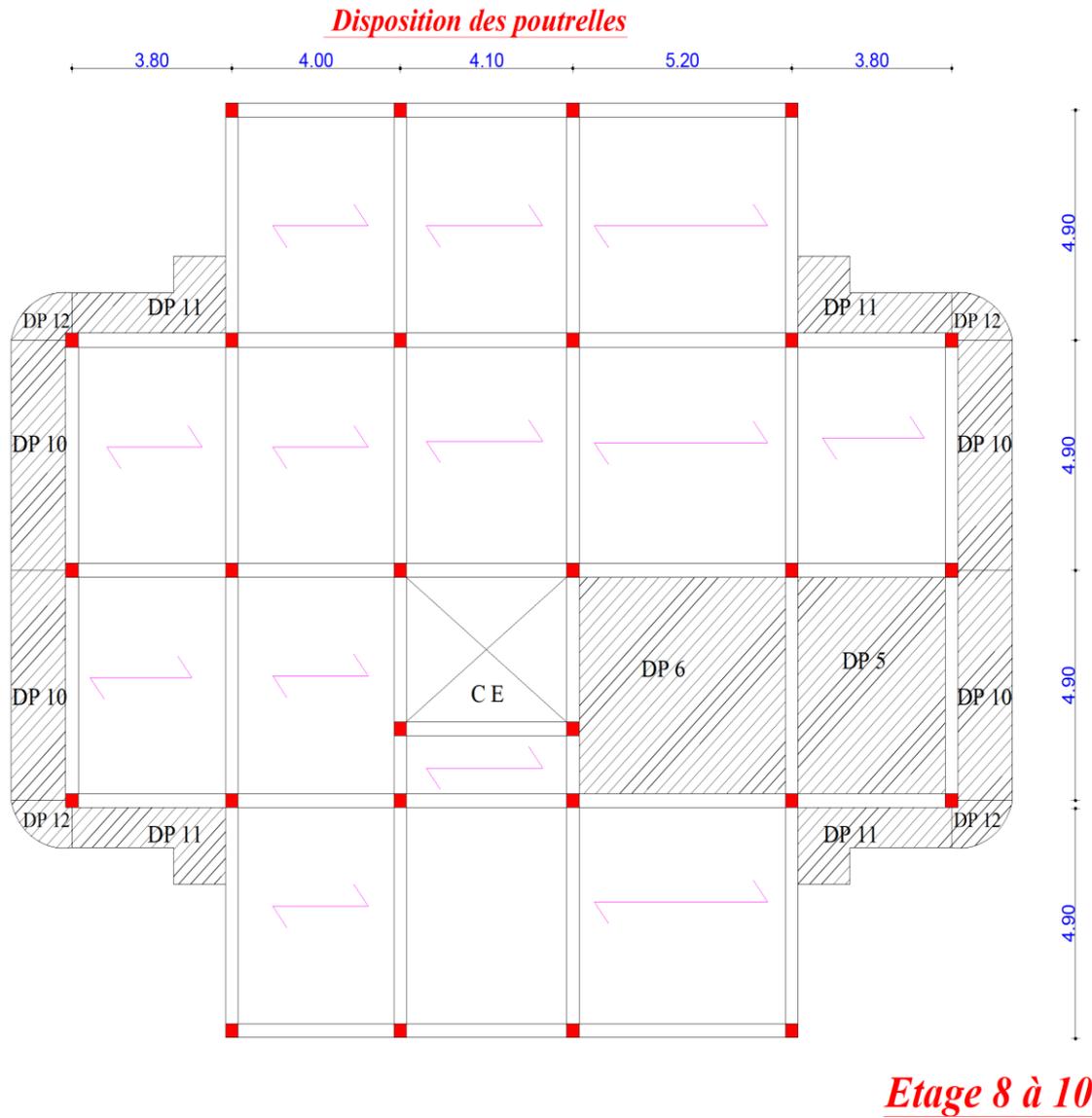


Figure II.4. La disposition des poutrelles de l'étage 8 à 10.

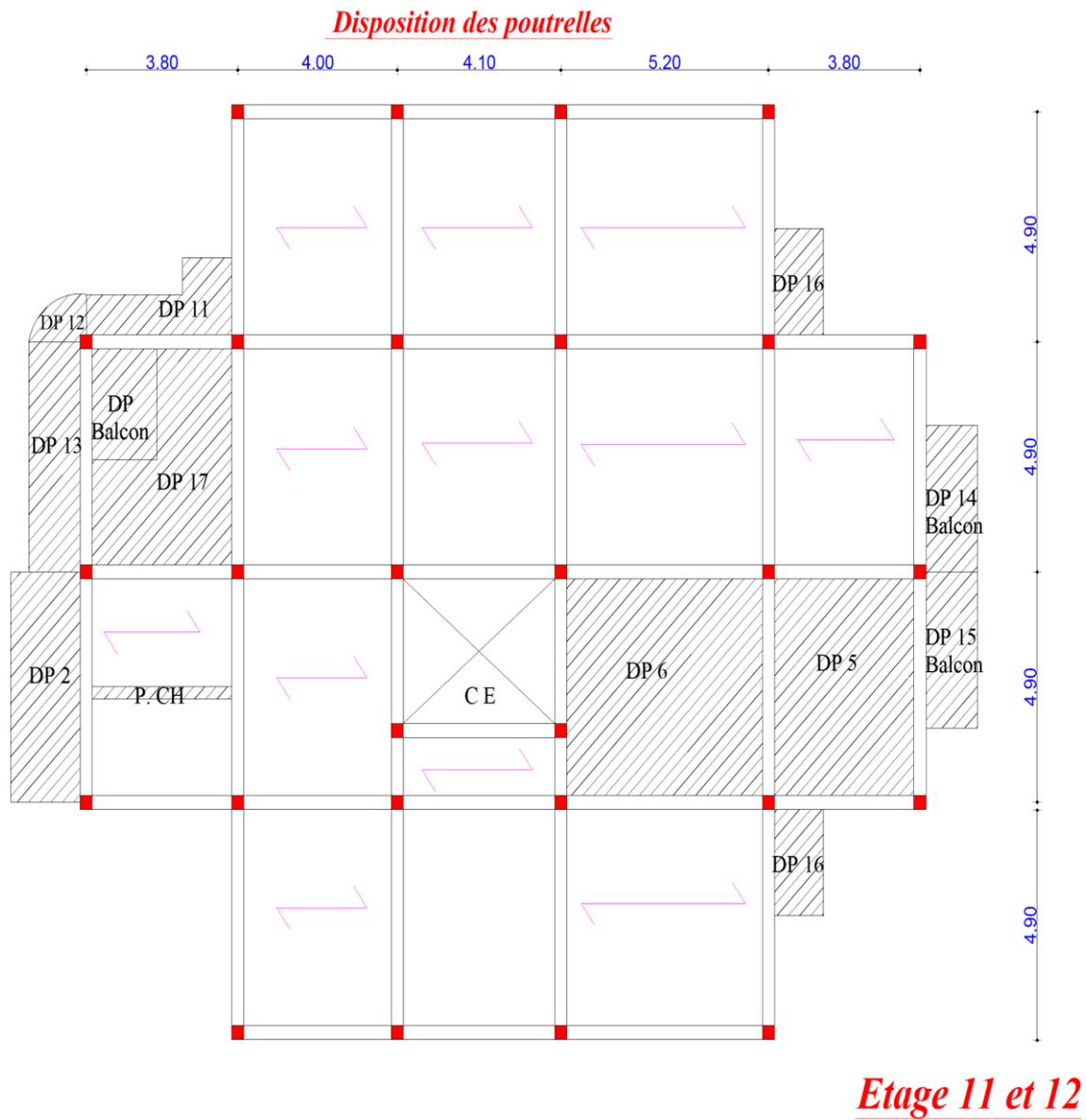


Figure II.5. La disposition des poutrelles de l'étage 11 et 12.

II.2.1.2. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles se calculent comme des sections en T selon le CABA93.ART 4.1.3)

On détermine la largeur de la table de compression à partir de la formule suivante :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right)$$

- b** : La largeur de la table de compression.
- b₀** : La largeur de la nervure généralement prise entre 8 et 14 cm.
- L_x** : La distance entre nus de deux poutrelles.
- L_y** : La distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 24 \text{ cm.} \quad \rightarrow \quad b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t = (9,6 \text{ à } 14,4). \\ b_0 = 12 \text{ cm.} \\ L_0 = 65 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = L_0 - b_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm.} \\ L_y = 380 - 30 = 350 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{53}{2}; \frac{350}{10} \right]; \text{Min}[26,5; 35] = 26,5 \text{ cm.}$$

On adopt: $b_1 = 26.5 \text{ cm.}$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 2 * b_1 + b_0 \\ b = 2 * 26,5 + 12 \\ \mathbf{b = 65 \text{ cm.}} \end{array} \right.$$

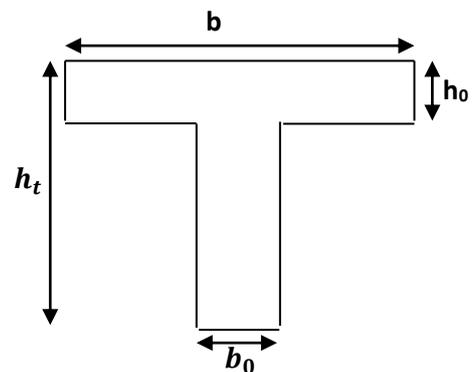


Figure. II.6. Schéma d'une poutrelle.

II.2.2. Planchers dalle pleine :

L'épaisseur des dalles pleines est déterminée à partir des conditions ci-après :

- **Critère de coupe-feu :**
 - $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe de feu.
 - $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe de feu.
 - $e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe de feu.

- **Critère de résistance à la flexion :**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur un seul appui : $e > L_x / 20$.
- Dalle reposant sur deux appuis : $L_x / 35 < e < L_x / 30$.
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x / 45 < e < L_x / 40$.

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

➤ Types de dalles pleines :

• Dalle (D8) sur deux appuis :

$$\rho = L_x/L_y = 0,82 > 0,4$$

$$L_x/35 < e < L_x/30$$

$$e = 7 \text{ cm.}$$

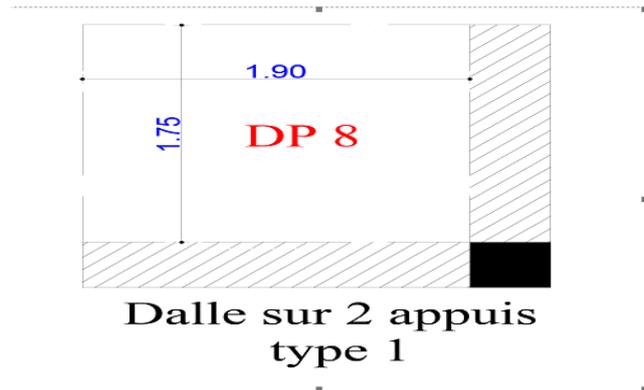


Figure II.7. Schéma de dalle pleine sur 2 appuis.

• Dalle (D20) sur trois appuis :

$$\rho = L_x/L_y = 0,29 < 0,4$$

$$L_x/45 < e < L_x/40$$

$$e = 3,5 \text{ cm}$$

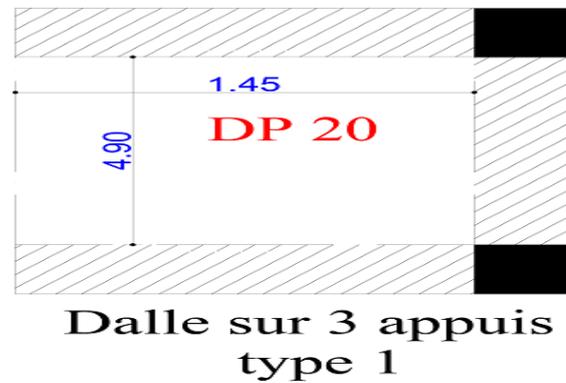


Figure II.8. Schéma de dalle pleine sur 3 appuis.

• Dalle (D6) sur quatre appuis :

$$\rho = L_x/L_y = 0,94 > 0,4$$

$$L_x/45 < e < L_x/40$$

$$e = 11 \text{ cm.}$$

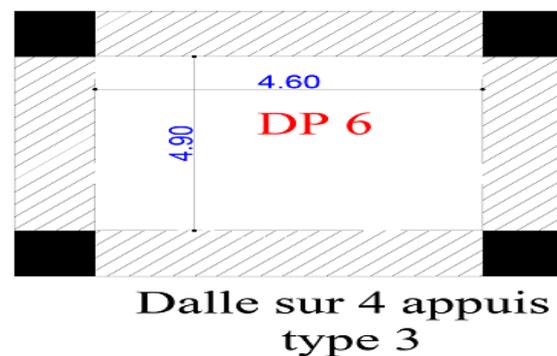


Figure II.9. Schéma de dalle pleine sur 4 appuis.

Remarque :

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles ; alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition de résistance au feu.

On opte pour une épaisseur $e \geq 12$ cm.

II.3. Pré dimensionnement de la poutre :

La hauteur d'une poutre est donnée par l'expression suivante : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

- Condition du RPA $\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ h/b \leq 4 \end{cases}$

II.3.1. Poutres principales :

Les poutres principales représentent les charges des planches, elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

$$\text{On prend } b = 30 \text{ cm} \rightarrow L_{max} = 490 - 30 = 460 \text{ cm.} \rightarrow \begin{cases} \frac{460}{15} \leq h_p \leq \frac{460}{10} \\ 30.67 \text{ cm} \leq h_s \leq 46 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Alors, on opte } \begin{cases} h_p = 40 \text{ cm.} \\ b_p = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

❖ Vérification des conditions du RPA :

- $b_p = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ Vérifiée.
- $h_p = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Vérifiée.
- $\frac{h_p}{b_p} = 1.33 < 4$ Vérifiée.

II.3.2. Poutres secondaires :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles.

$$\text{On prend } b = 30 \text{ cm.} \rightarrow L_{max} = 520 - 30 = 490 \text{ cm.} \rightarrow \begin{cases} \frac{490}{15} \leq h_s \leq \frac{490}{10} \\ 32.67 \text{ cm} \leq h_s \leq 49 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Alors, on opte } \begin{cases} h_s = 35 \text{ cm.} \\ b_s = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

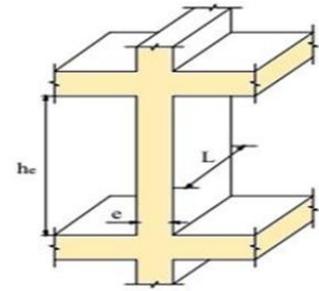
❖ Vérification des conditions du RPA :

- ✓ $b_s = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ Vérifiée.
- ✓ $h_s = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Vérifiée.

$\checkmark \frac{h_s}{b_s} = 1.16 < 4$ Vérifiée.

II.4. Pré dimensionnement de voile :

Les voiles sont des éléments continus assurant, d'une part les transferts des charges verticales et d'autres parts la stabilité sous l'action des charges horizontales.



- L : longueur minimale du voile.
- e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003 définit comme étant l'épaisseur minimale du voile et de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_l .

On va opter pour un voile simple

$$e \geq \max (h_e/22 ; 15 \text{ cm}) \rightarrow \begin{cases} h_e : \text{ hauteur libre d'étage } (h_e = \text{ hauteur d'étage} - h_p). \\ h_p : \text{ La hauteur de la poutre secondaire.} \\ h_e = 297 - 35 = 262 \text{ cm.} \end{cases}$$

D'après le RPA99/V2003, les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4.e$) sont considérés comme des voiles.

Les dimensions sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.1.Résumé de dimensionnement de voile.

Etage	h_e (cm)	$e \geq \frac{h_e}{22}$ (cm)	e choisit (cm)	L (cm)
Etage courant	262	12	15	60

Au final on prend ($e = 20\text{cm}$) pour tous les niveaux.

II.5. Pré dimensionnement de L'acrotère :

II.5.1. Calcul de la surface de l'acrotère :

$S = (0.4*0.1) + (0.1*0.07) + (0.1*0.03/2)$

S = 0.0485 m².

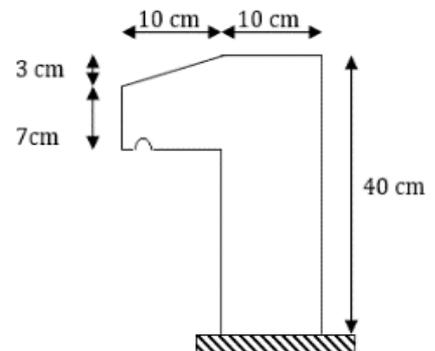


Figure II.10.Schéma de l'acrotère.

II.6. Pré dimensionnement de L'escaliers :

II.6.1. Définition :

Dans notre projet on a deux types d'escalier :

- Un escalier droit à une seule volée
- Un escalier balancé.

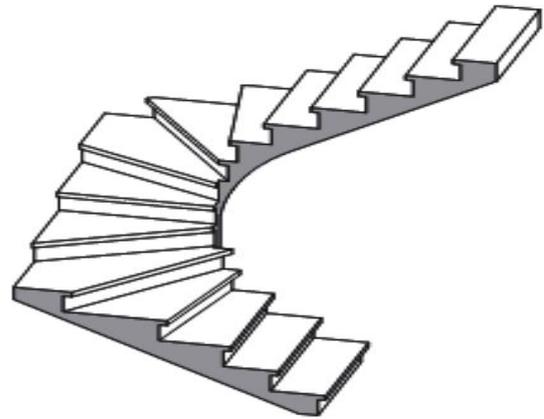


Figure II.11. Escalier balancé.

➤ **Escalier droit à une seule volée :**

Pour le pré dimensionnements d'un escalier il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} 14 \leq g \leq 18 \text{ cm} \\ 25 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Et la loi de BLANDEL : $[59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}]$.

$$\begin{cases} g = \frac{L}{n-1} \\ h = \frac{H}{n} \end{cases}$$

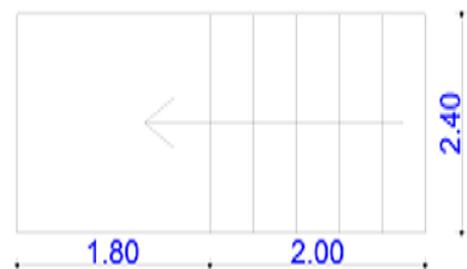


Figure II.12. Vue en plan d'un escalier droit d'une seule volée.

Nous avons d'après le schéma statique :

$$\begin{cases} H = 1,36 \text{ m.} \\ L = 2 \text{ m.} \end{cases}$$

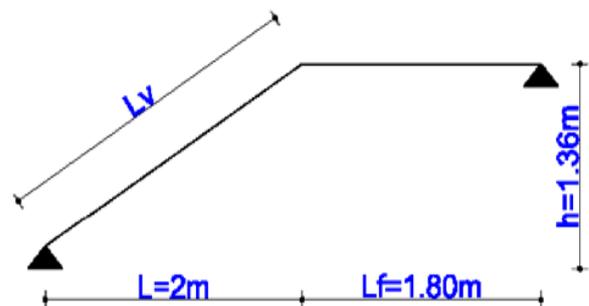


Figure II.13. Schéma statique d'un escalier droit à une seule volée.

Fixant la hauteur du contre marches h à 17 cm.
$$\begin{cases} n = \frac{H}{h} = \frac{136}{17} = 8 \text{ marches.} \\ g = 28 \text{ cm.} \end{cases}$$

Epaisseur de la paillasse pour 2 heures de coup feu ≥ 11 cm.

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \quad L_v = \sqrt{H^2 + L^2} \rightarrow L_v = 2,42 \text{ m.}$$

$$L' = L_v + L_p \rightarrow L' = 4,22 \text{ m.}$$

$$\begin{cases} 14,07 \text{ cm} \leq e \leq 21,1 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc l'épaisseur de la paillasse est : $e = 20$ cm.

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L} \right) \rightarrow \alpha = 34,21^\circ$$

➤ **Escalier balancé :**

$$\begin{cases} L = 3,8 \text{ m} \\ H = 2,97 \text{ m} \end{cases}$$



Figure II.14. Schéma statistique de l'escalier balancé.

D'après l'équation suivante :

$$64 n^2 - (64 + 2H + L) n + 2H = 0 \rightarrow n = 16 \text{ marches.}$$

$$\begin{cases} g = \frac{L}{n-1} = \frac{380}{15} = 25,3 \text{ cm.} \\ h = \frac{H}{n} = \frac{297}{16} = 18 \text{ cm.} \end{cases}$$

Donc l'épaisseur de la paillasse est :

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L} \right) \rightarrow \alpha = 38,01^\circ$$

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha} \rightarrow L' = \frac{380}{\cos 38,01} = 4,82 \text{ m.} \quad \begin{cases} \frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \\ 16,07 \leq e \leq 24,1 \text{ cm.} \end{cases}$$

On prend $e = 20$ cm.

II.7. Evaluations des charges et surcharges sur les planchers :

II.7.1. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.2. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible.

N°	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	G (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8
2	Étanchéité multicouches	6	0.02	0.12
3	Forme de pente	22	0.15	3.3
4	Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
5	Plancher (20+4)	/	/	3.3
6	Enduit de plâtre	18	0.015	0.27
Charge permanente G				7.8
Charge d'exploitation Q				1

II.7.2. Plancher étage courant à corps creux :

Tableau II.3. Evaluation des charges de plancher étage courant.

N°	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Plancher à (20+4)	/	0.24	3.3
5	Enduit de plâtre	0.1	1.5	0.15
6	Cloison de distribution	0.1	10	1
7	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanente G				5.88
Charge d'exploitation Q				1.5

II.7.3. Evaluation de charge des balcons en dalles pleines :

Tableau II.4. Évaluation des charges des balcons en dalle pleine.

N°	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Dalle pleine	25	0.12	3
5	Enduit de ciment	14	0.02	0.28
6	Cloison de distribution	0.1	10	1
Charge permanente G				5.44
Charge d'exploitation Q				3.5

II.7.4 Evaluation des charges des murs double cloison et intérieurs :

Tableau II.5. Évaluation des charges des murs extérieurs (double cloison).

N°	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
2	Brique creuse	9	0.1	0.9
3	Lame d'aire	/	0.05	/
4	Brique creuse	9	0.1	0.9
5	Enduit de plâtre	20	0.02	0.4
Charge permanente G				2.48

Tableau II.6. Évaluation des charges des murs intérieurs.

N°	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	10	0.04	0.4
2	Brique creuse	9	0.1	0.9
3	Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Charge permanente G				1.66

II.7.5. Evaluation de charge de la volée :

Tableau II.7. Évaluation des charges des volées d'escaliers.

N	Désignation		Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Type	
					Volée 1 L = 2m $\alpha = 34.21$	Volée 2 L = 3.8m $\alpha = 38.01$
1	Revêtement	Horizontal	20	0.02	0.4	0.4
		Vertical	20	0.02 h/g	0.24	0.28
2	Mortier	Horizontal	20	0.02	0.4	0.4
		Vertical	20	0.02 h/g	0.24	0.28
3	Poids des marches		22	h/2	1.87	1.98
4	Paillasse (dalle pleine)		25	0.16/cos φ	5.44	5.71
5	Enduit en plâtre		18	0.015/cos φ	0.32	0.34
Charge permanente G (KN/m²)					8.91	9.39
Charge d'exploitation Q (KN/m²)					2.5	

II.7.6. Evaluation des charges sur le palier :

Tableau II.8. Évaluation des charges de palier d'escaliers.

N°	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN /m ²)
1	Revêtements	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	20	0.02	0.4
4	Dalle pleine	25	0.15	3.75
5	Enduit	18	0.02	0.36
Charge permanente G				5.31
Charge d'exploitation Q				2.5

II.7.7. Evaluation des charges sur l'acrotère :

Tableau II.9. Evaluation des charges de l'acrotère.

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/m ³)	Enduite de ciment	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
40	10	0.0485	1.21	0.27	1.48	1

II.8. Pré dimensionnement des poteaux :

II.8.1. Définitions :

Les poteaux sont des éléments en BA ; destinés à transmettre les charges aux fondations, leur pré dimensionnement se fait à la compression simple selon les règles du BAEL 91 (art B.8.4.1).

➤ **Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères**

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Condition de RPA.

D'après le RPA99/version 2003 page 65 :(zone II_a)

- $\min (b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm.}$
- $\min (b_1; h_1) \geq h_e/20.$
- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4.$

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

Pour se faire, on a sélectionné 2 poteaux qui nous semblent susceptibles d'être les plus sollicités selon leurs surfaces afférentes,

Chapitre II Pré dimensionnement Des Eléments Secondaires

Pour se faire, on a sélectionné 2 poteaux qui nous semblent susceptibles d'être les plus sollicités selon leurs surfaces afférentes,

Ces poteaux sont :

- ✓ **D4** : poteau au niveau de RDC jusqu'au 12^{ème} étage.
- ✓ **D3** : poteau au niveau de la cage d'escalier.

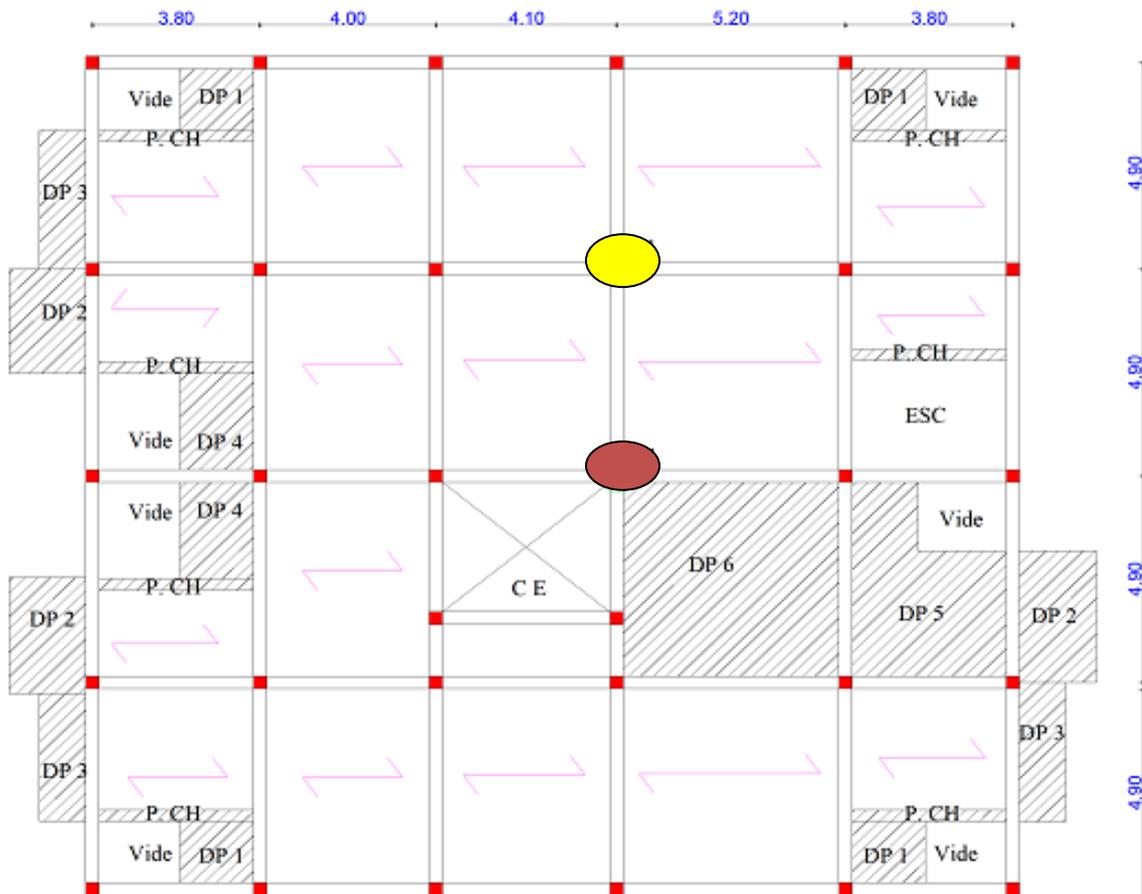


Figure II.15. Positionnement des deux poteaux.

- **Poteau D3**
- **Poteau D4**

On fixe les dimensions préliminaires dans le tableau suivant comme suit:

Tableau II.10. Les dimensions préliminaires des poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Poids (KN)
RDC	55*55	22.46
Etage 1	50*55	20.41
Etage 2	50*50	18.562
Etage 3	50*50	18.562
Etage 4	45*50	16.71
Etage 5	45*45	15.03
Etage 6	40*40	11.88
Etage 7	35*40	10.39
Etage 8	35*35	9.09
Etage 9	35*35	9.095
Etage 10	30*35	7.79
Etage 11 et 12	30*30	6.682

Avec : $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$: poids volumique du béton armé.
 $H_e = 2.97 \text{ m}$: Hauteur du poteau.

❖ **Loi de dégression des charges:(DTRB.C.2.2Art 6.3)**

Soit Q_0 la charge d’exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment. Q_1, Q_2, \dots, Q_n sont les charges d’exploitation respectives des planchers d’étages 1,2,....., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul les charges d’exploitation suivantes :

- ✓ Sous la terrasse Q_0 .
- ✓ Sous le dernier étage..... $Q_0 + Q_1$
- ✓ Sous l’étage immédiatement inférieur..... $Q_0 + 0.95 * (Q_1 + Q_2)$.
- ✓ Sous l’étage immédiatement inférieur..... $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- ✓ Pour n étage ($n \geq 5$) $Q_0 + \frac{3+n}{2n} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_n)$

II.8.1 Etude de poteau D4 :

PP : Poutre principale ; **PS** : Poutre secondaire ; **CC** : corps creux.

- **Surface afférente du RDC à 12^{em} étage :**

$S_1 = 2.3 * 1.9 = 4.37 \text{ m}^2$

$S_2 = 2.3 * 2.45 = 5.635 \text{ m}^2$

$S_3 = 2.3 * 2.45 = 5.635 \text{ m}^2$

$S_4 = 2.3 * 1.9 = 4.37 \text{ m}^2$

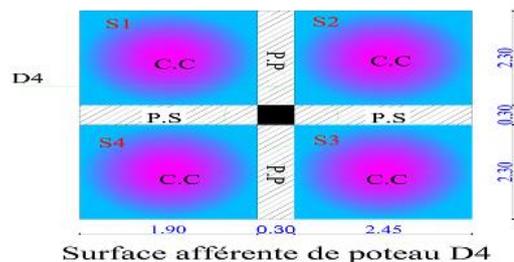


Figure II.16. la surface afférente de poteau D4.

Remarque:

$S_1; S_2; S_3; S_4 \dots$ Surface des planchers à corps creux.

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{aff} = 2S_1 + 2S_2 \\ S_{aff} = 2 \cdot 4.37 + 2 \cdot 5.635 \\ S_{aff} = 20.01 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

- **Poids des poutres :**

- **Poutre principale :**

$$G_{PP} = \gamma b * h_{pp} * b_{pp} * L_{pp} \quad \text{avec } L_{PP} = 4.6 \text{ m}; \quad b_{pp} = 0.3 \text{ m.}$$

$$G_{PP} = 25 * 0.4 * 0.3 * 4.6 \quad \longrightarrow \quad G_{PP} = 13.8 \text{ KN.}$$

- **Poutre secondaire :**

$$G_{ps} = \gamma b * h_{ps} * b_{ps} * L_{ps} \quad \left\{ \begin{array}{l} L_{ps} = 4.35 \text{ m} \\ b_{ps} = 0.3 \text{ m.} \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} G_{ps} = 25 * 0.35 * 0.3 * 4.35 \\ G_{ps} = 11.42 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- **Le poids total des poutres :** $G_{poutre} = 25.22 \text{ KN.}$

- **La descente de charge de poteau D4 :**

Tableau II.11. La descente de charge de poteau D4.

Etage	Niveau	Eléments	Poids propre G (KN)	Surcharge Q (KN)
Etage 12	0	Plancher	156.078	
		Poutres	25.22	
		Poteaux	6.682	
		La somme	187.98	
Etage 11	1	Venant de 12	187.98	
		Plancher	117.65	
		Poutres	25.22	
		Poteaux	6.682	
		La somme	337.532	
Etage 10	2	Venant de 11	337.532	
		Plancher	117.65	
		Poutres	25.22	
		Poteaux	7.79	
		La somme	488.192	
Etage 9	3	Venant de 10	488.192	
		Plancher	117.65	
		Poutres	25.22	
		Poteaux	9.095	
		La somme	640.157	
				114.598

Etage 8	4	Venant de 9	640.157	138.426
		Plancher	117.65	
		Poutres	25.22	
		Poteaux	9.095	
		La somme	792.122	
Etage 7	5	Venant de 8	792.122	158.85
		Plancher	117.65	
		Poutres	25.22	
		Poteaux	10.39	
		La somme	945.382	
Etage 6	6	Venant de 7	945.382	175.87
		Plancher	117.65	
		Poutres	25.22	
		Poteaux	11.88	
		La somme	1100.132	
Etage 5	7	Venant de 6	1100.132	191.868
		Plancher	117.65	
		Poutres	25.22	
		Poteaux	15.03	
		La somme	1258.032	
Etage 4	8	Venant de 5	1258.032	209.773
		Plancher	117.65	
		Poutres	25.22	
		Poteaux	16.71	
		La somme	1417.612	
Etage 3	9	Venant de 4	1417.612	226.725
		Plancher	117.65	
		Poutres	25.22	
		Poteaux	18.562	
		La somme	1579.044	
Etage 2	10	Venant de 3	1579.044	243.95
		Plancher	117.65	
		Poutres	25.22	
		Poteaux	18.562	
		La somme	1740.476	
Etage 1	11	Venant de 2	1740.476	260.833
		Plancher	117.65	
		Poutres	25.22	
		Poteaux	20.41	
		La somme	1903.756	
RDC	12	Venant de 1	1903.756	277.99
		Plancher	117.65	
		Poutres	25.22	
		Poteaux	22.46	
		La somme	2069.086	

$$N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

$$N_u = 1.35 \cdot 2069.086 + 1.5 \cdot 277.99 = 3210.25 \text{ KN}$$

II.8.2. Etude de poteau D3

II.8.3. Surface afférente du RDC à 12^{em} étage :

$$S_1 = 2.3 \cdot 1.9 = 4.37 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.3 \cdot 2.45 = 5.635 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.3 \cdot 2.45 = 5.635 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.3 \cdot 1.9 = 4.37 \text{ m}^2$$

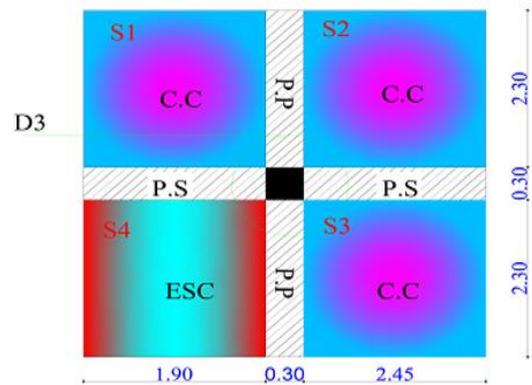


Figure II.17. Surface afférente de Poteau D3.

II.8.4. La descente de charge du poteau D3 :

Tableau II.12. La descente de charge de poteau D3.

Etage	Niveau	Eléments	Poids propre G (KN)	Surcharge Q (KN)
Etage 12	0	Plancher	149.727	43.34
		Poutres	25.22	
		Poteaux	6.682	
		La somme	181.629	
Etage 11	1	Venant de 12	181.629	93.02
		Plancher	130.518	
		Poutres	25.22	
		Poteaux	6.682	
		La somme	344.049	
Etage 10	2	Venant de 11	344.049	137.732
		Plancher	130.518	
		Poutres	25.22	
		Poteaux	7.79	
		La somme	507.577	
Etage 9	3	Venant de 10	507.577	177.476
		Plancher	130.518	
		Poutres	25.22	
		Poteaux	9.095	
		La somme	672.41	
Etage 8	4	Venant de 9	672.41	212.252
		Plancher	130.518	
		Poutres	25.22	
		Poteaux	9.095	
		La somme	837.243	
		Venant de 8	837.243	
		Plancher	130.518	

Etage 7	5	Poutres	25.22	242.06
		Poteaux	10.39	
		La somme	1003.371	
Etage 6	6	Venant de 7	1003.371	266.9
		Plancher	130.518	
		Poutres	25.22	
		Poteaux	11.88	
		La somme	1171.371	
Etage 5	7	Venant de 6	1171.371	290.25
		Plancher	130.518	
		Poutres	25.22	
		Poteaux	15.03	
		La somme	1342.139	
Etage 4	8	Venant de 5	1342.139	316.381
		Plancher	130.518	
		Poutres	25.22	
		Poteaux	16.71	
		La somme	1514.587	
Etage 3	9	Venant de 4	1514.587	341.122
		Plancher	130.518	
		Poutres	25.22	
		Poteaux	18.562	
		La somme	1688.887	
Etage 2	10	Venant de 3	1688.887	366.26
		Plancher	130.518	
		Poutres	25.22	
		Poteaux	18.562	
		La somme	1861.889	
Etage 1	11	Venant de 2	1861.889	390.901
		Plancher	130.518	
		Poutres	25.22	
		Poteaux	20.41	
		La somme	2038.037	
RDC	12	Venant de 1	2038.037	415.94
		Plancher	130.518	
		Poutres	25.22	
		Poteaux	22.46	
		La somme	2216.235	

$$N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

$N_u = 3615.83 \text{ KN}$ → Le poteau D3 est le plus sollicité.

❖ **Remarque :**

Le CBA (Art .8.1.1) nous exige de majorer l'effort N_u comme suit :

- 10%.... Poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins trois travées.
- 15%...Poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à deux travées.

Dans notre cas, l'effort N_u sera majoré de 10%.

$$N_u^* = 1.1 * 3615.83 = 3977.41 \text{ KN.}$$

II.8.3. Vérifications :

II.8.3.1. Vérification de la compression simple :

$$\frac{N_u^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{t28}}{1.5} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPA} \rightarrow B \geq \frac{N_u^*}{\overline{\sigma}_{bc}}$$

Tableau II.13. Vérification de la section B.

Niveaux	N_u^* (MN)	Section (cm ²)	$B_{calculer}$ (m ²)	$B_{choisit}$ (m ²)	Observation
RDC	3.977	55*55	0.280	0.3025	Vérifiée
1	3.671	50*55	0.258	0.275	Vérifiée
2	3.369	50*50	0.237	0.25	Vérifiée
3	3.069	50*50	0.216	0.25	Vérifiée
4	2.77	45*50	0.195	0.225	Vérifiée
5	2.471	45*45	0.174	0.202	Vérifiée
6	2.179	40*40	0.153	0.16	Vérifiée
7	1.889	35*40	0.133	0.14	Vérifiée
8	1.593	35*35	0.112	0.122	Vérifiée
9	1.291	35*35	0.09	0.122	Vérifiée
10	0.981	30*35	0.069	0.105	Vérifiée
11	0.664	30*30	0.047	0.09	Vérifiée
12	0.310	30*30	0.022	0.09	Vérifiée

II.8.3.2. Vérification au flambement :

D'après le CBA93 (Art B.8.4.1) ; on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq N_u^* = \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A * f_e}{\gamma_s} \right]$$

- B_r : Section réduite du poteau.
- A : Section d'acier comprimé.
- $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$.
- α : coefficient fonction de l'élanement mécanique " λ " qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}, \text{ pour } 0 \leq \lambda \leq 50. \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2, \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70. \end{cases}$$

- λ : Elancement mécanique, prend la valeur $\lambda = \frac{l_f}{i}$.
- l_f : Longueur du flambement.
- l_0 : Hauteur du poteau le plus élancé.
- i : Rayon de giration $\rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}}$.

Selon le BAEL : $0.8\% B_r \leq A_s \leq 1.2 B_r$ donc on prend $\rightarrow A_s = 1\% B_r$

$$B_r \text{ calculé} \geq \frac{N_u}{\alpha * \left[\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right]} \rightarrow B_r = (a - 2) * (b - 2) \rightarrow \text{Il faut vérifier que : } B_r \geq B_r \text{ calculé}$$

➤ **Exemple de calcul pour le RDC :**

$$\text{On a } L_f = 0.7 l_0 \rightarrow L_0 = h_e - h_p \rightarrow L_0 = 2.97 - 0.4 = 2.57 \text{ m}$$

$$L_f = 1.799 \text{ m.} \rightarrow \lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot \lambda = 1.799 \frac{\sqrt{12}}{0.55} \rightarrow \lambda = 11.33.$$

$$\rightarrow 0 \leq \lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{11.33}{35} \right)^2} = 0.832.$$

$$B_r \geq \frac{3.974}{0.832 * \left[\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{400}{100 * 1.15} \right]}$$

$$B_r = 0.210 \text{ m}^2$$

Tableau II.14. Vérification au flambement.

Niveau	L_0 (m)	L_f (m)	λ	α	N_u (MN)	B_r (m ²)	B_r choisit (m ²)	Observation
RDC	2.57	1.799	11.33	0.832	3.977	0.217	0.2809	Vérifiée
1	2.57	1.799	11.33	0.832	3.671	0.201	0.2544	Vérifiée
2	2.57	1.799	12.46	0.828	3.369	0.185	0.2304	Vérifiée
3	2.57	1.799	12.46	0.828	3.069	0.168	0.2304	Vérifiée
4	2.57	1.799	12.46	0.828	2.77	0.152	0.2064	Vérifiée
5	2.57	1.799	13.84	0.824	2.471	0.136	0.1849	Vérifiée
6	2.57	1.799	15.58	0.817	2.179	0.121	0.1444	Vérifiée
7	2.57	1.799	15.58	0.817	1.889	0.105	0.1254	Vérifiée
8	2.57	1.799	17.81	0.808	1.593	0.089	0.1089	Vérifiée
9	2.57	1.799	17.81	0.808	1.291	0.072	0.1089	Vérifiée
10	2.57	1.799	17.81	0.808	0.981	0.055	0.092	Vérifiée
11	2.57	1.799	20.77	0.794	0.664	0.038	0.078	Vérifiée
12	2.57	1.799	20.77	0.794	0.310	0.018	0.078	Vérifiée

II.8.3.3 Vérification des conditions de RPA :

D'après l'article (Art.7.4.1) on doit vérifier les trois conditions suivantes :

- ✓ $\min (a,b) \geq 25 \text{ cm}$;
- ✓ $\min (a, b) \geq \frac{h_e}{20}$
- ✓ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II .15. Vérification des conditions de RPA.

Niveau	55*55	50*55	50*50	45*50	45*45	35*35	30*35	30* 30
min (a, b) ≥ 25cm	55	50	50	45	45	35	30	30
min (a, b) ≥ $\frac{h_e}{20}$	12.8	12.8	12.8	12.8	12.8	12.8	12.8	12.8
$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4$	1	0.909	1	1.25	1	1	0.85	1

II.9. Conclusion :

Après le pré dimensionnement des éléments structuraux et la vérification des conditions nécessaire on opte les dimensions suivantes :

➤ **Récapitulatif des dimensions des différents éléments :**

Tableau II.16. Récapitulatif des dimensions des différents éléments.

Les éléments	Les dimensions
Plancher à corps creux	(20+4) cm ²
Dalle pleine	e= 12 cm
Poutres principales	(30*40) cm ²
Poutres secondaires	(30*35) cm ²
Epaisseur de voile	e= 20 cm
Poteaux de RDC	(55*55) cm ²
Poteaux de 1 ^{er} étage	(50*55) cm ²
Poteaux de 2 ^{em} et 3 ^{em} étage	(50*50) cm ²
Poteaux de 4 ^{em} étage	(45*50) cm ²
Poteaux de 5 ^{em} étage	(45*45) cm ²
Poteaux de 6 ^{em} étage	(40*40) cm ²
Poteaux de 7 ^{em} étage	(35*40) cm ²
Poteaux de 8 ^{em} et 9 ^{em} étage	(35*35) cm ²
Poteaux de 10 ^{em} étage	(30*35) cm ²
Poteaux de 11 ^{em} 12 ^{em} étage	(30*30) cm ²

Chapitre III
Etude des
éléments secondaires

III.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas au contreventement Dans ce chapitre nous aborderons le calcul des éléments non structuraux :

- Les planchers.
- L'escalier.
- Les poutres de chainage.
- L'acrotère.
- L'ascenseur.

III.2. Calcul des planchers :

III.2.1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est le plus utilisé dans les bâtiments courants dont la charge d'exploitation n'est pas importante (généralement $Q < 5\text{KN}/\text{m}^2$).

Il est constitué de :

- Corps creux.
- Poutrelles.
- Dalle de compression.

❖ Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme une poutre continue sur plusieurs appuis. (Sous les charges permanentes (G) et la surcharge d'exploitation (Q)).

Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes qui sont :

- Méthode Forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

1. Méthode forfaitaire :

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G ; 5\text{KN}/\text{m}^2)$).
2. Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
3. Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
4. Fissuration peu nuisible (F.P.N). (Poutrelle encré dans le plancher).

❖ Moment en appuis de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le BAEL91/99 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à $-0.15M_0$, tel que

$$M_0 = \max (M^1_0, M^n_0), \quad M_0 : \text{moment isostatique } (M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}).$$

❖ Moment en appuis intermédiaires

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

$$\begin{cases} 0.6M_0 & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 0.5M_0 & \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{cases}$$

❖ Moment en travée

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots & \text{Si c'est une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots\dots & \text{Si c'est une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec : M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

$\alpha = (Q_i / (G+Q))$ degré de surcharge.

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

❖ Evaluation des efforts tranchants

- Les efforts tranchants sont évalués :

Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive.

- L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :
 - 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
 - 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.
- Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}$ (isostatique) + $(M_i - M_{i-1}) / L_i$

a) Domaine d'application de la méthode Caquot

Si la 1^{ère} condition n'est pas vérifiée (le plancher supporte des surcharges élevées

($Q > \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$) on applique la méthode de Caquot. Par contre si l'une des trois conditions qui restent (conditions 2,3 et 4) n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée, c'est-à-dire, on minore (G) avec un coefficient de $2/3$ pour le calcul des moments aux appuis seulement et on revient à (G) pour le calcul des moments en travées.

III.2.1.1. Les différents types de poutrelles

On a 8 types de poutrelles en fonction du moment nombre d'appuis.

Tableau III.1. Schéma statique des différents types de poutrelles.

Type	Schéma statiques des poutrelles	plancher
Type1		RDC + 1 ^{er} étage au 12 ^{eme} Etage
Type 2		
Type 3		
Type 4		RDC + 1 ^{er} étage au 4 ^{eme} Etage
Type 5		RDC + 1 ^{er} étage au 7 ^{eme} Etage

III.2.1.2. Calcul des efforts internes :

➤ Exemple de calcul :

A) Calcul d'une poutrelle type 1 : (poutrelles à 3 travées) :

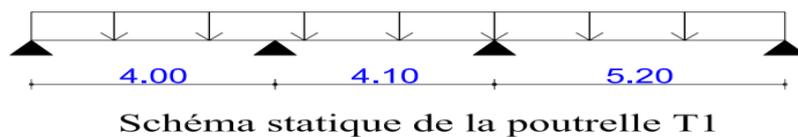


Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle type 1.

1. Vérification des conditions d'applications de la méthode forfaitaire :

La méthode forfaitaire s'applique si les conditions suivantes sont satisfaites

- Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
 $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 5 \text{ KN/m}^2$ **Vérifiée.**
- Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées **Vérifiée.**
- Les portées successives sont dans le rapport compris entre : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
 $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$ **Non Vérifiée.**
- La fissuration est peu nuisible..... **Vérifiée.**

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc on adopte la méthode de Caquot minoré

Avec : $G = 5.88 \text{ KN/m}^2$; $G' = \frac{2}{3}G = \frac{2}{3} * 5.88 = 3.92 \text{ KN/m}^2$

1. Calcul des charges

$$P'_u = (1.35 G' + 1.5 Q) 0.65 \quad ; \quad p'_u = 4.90 \text{ KN/m.}$$

$$P'_s = (G' + Q) 0.65 \quad ; \quad P'_s = 3.52 \text{ KN/m.}$$

2. Calcul des sollicitations maximales dans les poutrelles :

➤ Calcul des moments isostatiques

$$\text{ELU} \quad M_0^{CD} = \frac{q'_u * l^2}{8} \quad ; \quad M_0^{CD} = 16.56 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} \quad M_0^{CD} = \frac{q'_s * l^2}{8} \quad ; \quad M_0^{CD} = 11.90 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments de rive

Les moments en appuis de rive sont nuls. Le BAEL 91/99 exige de mettre des armatures de fissuration calculée à partir d'un moment qui est égales a-0.15 M_0

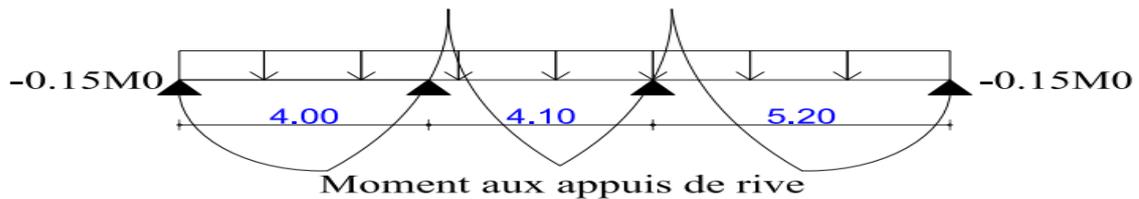


Figure III.2. Schéma statique des moments en appuis de rive de la poutrelle type 1.

ELU

$$\begin{cases} M_{rive}^a = -0.15 M_0^{CD} & ; \\ M_{rive}^a = -2.48 \text{ KN.m} & ; \end{cases}$$

ELS

$$\begin{cases} M_{rive}^a = -0.15 M_0^{CD} \\ M_{rive}^a = -1.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment aux appuis intermédiaire :**

• **Appui B**

$$M_B = -\frac{qg \cdot l'_g + qd \cdot l'_d}{8.5(l'_g + l'_d)} \quad \text{avec:} \quad q_g = q_d$$

$$\begin{cases} q'_u = 4.9 \text{ KN.m} \\ q'_s = 3.52 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} l'_g = l_g = 4 \text{ m.} \\ l'_d = 0.8 l_d = 3.6 \text{ m.} \end{cases}$$

ELU

$$M_B^u = -8.39 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_B^s = -6.02 \text{ KN.m}$$

ELS

• **Appui C**

$$M_C = -\frac{qg \cdot l'_g + qd \cdot l'_d}{8.5(l'_g + l'_d)} \quad \text{avec} \quad l'_g = 0.8 l_g = 3.28 \text{ m} \quad ; \quad l'_d = l_d = 5.2 \text{ m}$$

ELU

$$M_C^u = -11.96 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_C^s = -8.59 \text{ KN.m}$$

ELS

➤ **Moment en travées :**

Les moments aux appuis sont négatifs mais pour le calcul des moments en travées (Mt) on les remplace avec leurs signes et on prend la totalité de la charge $G = 5.88 \text{ KN.m}^2$

$$\begin{cases} q_u = 6.62 \text{ KN.m} \\ q_s = 4.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_l(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right) \quad \text{Avec:} \quad M_0(x) = q \frac{x}{2} (l-x)$$

- **Travée CD :**

$$X = \frac{l_1}{2} - \frac{M_C - M_D}{ql_3} = 2.9 \text{ m}$$

ELU**ELS**

$$M_t^u = 16.80 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_t^s = 12.2 \text{ KN.m}$$

➤ **Evaluation de l'effort tranchant**

Selon le BAEL les efforts tranchants des poutrelles à plus de deux travées sont majorée de 10%.

$$V_u^{max} = -q_u \frac{l_3}{2} - \frac{M_C^u - M_D^u}{l_3} ; \quad V_u^{max} = 19.52 \text{ KN.}$$

2. Ferrailage des poutrelles

a) Ferrailage longitudinale

➤ **Calcul à l'ELU :**

Les sollicitations à prendre pour le ferrailage à l'ELU sont :

$$M_t = 16.8 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a^{rive} = -2.48 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{intr} = -11.96 \text{ KN.m} \quad ; \quad V = 19.52 \text{ KN.m}$$

Avec : $h_0 = 4 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 23 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $h = 24 \text{ cm}$; FPN.

➤ **Ferrailage en travée :**

- **Calcul de moment équilibré par la table de compression**

$$\begin{cases} M_{tu} = f_{bu} * h_0 * b * (d - \frac{h_0}{2}) \\ M_{tu} = 73.8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Si $M_t < M_{tu}$; la table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow étude d'une section rectangulaire ($b * h$).

$$u_{bu} = \frac{M_{max}}{bd^2 f_{bu}} = 0.036 < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A : $\xi = 10\%$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = 1.739 * 10^{-3}$$

$$\alpha = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * 1.739 * 10^{-3}} = 0.668$$

$$u_l = 0.8d_l(1 - 0.4\alpha) = 0.391$$

$$u_{bu} < u_l \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées).}$$

$$A_t = \frac{Mt}{z * f_{st}} \text{ avec : } f_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}] = 0.023 \quad ; \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.218 \text{ m.}$$

$$\text{Donc: } A_t = 2.21 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de condition de non fragilité.**

$$A^{min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$A^{min} = 1.73 \text{ cm}^2 < A = 2.21 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage aux appuis:**

❖ **Appuis intermédiaire :**

Au niveau de l'appui le moment est négatif donc le calcul sera pour une section rectangulaire ($b_0 * h$)

$$u_{bu} = \frac{M_{a \text{ int}}^{max}}{f_{bu} * b_0 * d^2} = 0.174 < 0.186 \text{ donc on est dans le pivot A.}$$

$$\text{Avec } u_l = 0.392 \quad ; \quad \alpha = 0.669 \quad ; \quad \varepsilon_l = 1.739 * 10^{-3} \quad ; \quad f_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - u_l}] = 0.241 \quad ; \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.199$$

$$\text{Donc : } A_a = 1.73 \text{ cm}^2$$

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

$$A_a = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a = 1.73 \text{ cm}^2$$

❖ **Appuis de rive :**

$$u_{bu} = \frac{M_{ar}^{max}}{f_{bu} * b_0 * d^2} = 0.036 < 0.186 \text{ donc on est dans le pivot A.}$$

$$u_{bu} < u_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.046$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.216 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_{ar}}{Z * f_{st}} = 0.33 \text{ cm}^2$$

- Vérification de condition de non fragilité :

$$A_a^{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0.33 \text{ cm}^2 > A_a^{min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

❖ Le choix des barres :

$$\begin{cases} \text{En travée : } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2 \\ \text{En appuis de rive : } 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2 \\ \text{En appuis intermédiaires : } 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

a) Ferrailage transversal :

$$\phi_t \geq \min \left(\phi_t^{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_e}{10} \right) \quad ; \quad \phi_t \geq \min (5 ; 6.85 ; 10) \text{ mm}$$

$$\text{On prend } \phi_t = 6 \text{ mm} \quad \text{D'où : } A_t = 2\phi_6 = 0.057 \text{ cm}^2$$

2. Les vérifications nécessaires :

a. Vérification à l'ELU :

➤ Vérification de rupture par cisaillement :

$$\zeta_u = \frac{v_u \max}{b_0 * d} = 0.89 \text{ MPa} ; \quad \text{FPN} ; \quad \bar{\zeta} = 3.33 \text{ MPa.}$$

Donc $\zeta_u < \bar{\zeta} \Rightarrow$ Pas risque de rupture par cisaillement.

➤ Espacement S_t :

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

- $S_t \leq \min (0.9d; 0.40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 19.8\text{cm.}$
- $S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} \Rightarrow S_t \leq 57\text{cm.}$
- $S_t \leq \frac{0.8 * A_t * f_e}{b_0(\zeta_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 70.15\text{cm.}$

D'où : $S_t = 15\text{cm.}$

➤ Vérification des armateurs longitudinaux A_l vis-à-vis de l'effort tranchant V_u

- Appui de rive :

$$A_1^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$$

$$A_1^{min} \geq 0.56 \text{ cm}^2$$

$$A_l = A_{travée} + A_{rive} = 3.49 \text{ cm}^2 > 0.56 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

- **Appui intermédiaire :**

$$A_1 > \frac{\gamma_s}{f_e} \left(Vu + \frac{Mu}{0,9d} \right)$$

Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

➤ **Vérification de la bielle :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2Vu}{a \cdot b a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec: $a = \min(0,9d ; \text{largeur de l'appui } -4\text{cm}) = 19,8 \text{ cm}$

Ce qui donne : $V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$

$V_u = 19,52 < 132,16 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

➤ **Vérification de la jonction table nervure :**

$$\zeta_1^u = \frac{b_1 \cdot Vu}{0,9 \cdot b \cdot h_0 \cdot d} \leq \bar{\zeta} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27,5$$

$\zeta_1^u = 1,042 \text{ MPa} < \bar{\zeta} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

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

a) Vérification à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Vérification des contraintes.
- Vérification de la flèche.

➤ **Vérification des contraintes :**

❖ **En travée :**

- **Position de l'axe neutre (H) :**

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

$H = -1,17 \cdot 10^{-4} \text{ cm} < 0 \rightarrow$ L'axe neutre passe par la table, vérification des contraintes pour une section T.

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

- **Calcul de I et Y**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15A + (b - b_0) l_0] y - 15A d - \left(\frac{b - b_0}{2} \right) h_0^2 ;$$

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

$Y = 3.5 \text{ cm}$; $I = 12964.39 \text{ cm}^4$

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

$\sigma_{bc} = 3.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

❖ **En appui intermédiaire :**

- **Calcul de I et Y**

$$\begin{cases} \frac{b_0}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad & ; \\ y = 8.88 \text{ cm} \end{cases} \quad ; \quad \begin{cases} I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \\ I = 20314.76 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$\sigma_{bc} = 3.75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée.

➤ **Vérification de la flèche :**

❖ **Condition de la vérification de la flèche**

L'Article (BALE B.6.5.1) précise les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites pour les poutres. Les trois conditions à vérifier sont :

- ✓ $h \leq \max \left[\frac{1}{6} ; \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \right]$
 $0.24 < 0.53 \text{ m}$ Condition Vérifiée.
- ✓ $A_s \leq \frac{4,2 \cdot b_0 \cdot d}{f_e}$
 $2.36 \cdot 10^{-4} < 2.31 \cdot 10^{-4}$ Condition Non Vérifiée.
- ✓ $L \leq 8m$
 $L = 5.2 \text{ m} < 8m$ Condition Vérifiée.

Avec :

- h** : Hauteur totale de plancher fini (m).
- L** : Porter de la poutre considéré (m).
- M_T** : Moment maximum en travée.
- M₀** : Moment isostatique de la travée.
- A_s** : Acier longitudinal (m²).
- b₀** : Largeur de la nervure.
- d** : Largeur utile du plancher finit.
- f_e** : Limite élastique des aciers en MPa.

Si les conditions n'étaient pas vérifiées, le calcul des flèches aurait été indispensable.

- **Remarque :**

Puisque la deuxième condition n'est pas vérifiée donc on doit vérifier la flèche

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

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

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

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

G_g : Poids total

G_j : Poids au moment de pose des cloisons.

$$G_g = 5.88 \text{ KN/m}^2$$

$$G_j = G_g - G_{\text{revetement}}$$

$$G_j = 5.88 - (0.4 + 0.4 + 0.36 + 0.27 + 0.15)$$

$$G_j = 4.3 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{g \text{ ser}} = 0.65 \quad ; \quad G_g = 0.65 * 5.88 = 3.82 \text{ KN/m}$$

$$q_{j \text{ ser}} = 0.65 \quad ; \quad G_j = 0.65 * 4.3 = 2.795 \text{ KN/m}$$

$$q_{p \text{ ser}} = 0.65 \quad ; \quad (G+Q) = 0.65(5.88+1.5) = 4.80 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des moments :**

$$M_{g \text{ ser}} = \frac{q_{g \text{ ser}} \times l^2}{8} = 11.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{p \text{ ser}} = \frac{q_{p \text{ ser}} \times l^2}{8} = 14.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{j \text{ ser}} = \frac{q_{j \text{ ser}} \times l^2}{8} = 8.17 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul de centre de gravité (y) et le moment d'inertie (I_0) de la section homogène :**

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

$$I_0 = 30475 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I = 12811 \text{ cm}^4.$$

❖ Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 168.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 230.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 289.46 \text{ MPa}$$

❖ Calcul des inerties fictive :(If)

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = 0.011$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 3.97 \quad \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.59 \quad \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \rightarrow \mu_j = 0.606$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \rightarrow \mu_g = 0.693$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \rightarrow \mu_p = 0.747$$

$$\left\{ \begin{array}{l} If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 9826.8 \text{ cm}^4 \\ If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 8919.6 \text{ cm}^4 \\ If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 8443.8 \text{ cm}^4 \\ If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 15938 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

❖ Calcul de E

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} \quad ; \quad E_v = 108181.8 \text{ MPa.}$$

$$E_i = 3E_v \quad ; \quad E_i = 32456.6 \text{ MPa.}$$

❖ Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ij}} = 6.93 \text{ mm} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ig}} = 10.44 \text{ mm.}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ip}} = 13.84 \text{ mm} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{gv}} = 17.53 \text{ mm.}$$

$$\Delta f_i = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$\Delta f = 14 \text{ mm} > \bar{f} = 10.2 \text{ mm}$ Condition n'est pas vérifiée.

Remarque : la flèche n'est pas vérifiée car $\Delta f > \bar{f}$

Conclusion :

Augmenter la section d'acier. On va adopter à un nouveau pour un ferrailage (en travée)

$$d'At = 2HA14+1HA12 = 4.21 \text{ cm}^2$$

Tableau III.2. Vérification de la flèche de la poutrelle 1 pour $At = 4.21\text{cm}^2$

Travée (m)	G	J	P	M_{ser}^g	M_{ser}^j	M_{ser}^p	σ_s^g	σ_s^j	σ_s^p	Δf	\bar{f}_{adm}
5.2	5.88	4.3	7.38	11.18	8.17	14.02	133.8	97.85	167.94	9.5	10.2

La flèche est vérifiée pour $A_{travée} = 4.21\text{cm}^2$

Tableau III.3. Calcule des sollicitations maximales dans les poutrelles de différents étages.

Etage	ELU			ELS			V (KN)
	Mt (KN .m)	M_a^{int} (KN .m)	M_a^{rive} (KN .m)	Mt (KN .m)	M_a^{int} (KN .m)	M_a^{rive} (KN .m)	
Etage courant	16.8	-11.96	-2.48	12.2	-8.59	-1.78	19.52
Terrasse inaccessibles	20.10	-13.51	-2.80	14.73	-9.83	-2.04	22.93

Tableau III.4. Les différents ferrillages optés pour les différents niveaux.

Niveaux	Position	M (KN / m)	μ_{bu}	ϕ	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{opté}$ (cm ²)
Etage courant	Travée	16.8	0.038	0.023	0.218	2.21	1.73	2HA14+1HA12= 4.21
	Appuis intermédiaire	-11.96	0.174	0.041	0.199	1.73	0.26	2HA12=2.26
	Appuis de rive	-2.48	0.036	0.046	0.216	0.21	0.26	1HA12=1.13
Terrasse inaccessible	Travée	20.10	0.045	0.057	0.215	2.69	1.73	2HA12+1HA10= 3.05
	Appuis intermédiaire	-13.51	0.196	0.275	0.196	1.98	0.26	2HA12=2.26
	Appuis de rive	-2.80	0.041	0.052	0.215	0.37	0.26	1HA12= 1.13

Tableau III.5. Vérification nécessaire à L'ELU de la poutrelle type 1.

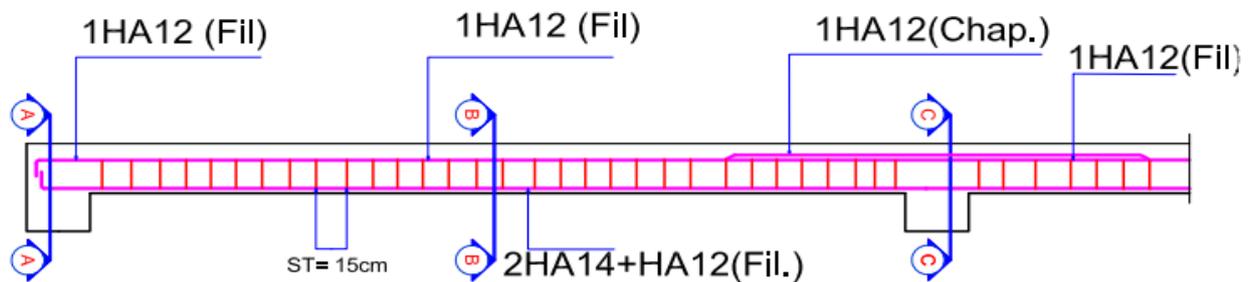
Niveau	Cisaillement	Armature longitudinale		La bielle	La jonction
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{Mu}{0,9d} \right)$		
Etage courant	0.89 < 3.33	3.93 > 0.56	/	19.52 < 132.16	1.042 < 3.33
Etage courant	1.042 < 3.33	3.05 > 0.65	/	22.93 < 132.16	1.224 < 3.33
Obs	Vérifiée	Vérifiée	Aucune vérification	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.6. Vérification des conditions à L'ELS de la poutrelle types 1.

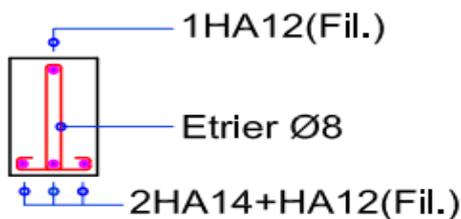
Niveau	Position	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Etage courant	Travée	12.2	4.21	3.5	12964.39	3.29 < 15	Vérifiée
	Appuis	-8.59	2.26	8.88	20314.76	3.75 < 15	Vérifiée
Terrasse	Travée	14.73	3.05	2.05	18521.6	1.63 < 15	vérifiée
	Appuis	-9.83	2.26	9.28	22747.3	4.01 < 15	Vérifiée

➤ Schéma de ferrailage :

Ferrailage des poutrelles du plancher d'étage courant

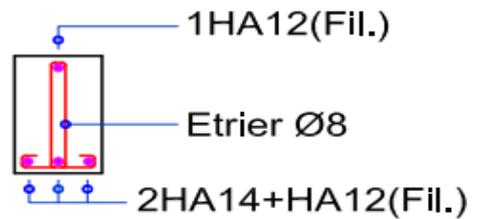


COUPE A-A



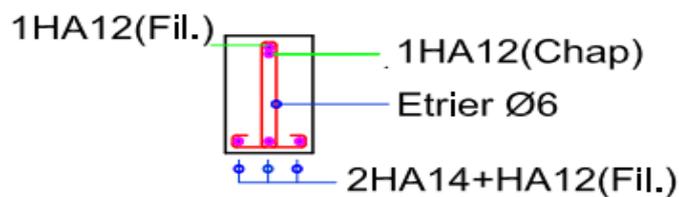
Appui de rive

COUPE B-B



En travée

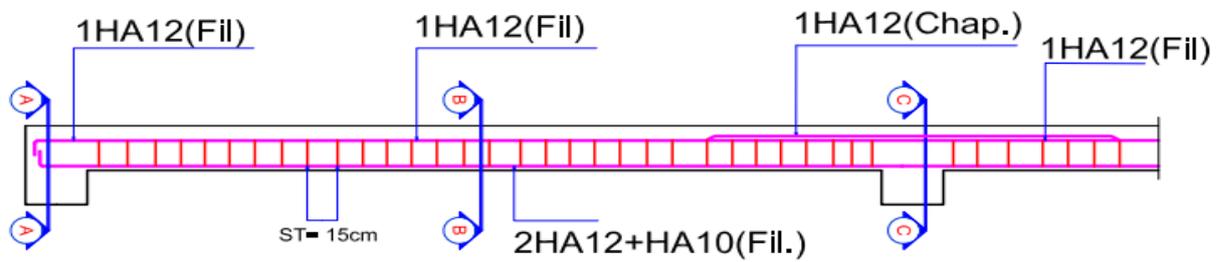
COUPE C-C



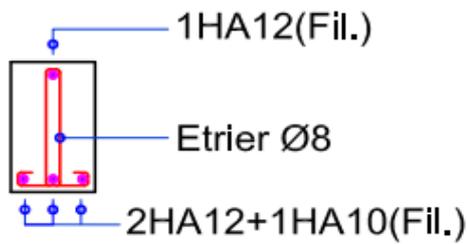
Appui intermédiaire

Figure III.3. Schéma de ferrailage des poutrelles du plancher d'étage courant.

Ferrailage des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

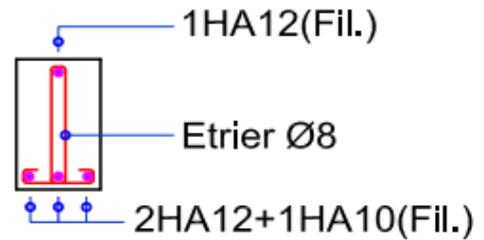


COUPE A-A



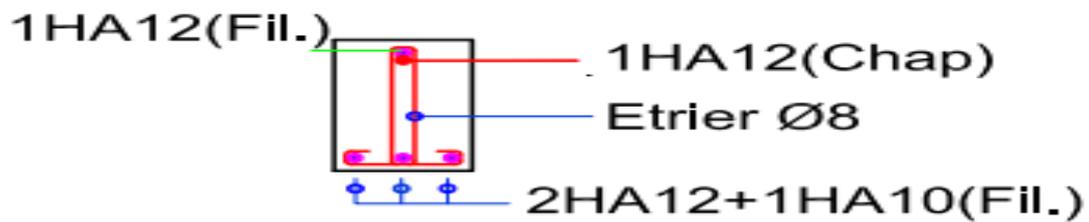
Appui de rive

COUPE B-B



En travée

COUPE C-C



Appui intermédiaire

Figure III.4. Schéma de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.

III.2.1.2. Etude de la dalle de compression

On utilise des barres de types rond lisses de nuance $f_e = 235$ MPa.

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

On $50 \leq L_0 \leq 80$ avec $L_0 = 65$ cm : c'est la distance entre axe des poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_0}{f_e} = \frac{4 \cdot 65}{235} = 1.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Armatures parallèle aux poutrelles :**

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

Selon le BAEL 91 (B.6.8.423) la dalle de compressions, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.
- 30 cm dans le sens parallèle aux poutrelles.

Soit $A_{\perp} = 5\emptyset 6/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; avec un espacement de 20cm.

($S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$)Vérifiée.

$A_{//} = 4\emptyset 6/\text{ml} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; avec un espacement de 25cm.

($S_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$)Vérifiée.

Schéma de ferrailage de la dalle de compression

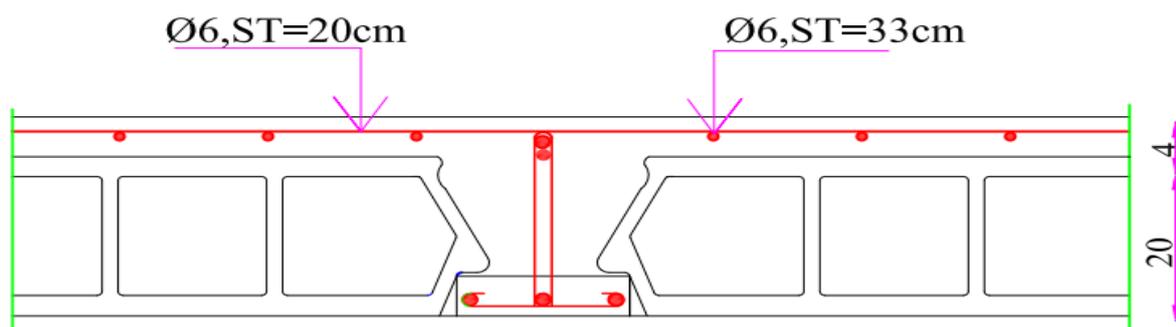


Figure III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2.2. Plancher dalle pleine :

III.2.2.1. Définition

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 1 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console et elle peut partir dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12cm et qu'ils sont définis en deux types :

- Type 1 : 2 appuis.
- Type 2 : 3 appuis.
- Types 3 : 4 appuis .

Exemple :

- **Illustratif dalle plein type D3 sur 4 appuis.**

Dalle sur 4 Appuis d'épaisseur 12 cm, elle est située au Niveau de tous les étages.

$G = 5.44 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$; $L_x = 4.6 \text{ m}$; $L_y = 4.9 \text{ m}$.

$\rho = 0.94 > 0.4$ Donc la flèche selon les deux sens.

- **Calcul de chargement.**

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = (1.35G + 1.5Q) * 1 \text{ ml} = 9.59 \text{ KN/m} \\ P_s = (G+Q) 1 \text{ ml} = 6.94 \text{ KN/m.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = U_x * P_u * l_x^2 \\ M_{0y} = U_y * M_{0x} \end{array} \right.$$

Avec :

ELU $\mu_x = 0.0419$; $\mu_y = 0.8661$.

ELS $\mu_x = 0.0491$; $\mu_y = 0.9087$.

Tableau III .7. Estimation des moments dans le panneau D3.

	ELU		ELS	
	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
M_0	8.5	7.36	7.21	6.55
$M_t^{x/y} = 0.85 M_0^{x/y}$	7.225	6.26	6.13	5.57
$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x$	-4.25		-3.6	

❖ Calcul de ferrailage à L'ELU

Tableau III.8. Ferrailage de plancher à dalle pleine de panneau D3.

Endroit	Sens	M (KN/m)	μ_{bu}	φ	Z (m)	A_{cat} (cm ²)/ml	A_{min} (cm ²)/ml	$A_{opté}$ (cm ²)
Travée	x-x	7.225	0.063	0.081	0.087	3.12	1.09	4HA12= 4.52
	y-y	6.26	0.054	0.069	0.087	2.82	1.09	4HA12= 4.52
Appuis	x-x	-4.25	0.037	0.047	0.088	2.67	1.09	4HA12= 4.52

❖ Les vérifications à l'ELU

Tableau III.9. Vérification de l'effort tranchant de la dalle D3.

Type	Sens	V_u (KN)	$\tau_u \leq \tau_{adm}$		Observation
			τ_u	τ_{adm}	
DP 3	x-x	12.41	0.138	1.17	Vérifiée
	y-y	10.27	0.114	1.17	Vérifiée

❖ Vérifications à l'ELS

Tableau III.10. Résultats des vérifications à l'ELS de panneau D3.

Endroit	sens	M_{ser} (KN/m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$		Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$		Observation
					σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$		σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	
Travée	x-x	6.13	2.89	3784.6	4.68	15	Vérifiée	172.6	201.63	Vérifiée
	y-y	5.57	2.72	3365.8	4.50	15	Vérifiée	180.6	201.63	Vérifiée
Appuis	x-x	-3.60	2.61	3115.7	3.02	15	Vérifiée	128.2	201.63	Vérifiée

❖ Vérification de la flèche

- $\frac{h}{l_x} \geq \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 * M_0^x} \right]$

0.026 > 0.042 mCondition Non Vérifiée.

- $\frac{A}{b * d_x} < \frac{2}{f_e}$

43.67 < 5 * 10⁻³Condition Non Vérifiée.

Puisque les conditions de la flèche n'ont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

➤ Calcul de flèche :

Tableau III.11. Calcul de la flèche de la dalle pleine.

Sens	XX	YY
ρ	0.004	0.03
λ_i	4.81	5.57
λ_v	1.92	2.23
y (cm)	2.72	2.56
I (cm ⁴)	2995.68	2668.17
σ_{s_j} (MPa)	119.39	124.9

σ_{sg} (MPa)	151.04	158.06
σ_{sp} (MPa)	192.69	201.65
μ_j	0.121	0.077
μ_g	0.224	0.179
μ_p	0.327	0.284
I_0 (cm ⁴)	1493.06	1485.77
I_{fji} (cm ⁴)	1035.2	1152.5
I_{fgi} (cm ⁴)	7899.1	8157.9
I_{fpi} (cm ⁴)	6376.5	6315.9
I_{fgv} (cm ⁴)	1007.4	9995.5
f_{ji} (mm)	2.39	2.23
f_{gv} (mm)	8.19	8.3
f_{pi} (mm)	6.26	6.52
f_{gi} (mm)	3.96	3.96
Δf (mm)	8.10	8.64
f_{adm} (mm)	9.2	8.9
Observation	Vérifiée	Vérifiée

➤ Schéma de ferrailage

Ferrailage de la dalle pleine sur quatre appuis

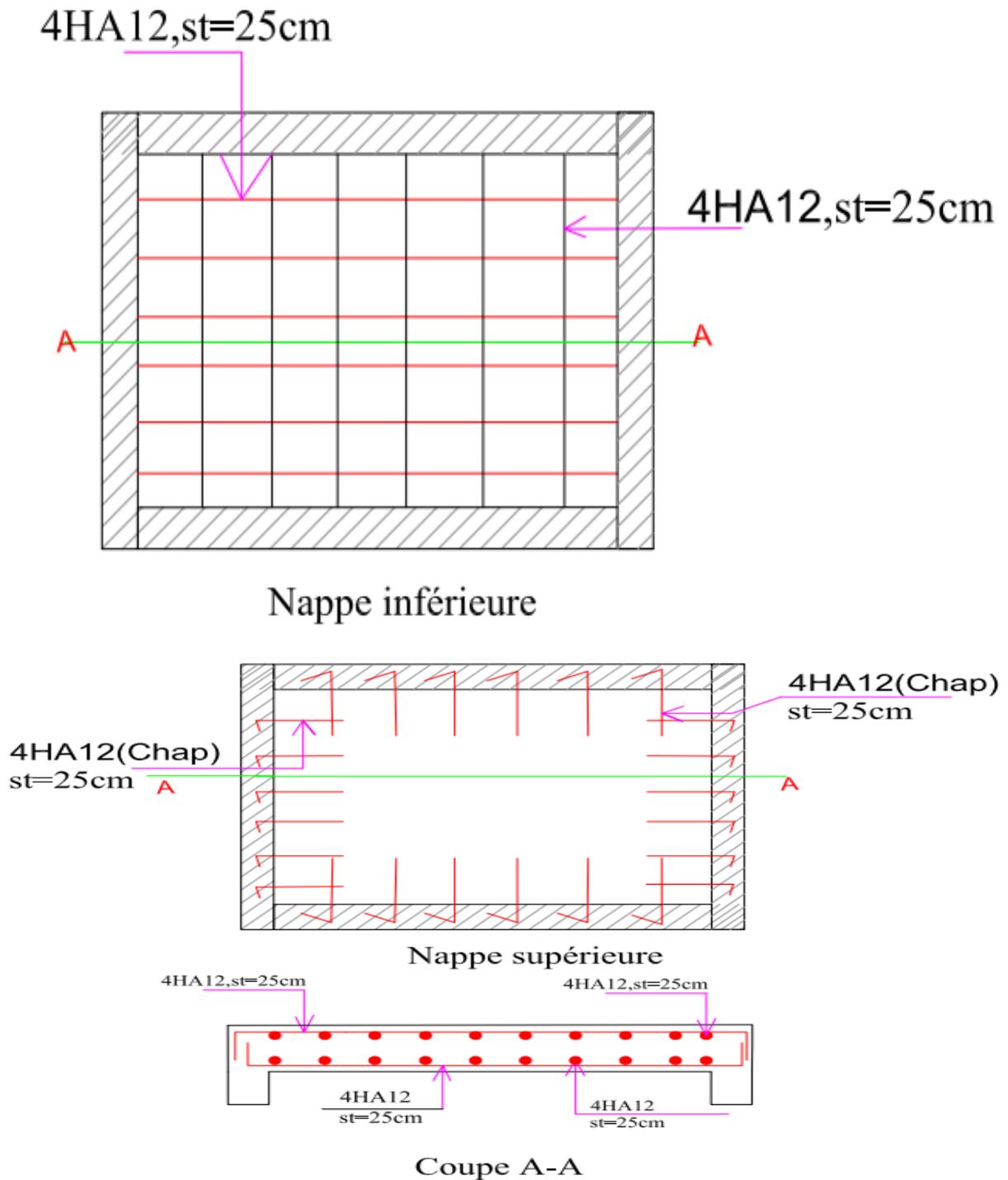


Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle D3 sur quatre appuis.

III.3. Étude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient.

Dans notre projet on dispose de deux types d'escalier.

a) Types 1

Volée :

Palier :

$$G_v = 8.91 \text{ KN/m}^2 ; \quad G_p = 5.31 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

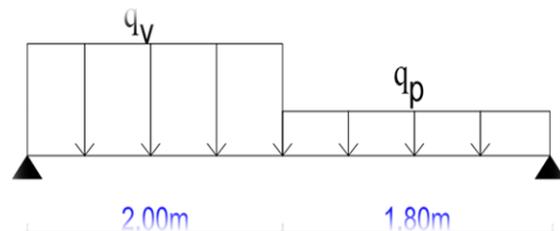


Figure III.7. Schéma statique après la projection d'escaliers.

❖ Calcul du chargement revient sur l'escalier

• ELU:

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u^v = (1.35 G_v + 1.5 Q_v) * 1 = 15.78 \text{ KN/m} \\ q_u^{palier} = (1.35 G_p + 1.5 Q_p) * 1 = 10.92 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

• ELS:

$$\left\{ \begin{array}{l} q_s^v = (G_v + Q_v) * 1 = 11.41 \text{ KN/m} \\ q_s^{palier} = (G_p + Q_p) * 1 = 7.81 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

❖ Calculus des sollicitation

Tableau III.12. Calculs des sollicitations dans l'escalier type 1.

	Reactions d'appuis		M_0^{max} (KN/m)	Moment (KN/m)		V^{max} (KN)
	A	B		Travée	Appuis	
ELU	32.43	18.74	24.26	18.19	12.13	27.91
ELS	23.41	13.47	17.46	13.09	6.54	20.14

❖ Ferrailage :

On a

$$(b * h) = (100 * 15) \text{ cm}^2; \quad e = 15 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 13 \text{ cm}.$$

Tableau III.13. Le ferrailage de l'escalier type 1.

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{opt} (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	18.10	0.075	0.037	0.124	4.21	1.57	3HA14	15
Appuis	12.13	0.05	0.064	0.126	2.77	1.57	3HA12	15

❖ **Espacement des barres :**

$A_l : S_t \leq \min(3e, 33cm) ; \quad S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

$A_r : S_t \leq \min(4e, 45cm) ; \quad S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

b) **Types 2 :**

$G = 9.39 \text{ KN /m}^2 \quad ; \quad Q = 2.5 \text{ KN /m}^2$

❖ **Calcul du chargement revient sur l'escalier**

- **L'ELU et à l'ELS**

$$\begin{cases} q_u = (1.35 G_v + 1.5 Q_v) * 1 = 16.43 \text{ KN/m.} \\ q_s = (G_v + Q_v) * 1 = 11.89 \text{ KN/m.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_u = \frac{q_u * l_x^2}{2} = 16.10 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u * l_x = 23 \text{ KN.} \end{cases}$$

➤ **Ferrailage :**

Tableau III.14. Le ferrailage de l'escalier.

μ_{bu}	φ	Z (m)	$A_{calculé}$	A_{min}	$A_{opté}$
0.034	0.043	0.177	4.98	2.17	6HA12= 6.79

❖ **Les vérifications aux états limite (ELU, ELS)**

- **Vérification à L'ELU**

1) **Vérification de l'effort tranchant :**

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} ; \text{ FPN}$

$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa.}$

Tableau III.15. Vérifications des contraintes pour les deux escaliers.

Escaliers	V_u^{max} (KN)	b_0 (cm)	d(cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$	$\tau_u < \bar{\tau}$
Type 1	27.91	100	0.13	$2.14 * 10^{-3}$	3.33	Vérifiée
Type 2	23	100	0.18	1.28	3.33	Vérifiée

Pas de risque de cisaillement donc pas d'armatures transversaux des deux types.

• **Vérification à L'ELS :**

1) **Vérifications des contraintes dans le béton :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.} \\ \frac{b}{2} Y^2 + 15AY - 15Ad \\ I = \frac{b}{3} Y^3 + 15A (d - Y)^2 \end{array} \right.$$

Tableau III.16. Vérifications des contraintes dans le béton pour les deux types.

Escalier	Localisation	M_{ser}^{max} (KN)	Y(m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_a$ (MPa)	Observation
Type 1	En travée	13.09	3.6	3607.96	6.26	15	Vérifiée
	En appuis	6.54	3.2	59754	4.6	15	Vérifiée
Type 2	En travée	11.65	3.8	12082	2.02	15	Vérifiée

❖ **Vérification de la flèche :**

- $e \geq \max \left(\frac{1}{16} \frac{M_t}{20M_0} \right) * l_x$
- $A_t < \frac{4.2bd}{f_e}$
- $L < 8m$

➤ **Types 1**

- $e = 15 \text{ cm} < 0.23$ Non Vérifiée.
- $A_t = 4.6 * 10^{-4} < 1.36 * 10^{-3}$ Vérifiée.
- $L < 8m$ Vérifiée.

➤ **Types 2**

- $e = 20 \text{ cm} < 0.23$ Non Vérifiée.
- $A_t = 3.39 * 10^{-4} < 1.89 * 10^{-3}$ Vérifiée.
- $L < 8m$ Vérifiée.

➤ **Calcul de flèche :**

Tableau III.17. Calcul de la flèche de l'escalier pour les deux types.

Sens	Type 1	Type 2
M_j^{ser} (KN .m)	8.90	7.65
M_g^{ser} (KN .m)	11.30	9.20
M_p^{ser} (KN .m)	1.51	11.65
λ_i	5	9.91
λ_v	2	3.96
I (cm ⁴)	5306.4	9373.15
σ_{sj} (MPa)	194.49	152.40

σ_{sg} (MPa)	246.92	183.24
σ_{sp} (MPa)	330.163	232.24
μ_j	0.31	0
μ_g	0.41	0
μ_p	0.51	0.096
I_0 (cm ⁴)	142236.7	51091.7
$I_{f_{ji}}$ (cm ⁴)	60723	56201
$I_{f_{gi}}$ (cm ⁴)	51145	56201
$I_{f_{pi}}$ (cm ⁴)	43497	28762
$I_{f_{gv}}$ (cm ⁴)	85794	56201
f_{ji} (mm)	0.65	0.205
f_{gi} (mm)	0.98	0.247
f_{pi} (mm)	1.54	0.611
f_{gv} (mm)	1.76	0.741
Δf (mm)	1.67	0.9
f_{adm} (mm)	7.6	5.6
Observation	Vérifiée	Vérifiée

➤ Schéma de ferrailage :

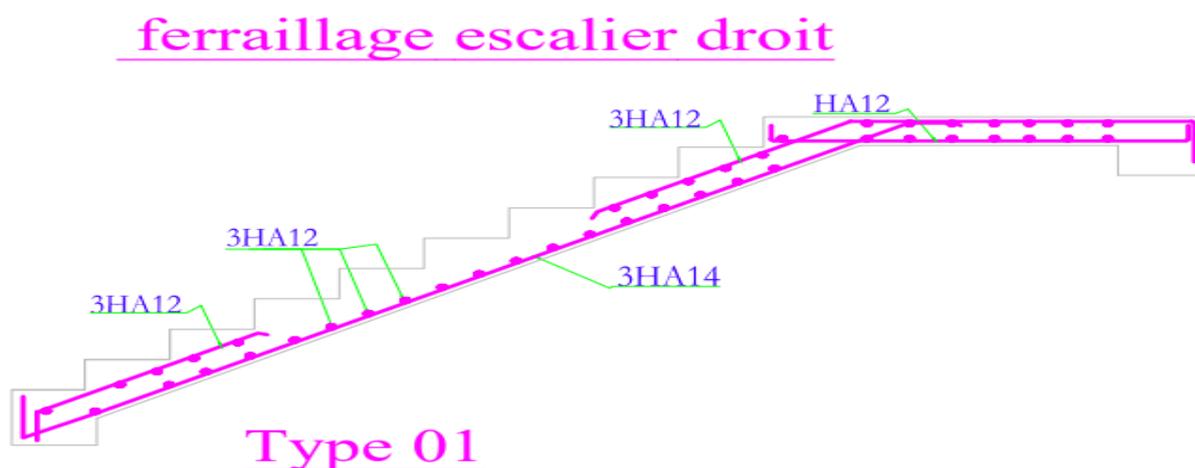


Figure III.8. Schéma de ferrailage de l'escalier droit.

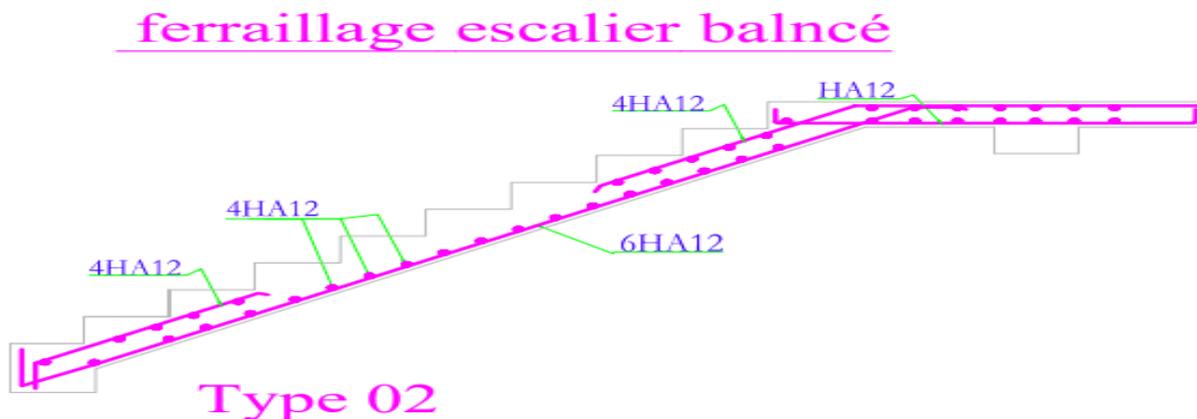


Figure III.9. Schéma de ferrailage de l'escalier balncé.

III.4. Etude des poutres de chaînage

III.4.1. Pré dimensionnement de la poutre de chaînage

La hauteur de la poutre de chaînage est donnée par l'expression suivante : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \quad \rightarrow \quad 23.3 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm}$$

Alors, on opte $\begin{cases} h = 30 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$

III.4.2. Vérification des conditions du RPA :

- ✓ $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ Vérifiée.
- ✓ $h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Vérifiée.
- ✓ $\frac{h}{b} = 1.16 < 4$Vérifiée.

III.4.3. Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage est considérée comme état simplement appuyé, soumise à une charge répartie due à son poids propre et une partie du plancher à corps creux.

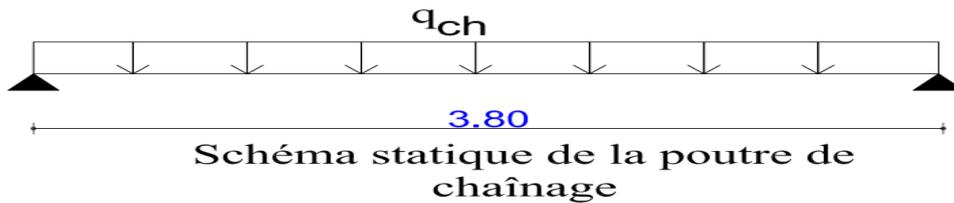


Figure III.10. Schéma statique de la poutre de chaînage.

➤ **Le poids propre de la poutre :**

$$G_p = 25 * 0.3 * 0.3 = 2.25 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Le poids du mur :**

$$G_m = 2.48 * 2.67 = 6.62 \text{ KN/m.}$$

III.4.4. Calcul des moments :

➤ **ELU :**

$$\begin{cases} q_u = 1.35(G_p + G_m) = 11.97 \text{ KN/ml.} \\ M_u = q_u * \frac{l^2}{8} = 18.33 \text{ KN.m.} \\ V_u = q_u * \frac{l}{2} = 20.95 \text{ KN.} \end{cases}$$

➤ **ELS :**

$$\begin{cases} q_s = G_p + G_m = 8.87 \text{ KN/m.} \\ M_s = q_s * \frac{l^2}{8} = 13.58 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

III .4.5. Corrections des moments :

➤ **A l'ELU :**

$$\begin{cases} \text{Travée : } M_{tu} = 0.85M_u = 15.58 \text{ KN.m.} \\ \text{Appui : } M_{au} = -0.5 M_u = -9.165 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **A l'ELS :**

$$\begin{cases} \text{Travée : } M_{ts} = 0.85M_s = 22.63 \text{ KN.m} \\ \text{Appuis : } M_{as} = -0.5M_s = -6.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III .4.6. Ferrailage

Tableau III.18. Ferrailage de la poutre de chaînage.

	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	$A_{opté}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée	15.58	0.100	0.132	0.218	2.99	3HA12= 3.39	0.83
En appui	-9.16	0.035	0.04	0.226	1.02	2HA8+2HA8	0.83

III.4.7. Les vérifications nécessaires :

➤ Vérification à l'ELU

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b*d} = 0.254 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.35\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

- Calcul des armatures transversales :

On fixe $S_t = 15\text{cm}$ puis on calcul $A_{transversal}$

$$A_{transversal} \geq \frac{0.4*b*s_t}{f_e} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{transversal} \geq 0.45\text{cm}^2.$$

Soit un cadre Ø8+ un étier de Ø8 ; $A_{transversal} = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2$

➤ Vérification à l'ELS

Tableau III.19. Vérifications des contraintes de la poutre de chaînage.

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$	Observation
En travée	11.54	6.97	18306	4.39 < 15	194.2 < 201.63	Vérifiée
En appuis	-6.79	5.83	13040	3.04 < 15	169.2 < 201.63	Vérifiée

➤ Etat limite de déformation :

❖ Evaluation de la flèche :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_o} \rightarrow 0.086 > 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$
- $\frac{A_t}{b*d} < \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 2.86*10^{-3} < 0.0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$
- $L = 3.5 < 8m \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

➤ **Schéma de ferrailage :**

Ferrailage de la poutre de chaînage

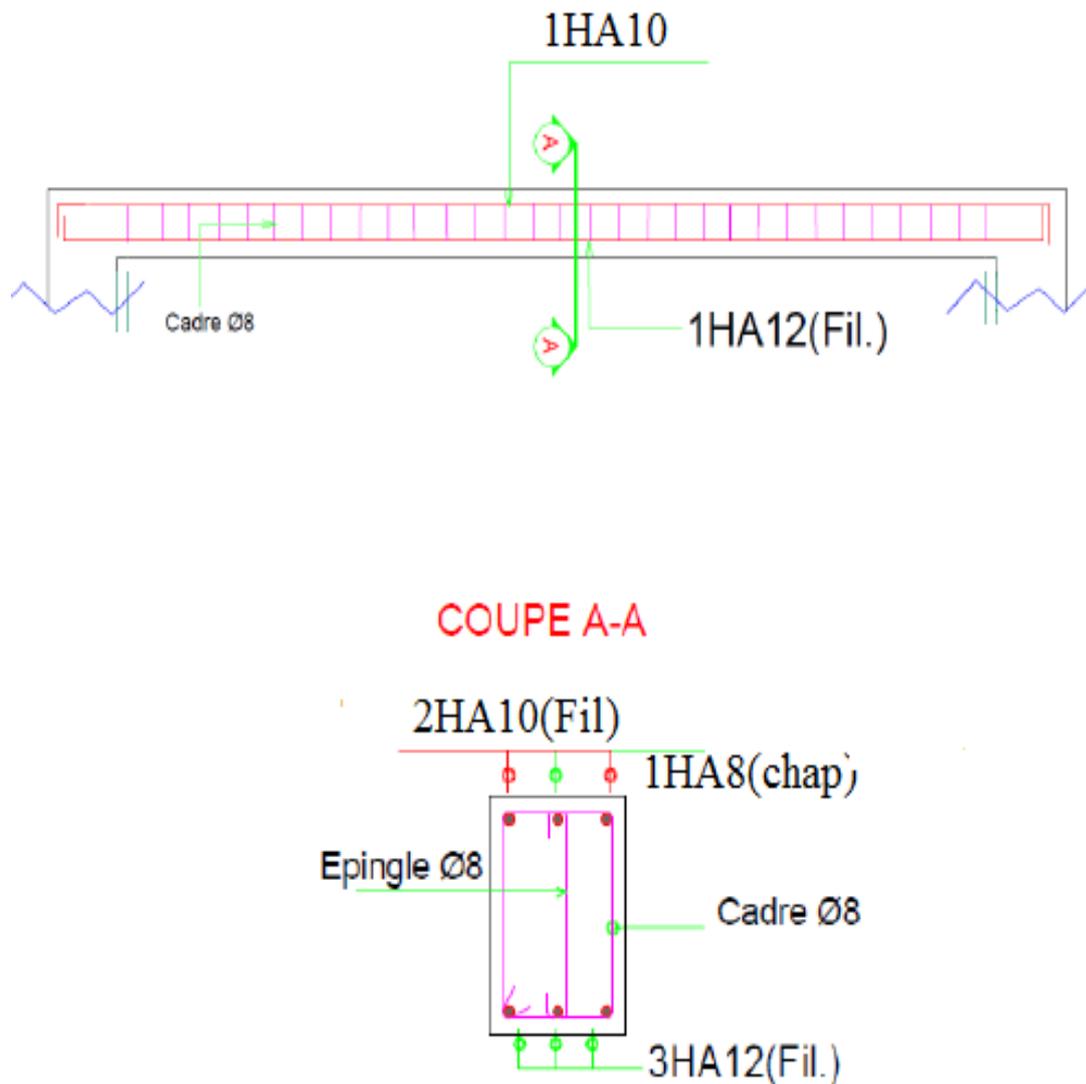


Figure III.11. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.5. Etude de l'acrotère :

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

Le calcul se fait à la flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linière.

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure.

III .5.1. Hypothèses de calcul :

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

III.5.2. Evaluation des charges et surcharges :

- **Poids propre :**
 $G_0 = 25 S_{acr} = 25 * 0.0485 = 1.21 \text{ KN /ml.}$
 $G_{rev} = 0.27 \text{ KN /ml.}$

D'où, la charge totale est $G = W_p = 1.32 \text{ KN /ml.}$

- **Charge d'exploitation :**
 $Q = 1 \text{ KN/ml.}$
- **Force sismique :**

La force sismique est donnée par la formule suivante :

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

Avec:

$A = 0.15$ (zone II_a) Coefficient d'accélération de la zone.

$C_p = 0.8$:Facteur de force horizontale.

$W_p = 1.32 \text{ KN /ml}$ Poids propre de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 1.32 \Rightarrow F_p = 0.63 \text{ KN.}$

III.5.3. Calcul des sollicitations :

➤ **Calcul du centre de gravité :**

$$X_G = \frac{\sum X_i * A_i}{\sum A_i} = 6.7 \text{ cm} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum Y_i * A_i}{\sum A_i} = 22.51 \text{ cm.}$$

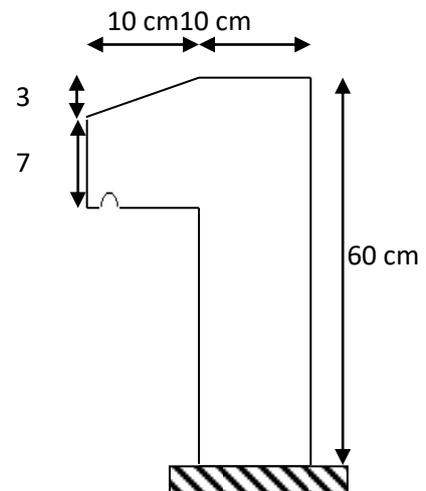


Figure III.12. Schéma statique de L'acrotère.

L'acrotère est soumis à :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = 1.32 \text{ KN} \\ N_Q = 0 \text{ KN} \\ N_{FP} = 0 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_G = 0 \text{ KN.m} \\ M_Q = Q \cdot h = 0.4 \text{ KN.m} \\ M_{FP} = F_P \cdot Y_G = 0.14 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Combinaisons d'action de l'acrotère :**

Tableau III.20. Combinaisons d'action de l'acrotère.

Combinaisons Sollicitations	ELA accidentelle	ELU	ELS
	G+Q+E	1.35G + 1.5Q	Q + G
N(KN)	1.32	1.78	1.32
M(KN)	0.54	0.6	0.4
V(KN)	1.63	1.6	/

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_{u \text{ acc}}}{N_{u \text{ acc}}} = \frac{0.54}{1.32} * 10^2 = 40.9 \text{ cm.} \\ \frac{h}{6} = \frac{40}{6} = 6.67 \text{ cm.} \\ e_0 > \frac{h}{6} \end{array} \right.$$

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

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

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

$e = e_0 + e_a + e_2$ Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_a : \text{Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.} \\ e_2 : \text{Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.} \\ e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{h}{250} \right) = 2 \text{ cm} \\ e_2 = \frac{3 * l_f^3 * (2 + \phi * \alpha)}{10^4 * h_0} \end{array} \right.$$

Tel que ϕ : Rapport de déformation final du au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée. $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$

l_f : Longueur de flambement (h=10cm : hauteur de la section) ; $l_f = 2h = 0.8m$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (0.8)^3 \cdot 2}{10^4 \cdot 0.1} = 35.71 \text{ cm}$$

$$e_{tot} = 36.09 \text{ cm}$$

➤ **Les sollicitations de calcul deviennent :**

$$N_4 = 1.78 \text{ KN}$$

$$M_4 = N_4 \cdot e = 1.78 \cdot 0.3609 = 0.64 \text{ KN.m}$$

III.5.4. Ferrailage de l'acrotère

➤ **Calcul à l'ELU :**

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

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimé et e_0 en dehors de la section.

Donc le calcul se fait par assimilation a la flexion simple avec M_{ua} .

$$M_{ua} = M_4 + N_4 \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.675 \text{ KN.m}$$

$$u_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.675 \cdot 10^{-3}}{14.2 \cdot 1 \cdot (0.07)^2} = 0.009 < u_l = 0.392 \quad \text{et} \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}] = 0.012 \quad \text{et} \quad z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.069 \text{ m} \Rightarrow A = \frac{M_{ua}}{z \cdot f_{st}}$$

$$A_1 = 0.28 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé : $A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

- Sens principales : $A = 0.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on prend : 4HA8=2.01cm²/ml.
- Sens secondaire : $A = 0.21 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on prend : 4HA8=2.01cm²/ml.

➤ **Les vérifications à l'ELU :**

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

$$A_t^{min} = 0.23b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.84 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_t^{min} > A_t \dots \dots \dots \text{Condition Non Vérifiée.}$$

• **Vérification au cisellement :**

ELU

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b*d} = \frac{1.5*10^{-3}}{1*0,07} = 0.021 MPa$$

$$\bar{\tau}_u < \min (0.1 f_{c28} ; 4 MPa) = 2.5 MPa$$

Donc : $\tau_u < \bar{\tau}_u$Condition Vérifiée.

• **Situation accidentelle :**

$$V_u = Q + F_p = 1 + 0.63 = 1.63 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 0.0163 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}..... \text{Condition Vérifiée.}$$

• **Les vérifications à L'ELS :**

$$F.N \Rightarrow \bar{\sigma} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f} \right)$$

$$\eta = 1.6 \Rightarrow \bar{\sigma} = 201.63 \text{ MPa. Et } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y \text{ avec } Y = y_c + c$$

$$C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = 0.3530 \text{ m Avec } (C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

$$Y_c^3 + p y_c + q = 0.....(1)$$

$$\begin{cases} P = -3c^2 - \frac{90A'}{b} (c-d') + \frac{90A}{b} (d-c) = -0.379 m^2 \\ Q = -2c^3 - \frac{90A'}{b} (c-d')^2 + \frac{90A}{b} (d-c)^2 = -0.089 m^2 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1) dépend :

$$\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -6.53 * 10^{-5} m^3$$

Donc il existe trois racines réelles, en garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h - c \Rightarrow y_c = -0.3367 \text{ m}$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a * \cos \left(\frac{\phi}{3} \right) = 0.7 \text{ m.} \\ y_{c2} = a * \cos \left(\frac{\phi}{3} + 120^\circ \right) = -0.373 \text{ m.} \\ y_{c3} = a * \cos \left(\frac{\phi}{3} + 240^\circ \right) = -0.3367 \text{ m.} \end{cases}$$

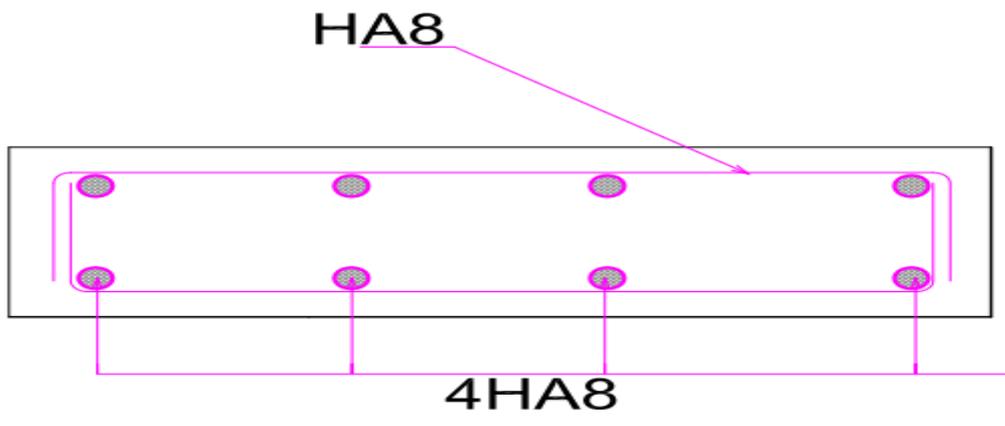
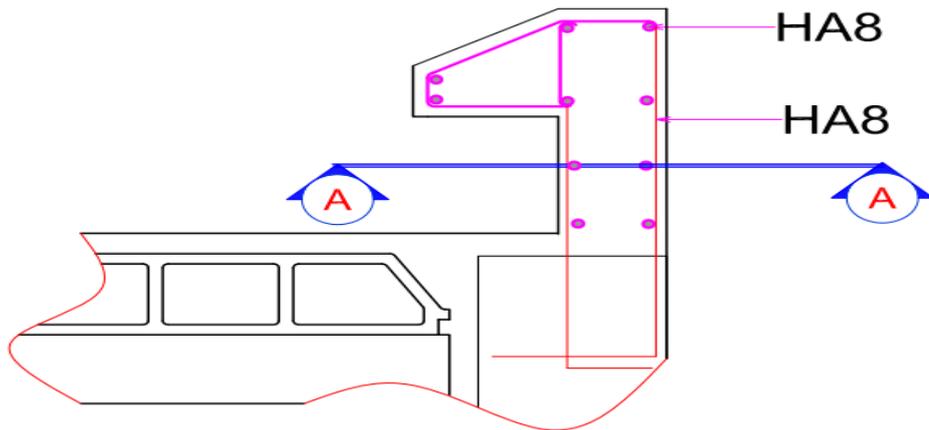
$$\text{Avec } a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 0.710 \text{ m et } \phi = \cos^{-1} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) = 0.09 \text{ rad.}$$

$$\text{Donc on prend } y = 0.016 \text{ m ; } \mu_t = \frac{b y^2}{2} - A (d - y) = 3.01 * 10^{-5} \text{ m.}$$

D'où $\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y = \frac{1.32 * 10^{-3}}{3.01 * 10^{-5}} = 0.016 = 0.71 \text{ MPa}$.

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$Condition Vérifiée.

Schéma de ferrailage de l'acrotère



Coupe A-A

Figure III .13. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.6. Etude de la poutre brisée :

III.6.1. Définition :

La poutre brisée est une poutre inclinée qui se calcule à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise par la volée sous forme de réactions d'appuis ainsi un moment de torsion et le poids du mur qu'elle supporte.

III.6.2. Pré dimensionnement de la poutre brisée :

$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \rightarrow 24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

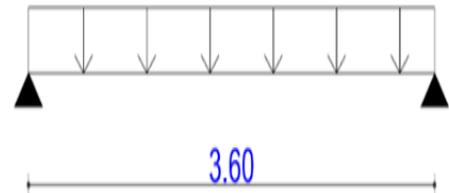


Figure III.14. Schéma statique de la poutre brisée.

Alors, on opte $\begin{cases} h = 30 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$

III.6.3. Vérification des conditions du RPA :

- ✓ $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ Vérifiée.
- ✓ $h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Vérifiée.
- ✓ $\frac{h}{b} = 1 < 4$ Vérifiée.

III.6.4. Définition des charges :

La poutre brisée est soumise à :

- Son poids propre : $g_o = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/m.}$
- Poids du mur sur la poutre : $P_m = 2.62 \text{ KN/m}$

On prendra les réactions calculées avec la volée 1 :

ELU : $R_A = 6.87 \text{ KN.}$; $R_B = 4.82 \text{ KN.}$

Tableau III.21. Sollicitations de la poutre brisée.

ELU	ELS
$R_A = 18.74 \text{ KN/ml.}$	$R_A = 13.47 \text{ KN/ml.}$
$g_o = 2.25 \text{ KN/m.}$	$g_o = 2.25 \text{ KN/m.}$
$P_u = 25.31 \text{ KN/m.}$	$P_s = 18.34 \text{ KN/m.}$
$M_o^x = 41 \text{ KN.m.}$	$M_o^x = 29.71 \text{ KN.m.}$
$M_t = 34.85 \text{ KN.m}$	$M_t = 25.25 \text{ KN.m}$
$M_a = -20.5 \text{ KN.m.}$	$M_a = -14.85 \text{ KN.m.}$
$V_u = 45.56 \text{ KN.}$	

III.6.5. Ferrailage:

Le ferrailage se fait à la flexion simple et en torsion :

➤ **En flexion Simple :****Tableau III.22.** Ferrailage de la poutre brisé a la flexion simple.

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
En travée	34.85	0.108	0.144	0.259	3.86	0.99
En appuis	20.5	0.063	0.082	0.265	2.21	0.99

$$M_t = M_{escalier}^{appuis} = 16.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{tor} = M_t * \frac{l}{2} = 28.98 \text{ KN.m}$$

➤ **En torsion :****Tableau III.23.** Ferrailage de brisé à la torsion.la poutre brisé.

M_{tor} (KN.m)	e (cm)	Ω (m ²)	U (m ²)	A_1 (cm ²)
28.98	5	0.0625	1	6.66

Avec :

U: Périmètre de la section « Ω ».

Ω : l'aire de torsion (contour tracer à mi-hauteur).

e: Epaisseur de la paroi.

A_1 : Section d'acier.

❖ **En travée :**

$$A^{\ddagger} = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2}$$

$$A^{\ddagger} = 7.16 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec : $A^{\ddagger} = 5HA14 = 7.70 \text{ cm}^2$.

❖ **En appui :**

$$A_a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2}$$

$$A_a = 5.54 \text{ cm}^2.$$

Donc on ferraille avec : $A_a = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$.

III.6.6. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_{\text{flexion}} = 0.55 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e}$$

$$\tau_{\text{tor}} = 4.64 \text{ MPa}$$

On vérifie que : $\tau_{\text{tor}}^2 + \tau_{\text{flex}}^2 \leq \tau_{\text{adm}}$

$$\tau_u = 4.67 > \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa.}$$

La condition n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section de la poutre brisée :

Redimensionnement de la poutre brisée : (b = 40 cm et h = 45 cm).

➤ **Calcul des sollicitations :**

Tableau III.24. Calcul des sollicitations dans la poutre brisée.

ELU	ELS
$R_A = 18.74 \text{ KN/ml.}$	$R_A = 13.47 \text{ KN/ml.}$
$g_o = 4.5 \text{ KN/m.}$	$g_o = 4.5 \text{ KN/m.}$
$P_u = 18.35 \text{ KN/m.}$	$P_s = 20.59 \text{ KN/ml.}$
$M_o = 45.93 \text{ KN.m.}$	$M_o = 33.35 \text{ KN.m.}$
$M_t = 39.03 \text{ KN.m}$	$M_t = 28.35 \text{ KN.m.}$
$M_a = -22.96 \text{ KN.m.}$	$M_a = -16.67 \text{ KN.m.}$
$V_u = 51.03 \text{ KN.}$	$V_u = 37.06 \text{ KN.}$

➤ **Ferraillage:**❖ **En flexion Simple :**

Tableau III.25. Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple.

Position	$M_u \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (cm)}$	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$
En travée	39.03	0.038	0.048	0.416	2.69	2.05
En appuis	22.96	0.022	0.028	0.420	1.57	2.05

➤ En torsion :

Tableau III.26. Ferrailage de la poutre brisé à la torsion.

M_{tor} (KN.m)	e (cm)	Ω (m ²)	U (m ²)	A_1 (cm ²)
28.98	5	0.14	1.5	4.46

❖ En travée :

$$A^{\dagger} = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2}$$

$$A^{\dagger} = 3.9 \text{ cm}^2. \quad \text{Donc on ferraille avec : } A^{\dagger} = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2.$$

❖ En appui :

$$A_a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2}$$

$$A_a = 3.80 \text{ cm}^2. \quad \text{Donc on ferraille avec : } A_a = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2.$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_{flexion} = 0.3 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$$

$$\tau_{tor} = 2.09 \text{ MPa.}$$

On vérifie que : $\tau_{tor}^2 + \tau_{flex}^2 \leq \tau_{adm}$

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

$$\tau_u = 2.09 < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

➤ Calcul des armatures transversales :

❖ En flexion

$$A_t = \frac{b \cdot S_t \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.8 f_e} = 2.74 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{0.4 \cdot b \cdot S_t}{f_e} = 0.6 \text{ cm}^2$$

❖ En torsion

$$A_t = \frac{M_{tor} \cdot S_t}{2 \Omega f_{st}} = 0.45 \text{ cm}^2 \quad \text{D'où } A_t = 3.79 \text{ cm}^2 \quad \text{alors } A_t = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à l'ELS :

Tableau III.27. Vérification de la poutre brisée à l'ELS.

Position	$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Obs
Travée	28.35	6.16	11.9	108988	3.09	15	Vérifiée
Appuis	16.67	3.93	9.8	75584	2.16	15	Vérifiée

➤ Vérification de la flèche

- $\frac{h}{L} = 0.125 > 0.0625$Vérifiée.
- $\frac{A}{b*d} < \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 3.62*10^{-3} < 1.05 * 10^{-2}$ Vérifiée.
- $L = 3.6 < 8m$ Vérifiée.

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

➤ Schéma de ferrailage

FERRAILLAGE POUTRE BRISÉE

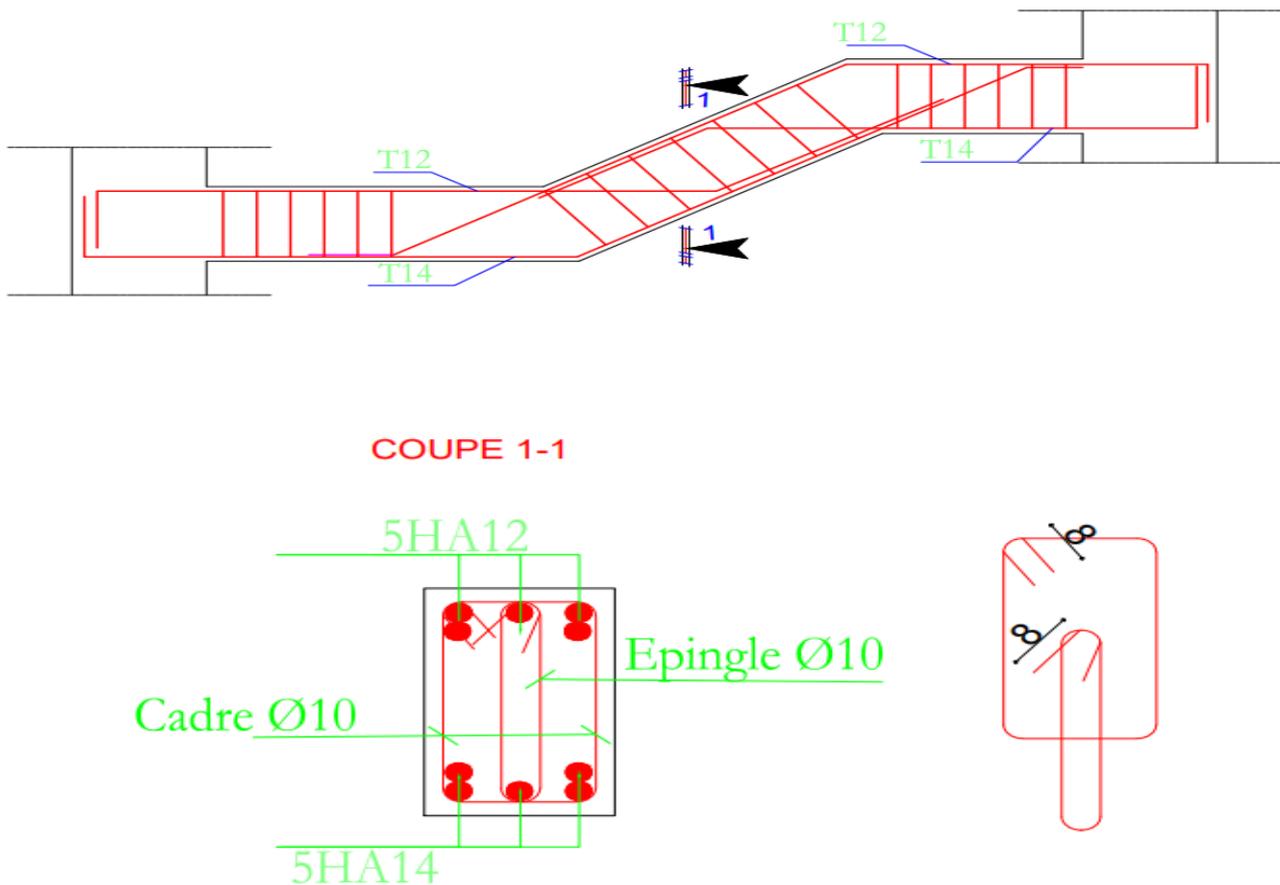


Figure III.15. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

Chapitre IV
Etude dynamique

IV.1. Introduction :

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

L'étude a été faite avec le logiciel **ETABS.V16** qui est un logiciel de calcul et d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

IV.2. Modélisation :

Parmi les méthodes de modélisations qui existe, on trouve la modélisation des éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaye tout l'élément puis toute la structure; mais cela prend énormément de temps manuellement, c'est pour quoi on se sert du logiciel de modélisation (**ETABS V2016**) afin de simplifier les calculs. Ce logiciel permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, efforts, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions.

D'après le RAP99.V2003 (Art.4.3.2. (b)) pour les structures irrégulières en plans, sujettes à la torsion et composer des planchers rigides, elles sont représentées pour un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois DDL (deux translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes.

IV.3.1. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle.

L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

IV.3.2. Méthode dynamique :

Qui regroupe :

- Méthode d'analyse modèle Spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique paraccélérogrammes.

Dans notre cas la hauteur totale de la structure est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (RPA 99 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.4. Présentation de la méthode modale spectrale :

La méthode modale spectrale est, donc 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 arrangés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$\rightarrow V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $(0,8V_{stat} / V_{dyn})$

Avec : V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique.

➤ Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base)

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

$$V_{stat} = \frac{A * D * Q}{R} * W \quad [RPA99V2003(4.1)]$$

A : Coefficient d'accélération de la zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : Poids totale de la structure.

A= 0.15 $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone sismique (II}_a\text{)}. \\ \text{Groupe d'usage 2.} \end{array} \right.$

R=5 Système de contreventement mixte (voile-portique) avec interaction.

D : Il est en fonction de :

- La catégorie du site.
- Le facteur de correction d'amortissement.
- La période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \dots\dots T_2 \leq T \leq 3(s) \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots\dots\dots T \geq 3(s) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \\ \xi = 7\% \end{cases}$$

On a un site ferme (S2) donc : $T_1 = 0.15$ (s) ; $T_2 = 0.40$ (s).

- Estimation de la période fondamentale de la structure T :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \\ T = \frac{0.09 \times H}{\sqrt{L_{xy}}} \end{cases}; \begin{cases} H = 38.61m. \\ C_T = 0.05 \text{ (dépend de système de contreventement).} \end{cases}$$

$$T = 0.774 \text{ (s)} \rightarrow \begin{cases} L_X = 21.20m \\ L_Y = 19.5m \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_X = \min(0.774 ; 0.754) \\ T_Y = \min(0.774 ; 0.787) \end{cases} \begin{cases} T_X = \mathbf{0.754 \text{ (s)}} \\ T_Y = \mathbf{0.774 \text{ (s)}} \end{cases}$$

$$D_X = D_Y = 2, 5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \rightarrow \begin{cases} D_X = \mathbf{1.44} \\ D_Y = \mathbf{1.42} \end{cases}$$

$Q = 1 + \sum P_q$ (P_q : la pénalité à retenir, selon la satisfaction des critères de qualité)

Les valeurs de la pénalité P_q à retenir pour les deux sens, sont récapitulées dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.1. Valeurs de pénalités P_q

N	Critère P_q	Observation		Observation	
		Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	Non	0	0.05
2	Redondance en plan	Oui	Oui	0.05	0.05
3	Régularité en plan	Oui	Oui	0	0
4	Régularité en élévation	Oui	Oui	0	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	Oui	0	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	Oui	0	0

$$\rightarrow \begin{cases} Q_x = 1.05 \\ Q_y = 1.1 \end{cases}$$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad [\text{RPA99 V2003 (4-5)}]$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes et éventuels, solidaires à la structure
 W_{Qi} : Charges d'exploitation.
 β = coefficient de pondération

Notre structure à usage d'habitations donc : $\beta = 0.2$

$$\rightarrow W = 49102.8202 \text{ KN.}$$

✓ **La force sismique totale à la base de la structure :**

$$\rightarrow \begin{cases} V_x = 2227.3 \text{ KN.} \\ V_y = 2300.95 \text{ KN.} \end{cases}$$

➤ **Spectre de réponse de calcul :**

Pour la méthode dynamique modale spectrale, les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

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

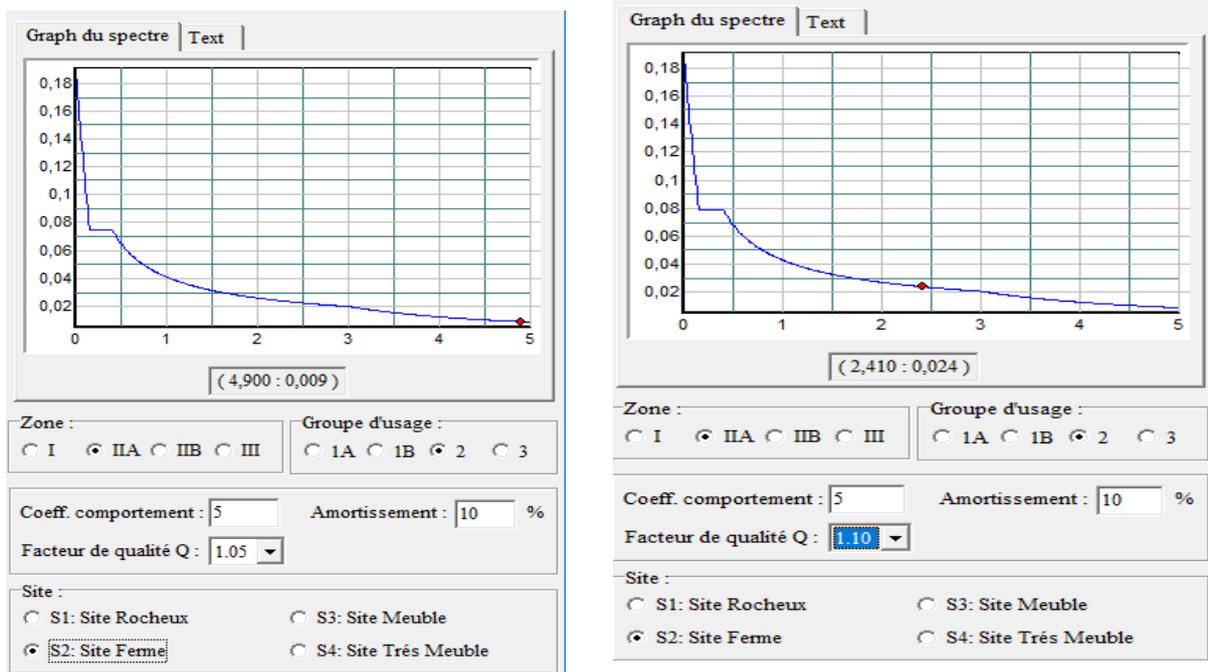


Figure IV.1. Spectre de réponse.

➤ **Disposition des voiles de contreventement :**

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

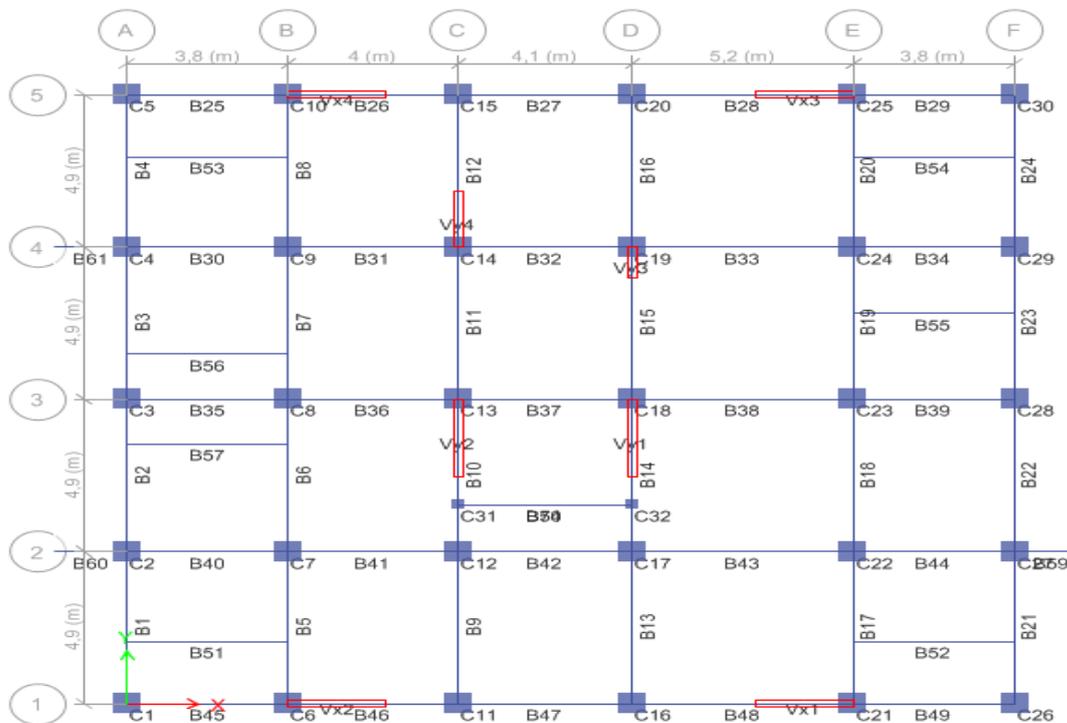


Figure IV.2. Plan de disposition des voiles.

IV.5. Interprétation des résultats d'analyse dynamique donnée par ETABS V16.2.0 :

IV.5.1. Périodes de vibrations et taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu'il exigé par le RPA99/2003 doit être supérieure à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation.

Mode	Période (s)	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	0.802	2.64E-5	0.6526	0	2.64 E-5	0.6526	3.45 E-6
2	0.72	0.6571	2.1E-5	0	0.6571	0.6526	0.0043
3	0.618	0.0044	1.90 E-6	0	0.6615	0.6526	0.6405
4	0.245	0.0001	0.1376	0	0.6616	0.7902	0.6408
5	0.234	0.1264	0.0002	0	0.7879	0.7903	0.6448
6	0.213	0.0039	0.0004	0	0.7918	0.7907	0.7759
7	0.123	1.87 E-5	0.0525	0	0.7918	0.8433	0.7763
8	0.119	0.0518	4.22 E-5	0	0.8436	0.8433	0.7773
9	0.106	0.0009	0.0003	0	0.8445	0.8433	0.8333
10	0.076	1.09 E-5	0.0287	0	0.8445	0.8436	0.8335
11	0.074	0.029	2.3 E-5	0	0.8735	0.8723	0.8339
12	0.065	0.0003	0.0002	0	0.8739	0.8724	0.865
13	0.052	7.09 E-6	0.0187	0	0.8739	0.8725	0.8651
14	0.05	0.0188	1.49 E-5	0	0.8926	0.8912	0.8653
15	0.044	0.0002	0.0001	0	0.8928	0.8913	0.8861
16	0.039	8.13 E-6	0.0114	0	0.8928	0.9028	0.8862
17	0.037	0.0144	1.43 E-5	0	0.9042	0.9028	0.8863
18	0.032	0.0001	0.0001	0	0.9044	0.9029	0.898
19	0.03	8.79 E-6	0.0075	0	0.9044	0.9104	0.8981
20	0.029	0.076	1.45 E-5	0	0.912	0.9104	0.8982
21	0.025	0.0001	0.0002	0	0.9121	0.9106	0.9063

On remarque que :

- La période dynamique de vibration est inférieure à la période statique approprié de 30% $T_{dyn} \leq 1.3 T_{stat}$ dans les deux senscondition vérifiée.
- 16 et 21 modes sont suffisants pour avoir un pourcentage de participation modales supérieures à 90% respectivement dans le sens X et Y.
- Le premier mode est un mode de translation selon l'axe Y-Y.
- Le deuxième mode est un mode de translation selon l'axe X-X.
- Le troisième mode est un mode de rotation selon l'axe Z-Z.

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

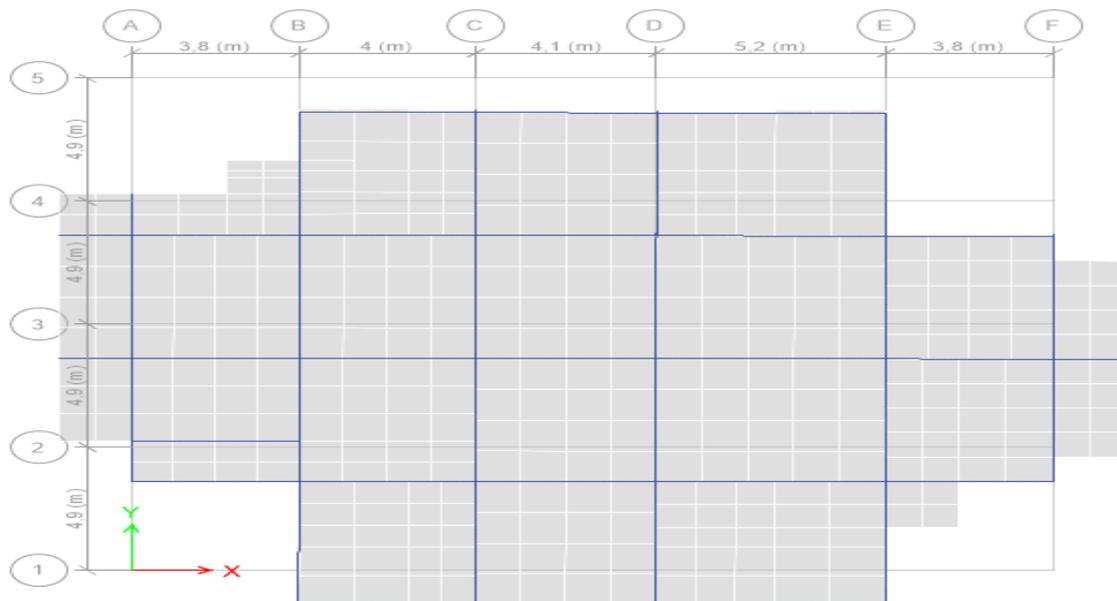


Figure IV.3. Mode1 (Translation suivant l'axe Y-Y).

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

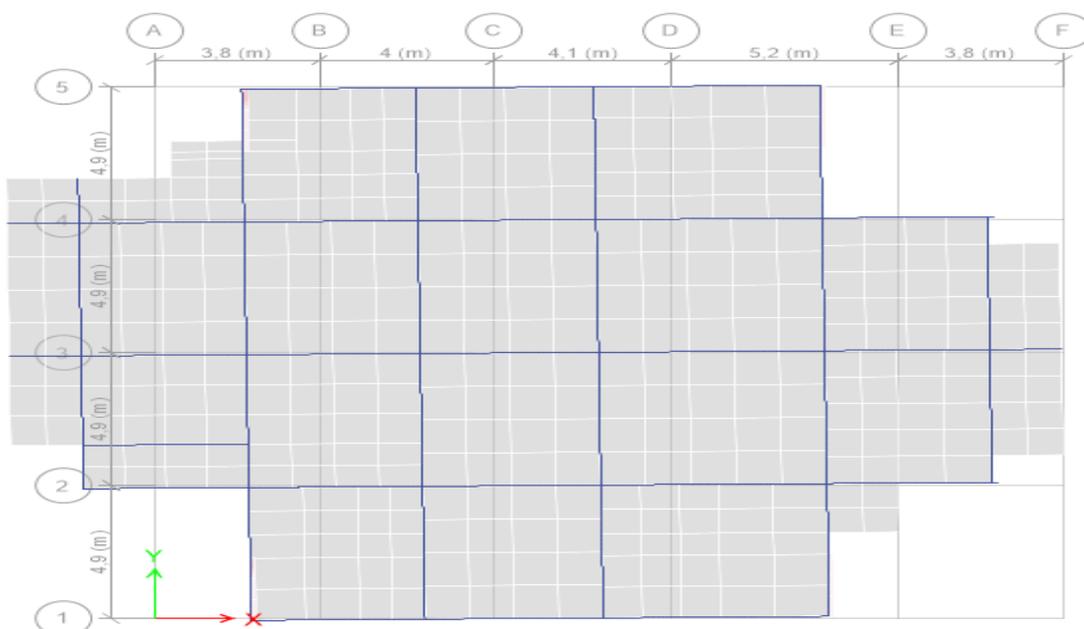


Figure IV.4. Mode 2 (translation suivant l'axe X-X).

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

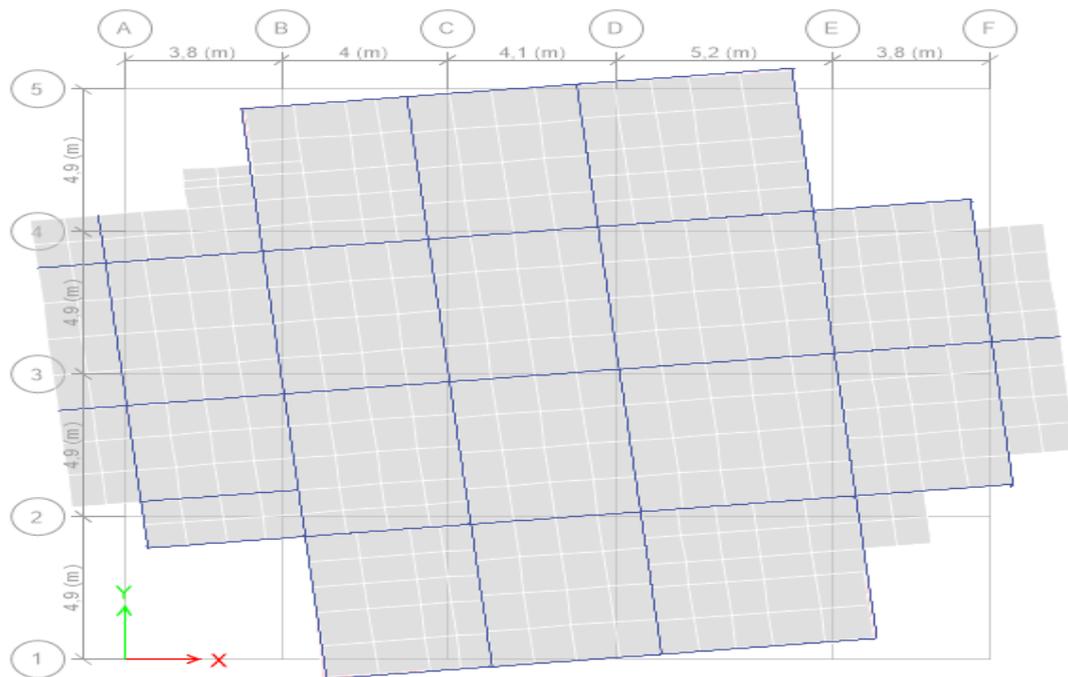


Figure IV.5. Mode 3 (Rotation suivant l'axe Z-Z).

IV.5.2. Vérification de la résistance des forces sismiques :

En se référant à l'article (4.3.6) du RPA99/2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st}

Tableau IV.3. Vérifications de l'effort tranchant à la base.

Force sismique	0.8V statique (KN)	V dynamique (KN)
Sens X-X	1781.84	1603.12
Sens Y-Y	1840.76	1607.16

D'après le tableau on constate que la condition du RPA99V2003 : $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$ n'est pas satisfaite selon les deux sens. Alors on doit majorer les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale ($0.8 V_{st} / V_{dyn}$), comme suit :

$$\text{Sens X-X} : \frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}} = 1.11148$$

$$\text{Sens Y-Y} : \frac{0.8 V_{st}}{V_{dyn}} = 0.87309$$

Après la majoration de l'action sismique ; on obtient les résultats suivants :

Tableau IV.4. Vérifications de la résultante des forces sismiques après majoration de l'action sismique.

Sens	V_{dyn} (KN)	$0.8V_{st}$	Remarque	Observation
X-X	1781.84	1781.84	$V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$	Vérifiée
Y-Y	1840.77	1840.76	$V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$	Vérifiée

IV.5.3. Vérifications des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 :✓ **Sous charges verticales :**

Le RPA99/2003 exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

Les voiles doivent reprendre au plus de 20% des sollicitations. Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations. Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau IV.5. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Les charges reprises(KN)		Pourcentages reprise (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
12	2564.449	568.919	81.84	18.16
11	5153.296	1054.304	83.02	16.98
10	8262.934	1368.919	85.79	14.21
9	11239.74	2454.304	82.08	17.92
8	14498.52	3330.244	81.32	18.68
7	17635.57	4337.143	80.26	19.74
6	20681.96	5149.031	80.07	19.93
5	24388.19	6040.91	80.15	19.85
4	28119.74	7000.92	80.07	19.93
3	32265.83	7611.87	80.91	19.09
2	36213.61	8894.17	80.28	19.72
1	40603.60	9969.61	80.29	19.71
RDC	44388.22	10737.01	80.62	19.48

D'après le tableau ci-dessus on remarque que l'interaction sous charge verticale est vérifiée.

✓ **Sous charge horizontales :**

Le RPA99/2003 exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

Les voiles doivent reprendre au plus de 75% des sollicitations. Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations. Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau IV.6. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
12	237.27	109.77	68.37	31.63	252.79	111.67	69.36	30.64
11	201.04	180.83	52.65	47.35	232.19	243.21	48.84	51.16
10	392.27	125.04	75.83	24.17	433.59	198.52	68.59	31.41
9	367.81	258.79	58.70	41.30	411.43	330.79	55.43	44.57
8	502.78	228.25	68.78	31.22	545.06	304.83	64.13	35.87
7	553.62	252.79	68.65	31.35	628.63	305.99	67.26	32.74
6	538.87	337.43	61.49	38.51	613.61	397.59	60.68	39.32
5	646.99	315.35	67.23	32.77	712.47	391.28	64.55	35.45
4	620.45	420.83	59.59	40.41	677.81	509.20	57.11	42.89
3	685.35	436.14	61.11	38.89	732.75	535.49	57.78	42.22
2	630.007	575.31	52.27	47.73	671.26	664.45	50.25	49.75
1	610.59	686.93	47.06	52.94	654.65	737.37	47.03	52.97
RDC	618.19	703.66	46.77	53.23	561.35	609.47	47.95	52.05

D'après le tableau ci-dessus on remarque que les interactions sous charges horizontales sont vérifiées dans tous les niveaux (sens X-X et Y-Y).

IV.5.4. Vérifications de l'effort normal réduit :

L'effort normal réduit doit être vérifiée, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

$$\nu = \frac{N_r}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Tableau IV.7. Vérifications de l'effort normal réduit.

Niveaux	N _r (KN)	Type de poteau	B _r (m ²)	ν
12	185.0003	35*35	0.1225	0.06
11	345.13	35*35	0.1225	0.113
10	510.33	45*45	0.2025	0.1
9	678.36	45*45	0.2025	0.134
8	852.94	50*50	0.25	0.136
7	1022.96	50*50	0.25	0.164
6	1206.74	50*50	0.25	0.193
5	1438.39	55*55	0.3025	0.190
4	1681.05	55*55	0.3025	0.222
3	1938.38	60*60	0.36	0.215
2	2193.49	60*60	0.36	0.243
1	2441.39	65*65	0.4225	0.231
RDC	2658.39	65*65	0.4225	0.251

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que l'effort normal réduit est vérifiée, donc pas de rupture fragile au niveau des poteaux.

IV.5.5. Vérifications des déplacements

Selon le **RPA99/2003 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur d'étage. Le déplacement relatif au niveau 'k' par rapport au niveau k-1' est égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \\ \delta_k = \delta_{ek} \times R \end{array} \right.$$

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

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure donné par le RPA99/2003.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8. Vérifications des déplacements.

Etage	h_k	Sens X-X					Sens Y-Y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
12	297	1.768	8.839	8.241	0.598	0.201	2.17	10.86	10.17	0.694	0.234
11	297	1.648	8.241	7.555	0.685	0.230	2.03	10.17	9.407	0.760	0.256
10	297	1.511	7.555	6.873	0.682	0.229	1.88	9.407	8.587	0.82	0.276
9	297	1.375	6.873	6.143	0.731	0.245	1.72	8.587	7.692	0.894	0.301
8	297	1.229	6.143	5.383	0.759	0.255	1.54	7.692	6.749	0.943	0.317
7	297	1.077	5.383	4.598	0.785	0.264	1.35	6.749	5.769	0.98	0.329
6	297	0.919	4.598	3.788	0.811	0.273	1.15	5.769	4.752	1.02	0.342
5	297	0.757	3.788	2.977	0.811	0.273	0.951	4.752	3.727	1.02	0.345
4	297	0.595	2.977	2.175	0.802	0.270	0.745	3.727	2.708	1.02	0.342
3	297	0.435	2.175	1.42	0.755	0.254	0.542	2.708	1.751	0.95	0.322
2	297	0.284	1.42	0.748	0.672	0.226	0.350	1.751	0.907	0.84	0.284
1	297	0.149	0.748	0.237	0.511	0.172	0.181	0.907	0.276	0.63	0.212
RDC	297	0.474	0.237	0	0.237	0.798	0.055	0.276	0	0.28	0.093

D'après le tableau ci-dessus, les déplacements relatifs latéraux sont vérifiés.

IV.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

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

$$\Theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau.

Δ_k : Déplacements relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « 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^e ordre par le facteur $\frac{1}{1-\Theta_k}$

Si $\Theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.9. Vérifications à l'effet [P- Δ].

Niveaux	h_k	P_k	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ_k	V_k	Θ	Δ_k	V_k	Θ
12	297	3632.769	0.598	314.54	0.023	0.694	318.888	0.027
11	297	6853.0674	0.685	515.19	0.031	0.760	524.434	0.033
10	297	10352.68	0.682	680.62	0.035	0.82	689.91	0.041
9	297	13852.65	0.731	826.35	0.041	0.894	831.604	0.051
8	297	17437.82	0.759	949.24	0.047	0.943	950.156	0.058
7	297	20968.76	0.785	1050.93	0.053	0.98	1048.424	0.065
6	297	24455.32	0.810	1147.11	0.058	1.017	1141.837	0.073
5	297	28288.95	0.810	1250.32	0.062	1.025	1243.45	0.078
4	297	32306.06	0.802	1350.32	0.065	1.018	1344.485	0.082
3	297	36444.10	2.175	1438.49	0.185	0.957	1436.452	0.081
2	297	40582.14	1.42	1518.13	0.127	0.843	1520.42	0.075
1	297	44852.26	0.748	1578.54	0.071	0.631	1582.93	0.06
RDC	297	49102.82	0.237	1603.12	0.024	0.276	1607.16	0.028

On remarque que la condition $\Theta \leq 0.1$ est satisfaite, donc l'effet [P- Δ] n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2^{em} ordre peuvent être négligés.

Tableau IV.10. Dimensions finales des éléments structuraux.

Niveaux	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Poteaux	65*65		60*60		55*55		50*50			45*45		35*35	
P.P (cm ²)							30*40						
P.S (cm ²)							30*35						

Tableau IV.11. Dimensions finales des voiles.

Localisation	$V_{x1} = V_{x2} = V_{x3} = V_{x4}$	$V_{y1} = V_{y2}$	V_{y3}	V_{y4}
Section (m²)	0.2*2.3	0.2*2.5	0.2*1	0.2*1.8

IV-6. Conclusion :

Après l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économiques, nous avons pu satisfaire toutes les conditions, qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Chapitre V

Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction :

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés et ferrailleur en flexion composé.

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

V.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailleur des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables.

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q+E
- G+Q-E
- 0.8G+E
- 0.8G-E

Il s'agit de ferrailleur les poteaux selon les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant.
- L'effort normal minimal et le moment correspondant.
- Le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.2.1. Recommandations du RPA99.V2003 :

❖ Armatures longitudinales

D'après le RPA99/V2003 (Art 7.4.2); Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone II_a).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II_a (c'est-à-dire la longueur minimale de recouvrement est 480mm).
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II_a).

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

La zone nodale est définie par l'et h' tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h \\ h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm \right). \\ h_e: \text{Hauteur d'étage.} \end{array} \right.$$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du

RPA99.V2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous:

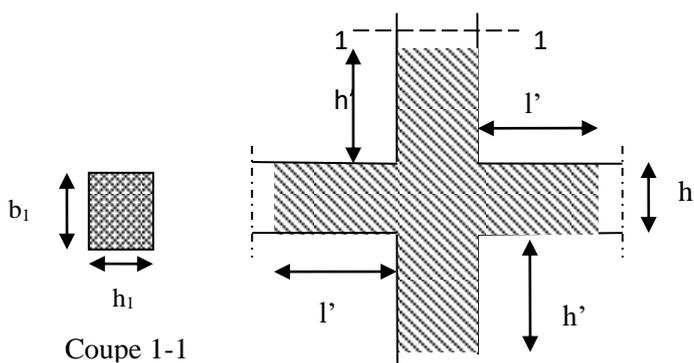


Figure V.1. La zone nodale

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 1 ^{re} étage	65*65	33.8	169	253.5
2 ^{er} et 3 ^{ème} étage	60*60	28.8	144	216
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	55*55	24.2	121	181.5
6 ^{ème} à 8 ^{ème} étage	50*50	20	100	150
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	45*45	16.2	81	121.5
11 ^{ème} et 12 ^{ème} étage	35*35	9.8	49	73.5

❖ Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad \text{RPA99.V2003 (Art.7.4.2.2)}$$

- V_u : l'effort tranchant de calcul.
- h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad (\lambda_g : \text{l'élancement géométrique}). \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Avec : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

- t est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :
 - Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\varnothing_1^{\min}, 15\text{cm})$ en zone II_a .
 - Dans la zone courante : $t' \leq 15\varnothing_1^{\min}$ en zone II_a .

La quantité d'armature transversale minimale $\frac{A_t}{t*b}$, en % est donnée comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 : \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes.} \end{array} \right.$$

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

V.2.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirées directement du logiciel ETABS V16

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux.

Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
RDC et 1 ^{ère} étage	-3164.72	-11.389	484.353	77.874	113.976	-1059.46	84.721
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	-2604.24	16.315	81.206	29.888	110.636	-876.59	73.113
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	-2084.89	19.114	-43.054	18.858	104.416	-731.219	71.837
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	-1606.22	18.962	-12.599	18.952	91.569	-581.354	61.419
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	-1147.55	21.047	-23.756	18.739	90.787	-507.081	63.69
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	-687.77	18.222	8.455	13.744	82.137	-348.046	59.049
12 ^{ème} étages	-243.54	15.092	22.576	-2.187	-62.973	-140.139	50.204

V.2.3. Calcul du ferrailage :

V.2.3.1. Ferrailage longitudinal :

Hypothèses de calcul $\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu préjudiciable (e=3 cm).} \\ \text{En flexion composé.} \\ \text{Calcul suivant BAEL 91 /99.} \end{array} \right.$

❖ Exemple de calcul :

Nous exposant un exemple de calcul pour les poteaux du niveau 12 et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif
 $b = 35 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = 32 \text{ cm}$.

Soit: $N_{max} = -243.54 \text{ KN (Compression)}$; $M_{cor} = 15.092 \text{ KN.m}$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.062 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.175 \text{ m} \longrightarrow$ le centre de pression est à l'intérieure de la section

Vérification de la condition suivante : $N_u(d-d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$

$M_{uA} = N * e_A = M_{uG} + N_u(d - \frac{h}{2}) \longrightarrow M_{uA} = 50.41 \text{ KN.m}$

$N_u(d - d') - M_{ua} = 0.02 < (0.337h - 0.81d')bhf_{bu} = 0.163$

Donc la section est partiellement comprimée ; le calcul se fait par assimilation à la flexion simple M_{uA} $\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.099m < 0.186$ pivot A ; $\mu_{bu} = 0.099 < \mu_l = 0.392$ $A' = 0$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \cdot f_{st}} \begin{cases} \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.131 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.303m \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} A_1 = 4.78 \text{ cm}^2 \rightarrow A_1 = A_1 + \frac{N_u}{f_{st}} = 11.78 \text{ cm}^2. \rightarrow A_1 = \mathbf{11.78 \text{ cm}^2} \end{cases}$$

Soit : $N_{\min} = 22.576 \text{ KN (Compression)}$; $M_{\text{cor}} = 2.187 \text{ KN}$.

$e_G = \frac{M}{N} = 0.097 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.175 \text{ m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section

Vérification de la condition suivante : $N_u(d - d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$

$$M_{uA} = N \cdot e_A = M_{uG} + N_u(d - \frac{h}{2}) \rightarrow M_{uA} = 5.46 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{ua} = 0.00108 < (0.337h - 0.81d')bhf_{bu} = 0.163$$

Donc la section est partiellement comprimée ; le calcul se fait par assimilation à la flexion simple M_{uA} $\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.0107m < 0.1$ pivot A ; $\mu_{bu} = 0.0107 < \mu_l = 0.392$ $A' = 0$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \cdot f_{st}} \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0134 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.318m \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} A_1 = 0.493 \text{ cm}^2 \rightarrow A_3 = A_1 + \frac{N_u}{f_{st}} = 1.14 \text{ cm}^2 \rightarrow A_2 = \mathbf{1.14 \text{ cm}^2}. \end{cases}$$

Soit : $M_{\max} = 62.973 \text{ KN.m}$; $N_{\text{cor}} = -140.139 \text{ KN (Compression)}$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.499 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.175 \text{ m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'extérieur de la section

Vérification de la condition suivante : $N_u(d - d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$

$$M_{uA} = N \cdot e_A = M_{uG} + N_u(d - \frac{h}{2}) \rightarrow M_{uA} = 42.65 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{ua} = -0.002 < (0.337h - 0.81d')bhf_{bu} = 0.163$$

Donc la section est partiellement comprimée ; le calcul se fait par assimilation à la flexion simple M_{uA}

$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.083m < 0.186 \rightarrow$ pivot A ; $\mu_{bu} = 0.083 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \cdot f_{st}} \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.109 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.305 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} A_1 = 4 \text{ cm}^2 \rightarrow A_3 = A_1 + \frac{N_u}{f_{st}} = -0.021 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$\rightarrow A_3 = \mathbf{0 \text{ cm}^2}$.

Donc : $A^{cal} = \max (A_1, A_2, A_3) = 11.78 \text{ cm}^2$.

Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveaux (Etage)	Section (m ²)	A (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix des barres
RDC et 1 ^{ère} étage	65*65	38.9	33.8	45.74	4HA16+12HA20
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	60*60	31.97	28.8	45.74	4HA16+12HA20
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	55*55	25.57	24.2	36.70	4HA20+12HA16
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	50*50	19.75	20	36.70	4HA20+12HA16
8 ^{ème} étage	50*50	14.47	20	21.37	8HA14+8HA12
9 ^{ème} étage	45*45	13.85	16.2	21.37	8HA14+8HA12
10 ^{ème} étage	45*45	8.52	16.2	21.37	8HA14+8HA12
11 ^{ème} étage	35*35	7.53	9.8	18.47	12HA14
12 ^{ème} étage	35*35	11.78	9.8	15.21	4HA14+8HA12

V.2.3.2. Ferrailage transversale :

Tableau V.4. Ferrailage transversales des poteaux

Niveaux	RDC et étage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8	Etage 9	Etage 10	Etage 11	Etage 12
Section	65*65	60*60	55*55	50*50	50*50	45*45	45*45	35*35	35*35
ϕ_t^{min} (mm)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.2	1.2	1.2	1.4	1.2
l_f (cm)	207.9	207.9	207.9	207.9	207.9	207.9	207.9	207.9	207.9
λ_g	3.20	3.46	3.78	4.16	4.16	4.62	4.62	5.94	5.94
V(KN)	84.721	73.113	71.837	61.419	63.69	63.69	59.049	59.049	50.204
t_{zn} (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10
t_{zc} (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	1.83	1.71	1.84	1.73	1.79	1.99	1.84	1.58	1.34
A_t^{min} (cm ²)	4.97	6.16	8.21	8.17	8.17	8.13	8.13	1.05	1.05
$A_t^{adopté}$	6.28	6.28	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05	2.26	2.26
N^{br} debarre	8HA10	8HA10	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA6	8HA6

D'après le code de béton armé (CBA93.Art A7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suite : $\phi_t \geq \frac{\phi_t^{max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

V.2.4. Vérifications nécessaires :

V.2.4.1. Vérifications au flambement :

Le CBA (Art B.8.2.1) nous exige de justifier les poteaux vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme donc on doit vérifier la relation suivant :

$$B_r > B_{rcal} = \frac{N_u}{\alpha} * \frac{1}{\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100*\gamma_s}} \text{ Avec : } B_r = (a-2)*(b-2) : \text{ la section de poteau}$$

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la même manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au chapitre II les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification du flambement des différents poteaux

Niveau (Etage)	N_u (KN)	l_f (m)	i (m)	λ	α	$B_r > B_{rcal}$		Obs
						B_r	B_{rcal}	
RDC et 1 ^{ère} étage	-3164.72	2.079	0.187	11.12	0.833	0.3969	0.172	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	-2604.24	2.079	0.173	12.02	0.830	0.3364	0.142	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	-2084.89	2.079	0.159	13.07	0.826	0.2809	0.115	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	-1606.22	2.079	0.144	14.44	0.822	0.2304	0.089	Vérifiée
8 ^{ème} étage	-1147.55	2.079	0.144	14.44	0.822	0.2304	0.063	Vérifiée
9 ^{ème} étage	-1147.55	2.079	0.129	16.12	0.815	0.1849	0.064	Vérifiée
10 ^{ème} étage	-348.046	2.079	0.129	16.12	0.815	0.1849	0.019	Vérifiée
11 ^{ème} étage	-348.046	2.079	0.101	20.58	0.795	0.108	0.019	Vérifiée
12 ^{ème} étage	22.576	2.079	0.101	20.58	0.795	0.1089	0.002	Vérifiée

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

V.2.4.2. Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression de béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \dots\dots\dots \text{fibre supérieure du béton.} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \dots\dots\dots \text{fibre inférieure du béton.} \end{cases}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$ (section homogène)

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

$$\left\{ \begin{aligned} V &= \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{S} \\ V' &= h - V \\ I_{yy'} &= \frac{b}{2} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2 \end{aligned} \right.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

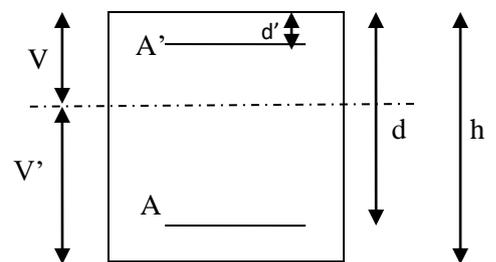


Figure V.2. Section d'un poteau.

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans les poteaux.

Niveaux	RDC et 1	2 et 3	4 et 5	6et 7	8	9	10	11	12
Section	65*65	60*60	55*55	50*50	50*50	45*45	45*45	35*35	35*35
d (m)	62	57	52	47	47	42	42	32	32
V (cm)	64.52	59.52	54.54	49.55	49.66	44.57	44.64	34.53	34.65
V' (cm)	0.48	0.48	0.46	0.44	0.34	0.43	0.35	0.47	0.35
I_{yy} (m ⁴)	0.058	0.042	0.03	0.02	0.02	0.013	0.013	0.48	0.49
N_{ser} (KN.m)	-2303.84	-1895.48	-1516.29	-1168.20	-834.75	-834.75	-500.79	-500.79	-178.15
M_{ser} (KN.m)	8.282	11.85	13.83	13.73	15.258	15.258	13.235	13.235	11.06
A (cm ²)	53.78	45.74	36.7	28.65	21.37	21.37	18.47	15.21	10.68
S (m ²)	0.503	0.429	0.357	0.293	0.281	0.236	0.229	0.145	0.139
σ_{bc1} (MPa)	4.49	4.25	3.98	3.49	2.58	3.04	1.69	6.51	0.43
σ_{bc2} (MPa)	4.58	4.43	4.24	3.83	2.96	3.56	2.14	5.54	1.24
σ_{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Obs	Vérifiée								

V.2.4.3. Vérification des conditions de cisaillements :

D'après le RPA99.V2003 (art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

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

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Tableau V.7. Vérification des conditions de cisaillements dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs
RDC et 1 ^{er}	65*65	207.9	3.2	0.04	62	84.721	0.244	1	Vérifiée
2 ^{em} et 3 ^{em} étage	60*60	207.9	3.46	0.04	57	73.113	0.213	1	Vérifiée
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	55*55	207.9	3.78	0.04	52	71.837	0.251	1	Vérifiée
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	50*50	207.9	4.16	0.04	47	61.419	0.261	1	Vérifiée
8 ^{eme} étage	50*50	207.9	4.16	0.04	47	63.69	0.271	1	Vérifiée
9 ^{eme} étage	45*45	207.9	4.62	0.04	42	63.69	0.337	1	Vérifiée
10 ^{eme} étage	45*45	207.9	4.62	0.04	42	59.049	0.312	1	Vérifiée
11 ^{eme} étage	35*35	207.9	5.94	0.07	32	59.049	0.527	1.875	Vérifiée
12 ^{eme} étage	35*35	207.9	5.94	0.07	32	50.204	0.448	1.875	Vérifiée

Remarque

On remarque que les conditions de cisaillements sont vérifiées

• Détermination de la zone nodale :

Tableau V.8. Les dimensions de la zone nodale des poteaux RPA 99 / V 2003.

Niveaux	RDC+1	2 et 3	4 et 5	6 et 7	8	9	10	11	12
Section	65*65	60*60	55*55	50*50	50*50	45*45	45*45	35*35	35*35
L' (cm)	P.P	80	80	80	80	80	80	80	80
	P.S	70	70	70	70	70	70	70	70
h' (cm)	65	60	60	60	60	60	60	60	60

➤ Dispositions constructives :

- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm
- ✓ La longueur des crochets : $L=10\phi_l = 10*1.2= 12 \text{ cm}$
- ✓ La longueur de recouvrement : $L_r \geq 40\phi_l$
 Pour $\left\{ \begin{array}{l} \phi = 16 \text{ cm} \rightarrow L_r = 40*1.6 = 64 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 65 \text{ cm.} \\ \phi = 14 \text{ cm} \rightarrow L_r = 40*1.4 = 56 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 60 \text{ cm.} \\ \phi = 12 \text{ cm} \rightarrow L_r = 40*1.2 = 48 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 50 \text{ cm.} \end{array} \right.$

V.3. Schémas de ferrailage :

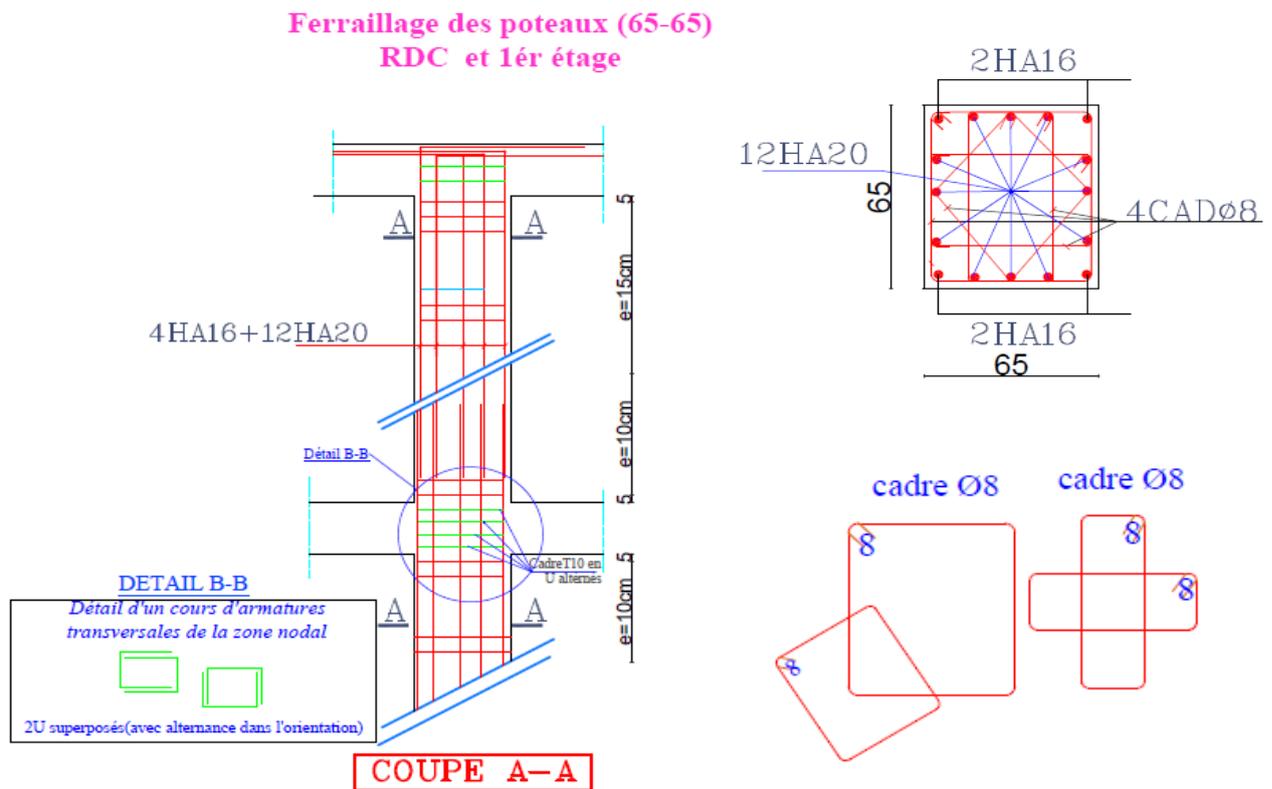


Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux de RDC et 1^{er} étage.

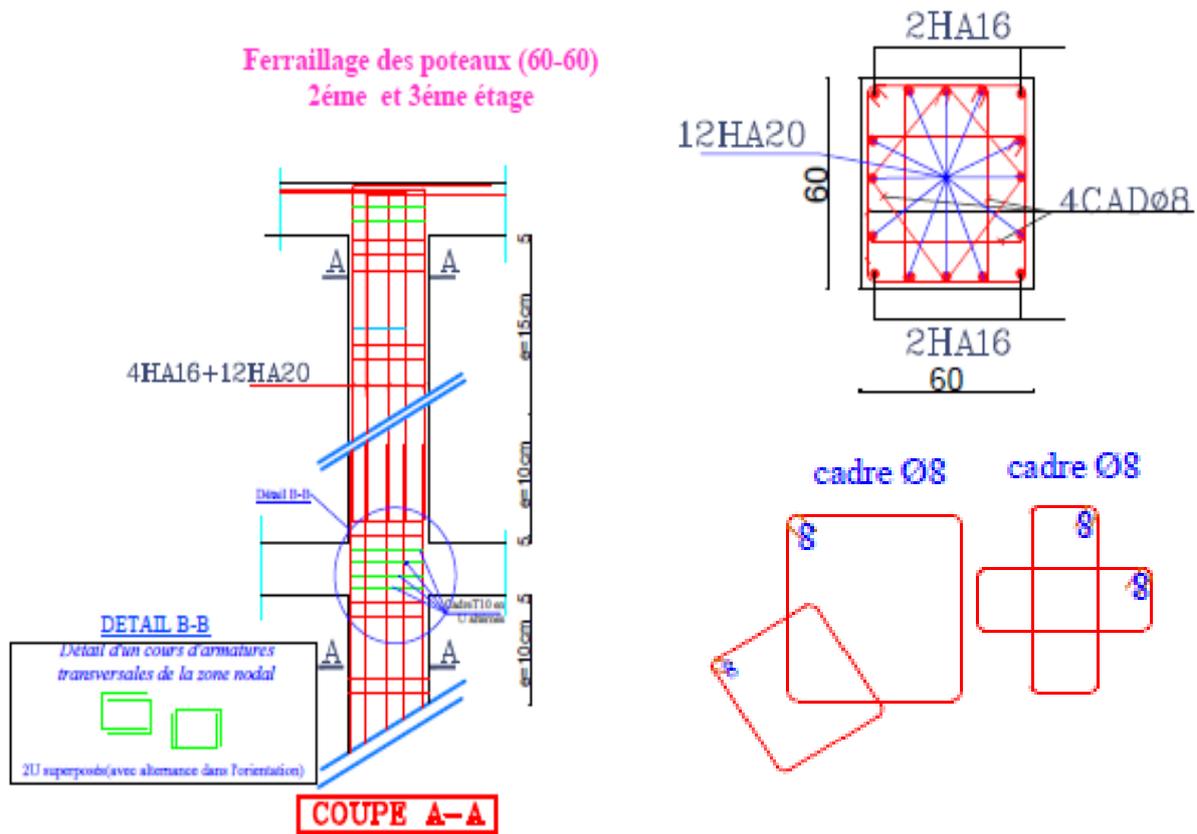


Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux de 2^{ème} et 3^{ème} étage.

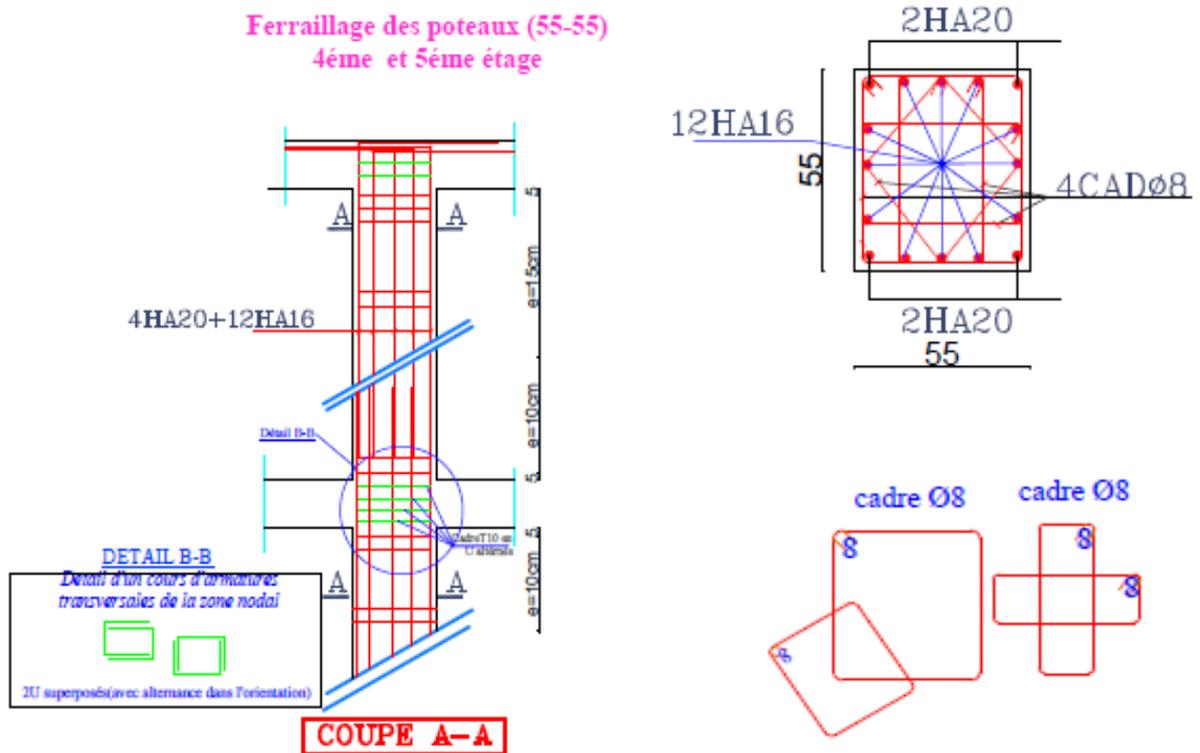


Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux de 4^{ème} et 5^{ème} étage.

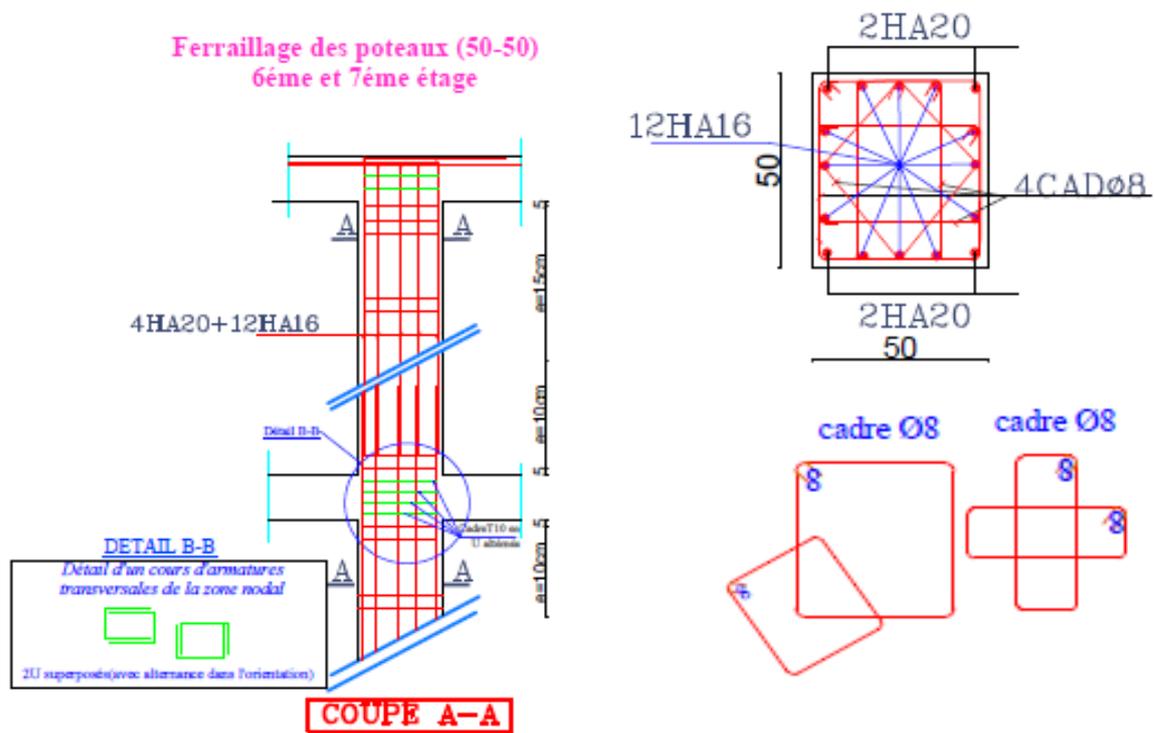


Figure V.6. Schéma de ferrailage des poteaux de 6^{ème} et 7^{ème} étage.

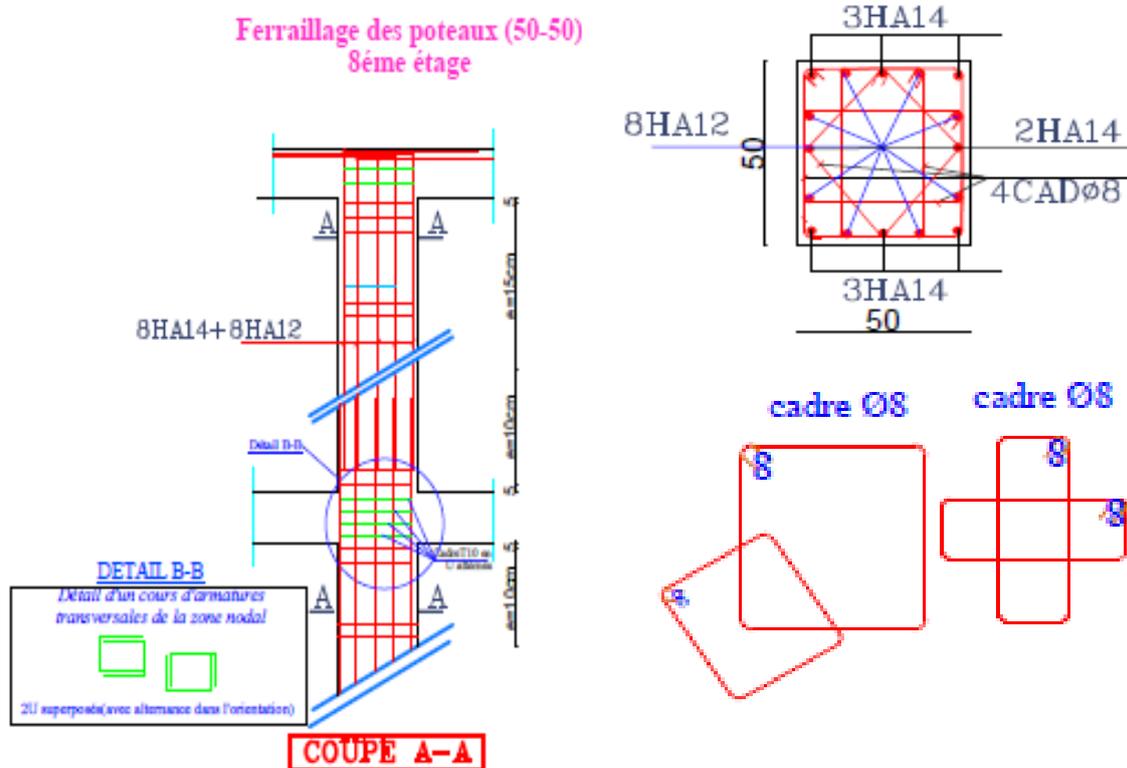


Figure V.7. Schéma de ferrailage des poteaux de 8^{ème} étage.

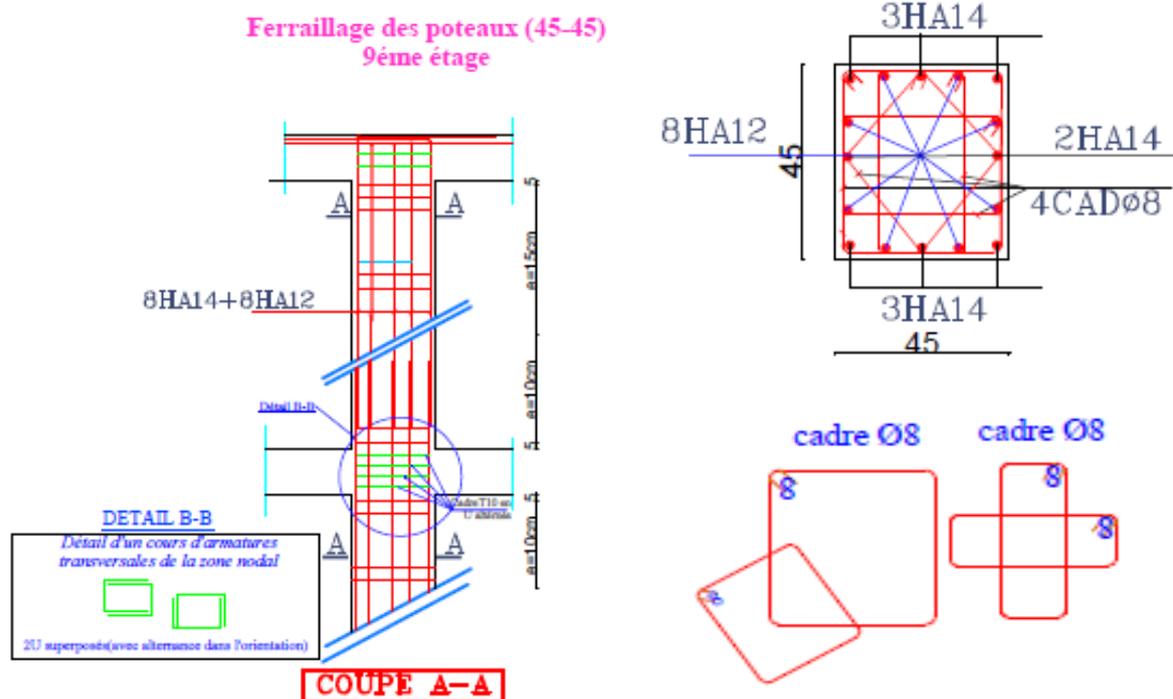


Figure V.8. Schéma de ferrailage des poteaux de 9^{ème} étage.

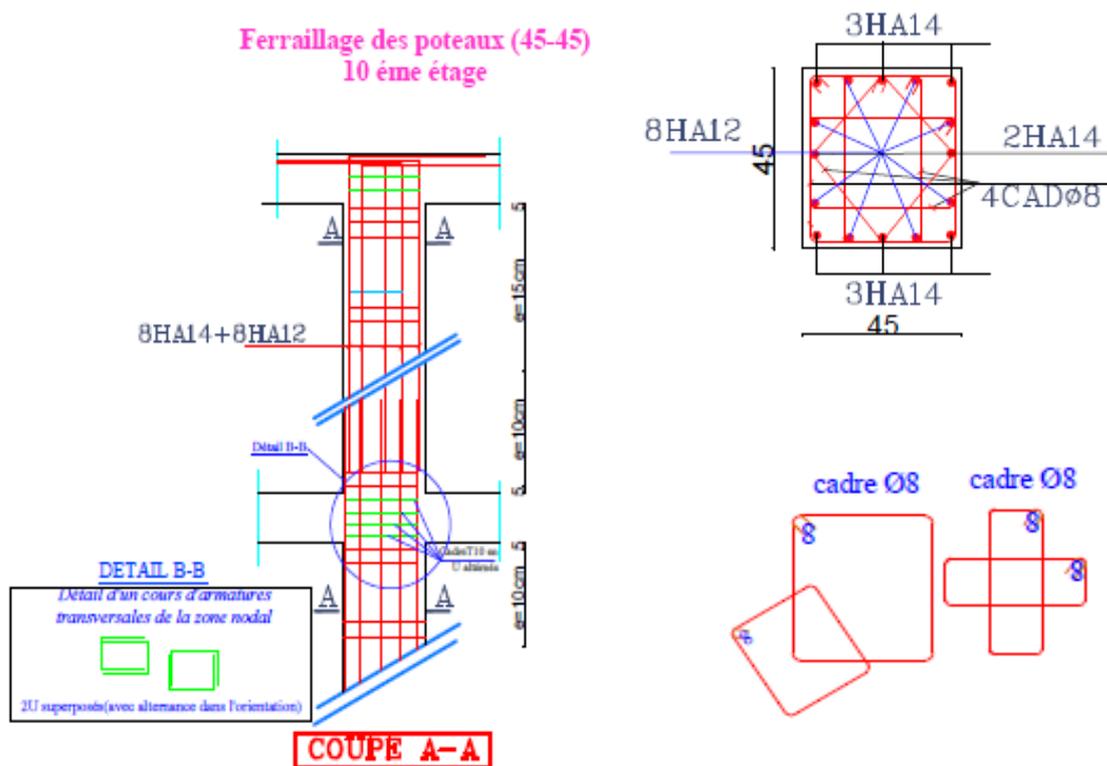


Figure V.9. Schéma de ferrailage des poteaux de 10^{ème} étage.

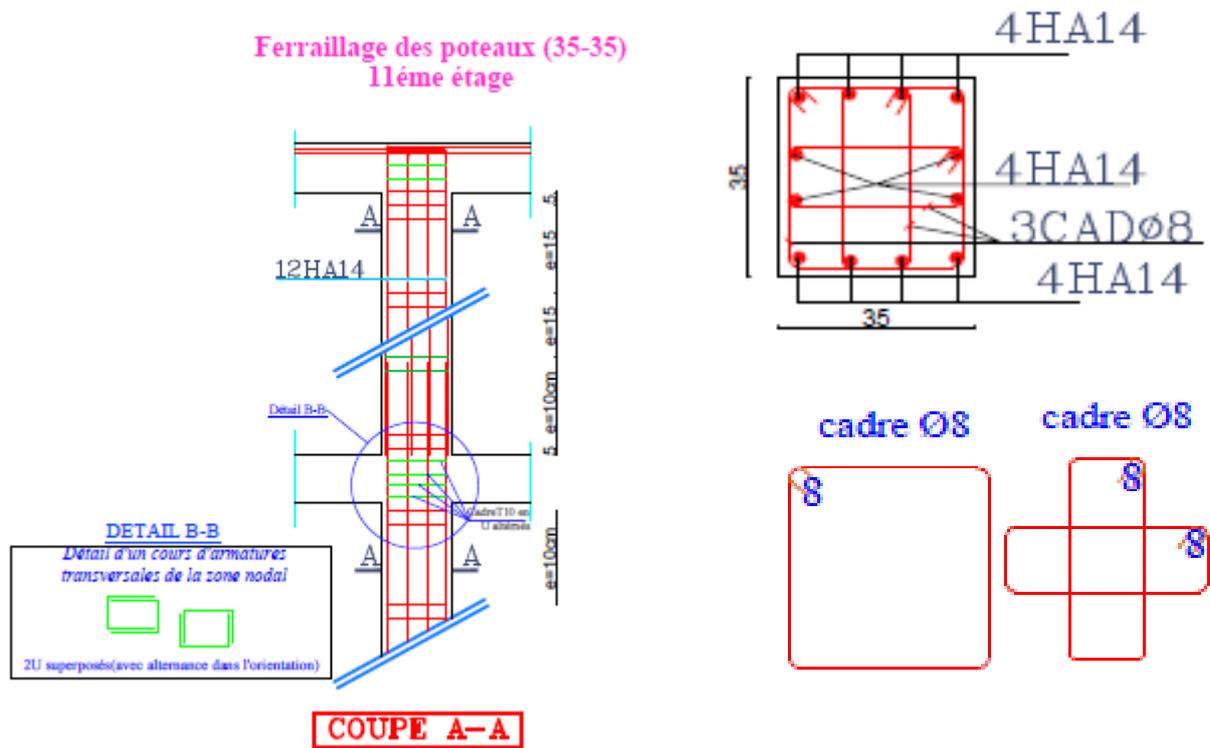


Figure V.10. Schéma de ferrailage des poteaux de 11^{ème} étage.

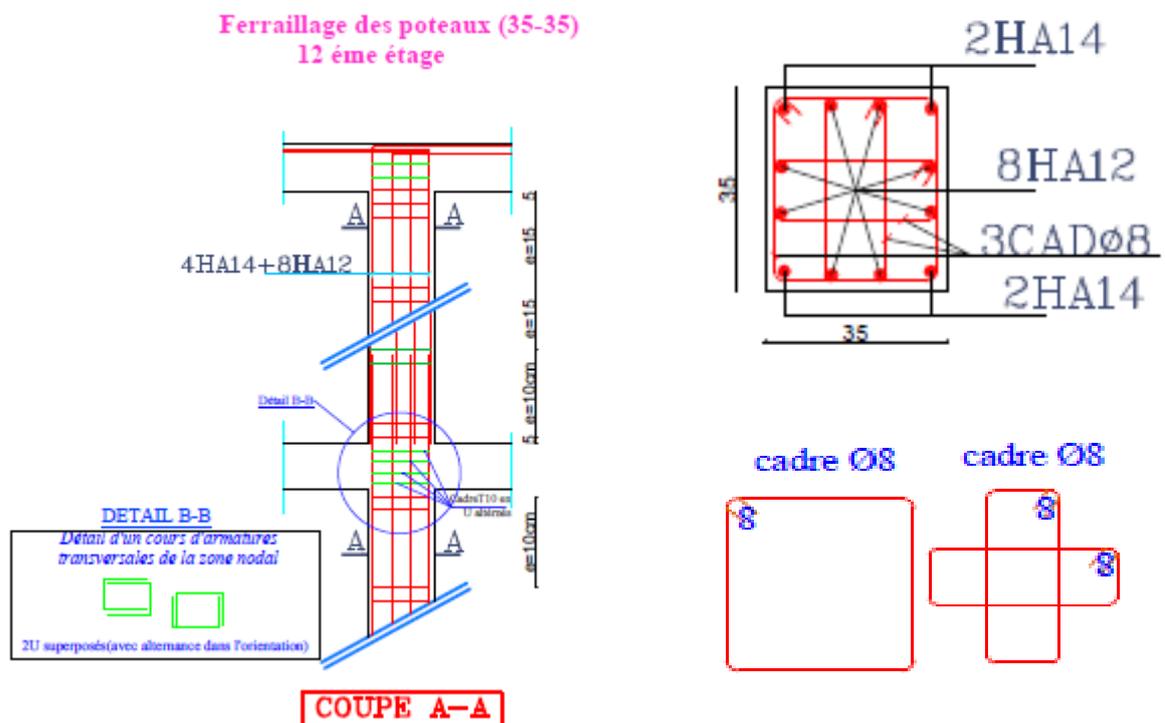


Figure V.11. Schéma de ferrailage des poteaux de 12^{ème} étage.

V.3. Etude des poutres :**V.3.1. Introduction:**

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETAPS, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99.V2003** et le **BAEL** qui sont :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q+E$
- $G+Q-E$
- $0.8G+E$
- $0.8G-E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Pour notre projet, on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (30*40).
- poutres secondaires (30*35).

V.3.2. Recommandation du RPA99 V2003 :**A) Armatures longitudinales**

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante,
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\phi_l$ en zone II_a
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

B) Armatures transversales : RPA99.V2003 (Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec : b : largeur de la poutre.

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12; \Phi_1^{min})$ en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

h : hauteur de la poutre

Φ_1 : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

V.3.3. Sollicitation et ferrailage des poutres :**V.3.3.1. Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.9. Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.

Poutres Principales			Poutres Secondaires	
M_{appuis} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	V(KN)	M_{appuis} (KN.m)	V(KN)
110.67	85.56	114.70	63.93	150.2

V.3.3.2. Les armatures longitudinales :➤ **Exemple de calcul :**

Le ferrailage de la poutre principale : (30*40) cm²

Avec les sollicitations suivantes $\begin{cases} M_t = 85.56 \text{ KN.m} \\ M_a = 110.67 \text{ KN.m} \end{cases}$

• **En travée**

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

$$\mu_{bu} = \frac{85.56 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37^2 \times 14.2} = 0.147 < 0.186 \longrightarrow \text{Pivot A} \longrightarrow \mu_{bu} = 0.147 < \mu_l = 0.392$$

$$A' = 0 \begin{cases} \alpha = 0.199 \\ Z = 0.340\text{m} \end{cases} \longrightarrow A = \frac{M}{z \times f_{st}} \longrightarrow A = 7.22 \text{ cm}^2.$$

Remarque :

Nous avons le même ferrailage pour tous les niveaux, car nous avons les mêmes dimensions

Tableau V.10. Les armatures longitudinales dans les poutres.

Type des poutres	Localisation	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix des barres
Principales	Travée	7.22	6	8.01	3HA14+3HA12
	Appuis	9.61	6	10.05	5HA16
Secondaires	Appuis	6.24	5.25	6.79	6HA12

➤ **Vérfications des armatures selon le RPA99 :**• **Le pourcentage maximum des armatures longitudinales****En zone courante**

$$A_{max} = 4\%b \times h$$

$$\text{Poutre principale : } A_{max} = 48\text{cm}^2 > A_{adopté}.$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{max} = 42\text{cm}^2 > A_{adopté}.$$

En zone de recouvrement

$$A_{max} = 6\%b * h$$

$$\text{Poutre principale : } A_{max} = 72\text{cm}^2 > A_{adopté}$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{max} = 63\text{cm}^2 > A_{adopté}$$

Donc c'est vérifié pour tous les poutres.

- **Longueur de recouvrement**

$$\text{D'après le RPA99/2003 Art (7.5.2.1)} \longrightarrow l_r = 40\emptyset$$

$$\text{Pour } \emptyset = 12\text{mm} \longrightarrow l_r = 48 \text{ cm on adopte } l_r = 50 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \emptyset = 14\text{mm} \longrightarrow l_r = 56 \text{ cm on adopte } l_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \emptyset = 16\text{mm} \longrightarrow l_r = 64 \text{ cm on adopte } l_r = 70 \text{ cm.}$$

V.3.3.3. Les armatures transversales :**1. Calcul de \emptyset_t**

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

$$\emptyset_t \leq \min\left(\emptyset_t, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right)$$

$$\text{Poutre principale (30*40)} \longrightarrow \emptyset_t \leq \min\left(12, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right)$$

$$\text{Poutre secondaire (30* 35)} \longrightarrow \emptyset_t \leq \min\left(12, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right)$$

$$\text{Poutre principale (30*40)} \longrightarrow \emptyset_t \leq \min(1.2; 1.14; 3)$$

$$\text{Poutre secondaire (30* 35)} \longrightarrow \emptyset_t \leq \min(1.2; 1; 3)$$

Donc on opte pour $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ soit un cadre de HA8 + 1 étier de HA8 dans les sections nécessitant un étier.

Et $A_t = 3\text{HA}8 = 1.57 \text{ cm}^2$ soit un cadre de HA8 et un épingle de HA8 dans la section nécessitant un épingle.

2. Calcul des espacements S_t :

D'après le RPA 99 / 2003 (art 7.5.2.2)

- **En zone nodale :** $S_t = \min\left(\frac{h}{2}; 12\emptyset_t^{\min}\right)$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre principale : } S_t = 10 \text{ cm.} \\ \text{Poutre secondaire : } S_t = 10 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre principale : } S_t = 15 \text{ cm.} \\ \text{Poutre secondaire : } S_t = 15 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

- **En zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre principale : } S_t = 15 \text{ cm.} \\ \text{Poutre secondaire : } S_t = 15 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

V.3.3.4. Vérification à L'ELU :

A) Vérification à L'ELU :

- **Condition de non fragilité** $A_{min} = b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal}$

{ Poutre principale : $A_{min} = 1.34 \text{ cm}^2$ Vérifiée.
 { Poutre secondaire : $A_{min} = 0.33 \text{ cm}^2$ Vérifiée.

- **Vérifications des contraintes tangentielles :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = \bar{\tau}_{bu} = \min(0.2; \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) \dots \text{FPN} \rightarrow \tau_{bu} = 3.33 \text{ MPa}$$

Les résultants sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V. 11. Vérifications des contraintes tangentielles dans les poutres

Poutres	V_{max} (KN)	τ_{bu} (KN)	$\bar{\tau}_{bu}$ (KN)	Observation
Principale	114.7	1.033	3.33	Vérifiée
Secondaire	150.2	1.564	3.33	Vérifiée

- **Vérifications des armatures longitudinales vis –à-vis le cisaillement :**

$$A_l > A_l^{rive} = V_{max} * \frac{\gamma_s}{f_e} \dots \text{Pour les appuis de rive.}$$

$$A_l > A_l^{intre} = (V_{max} + \frac{M_a}{0.9*d}) \frac{\gamma_s}{f_e} \dots \text{Pour les appuis intermédiaires.}$$

Tableau V.12. Vérifications des armatures longitudinales des poutres au cisaillement.

Poutres	V_{max} (KN)	M_a (KN .m)	A_l (cm ²)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{intre} (cm ²)	Obs
Principales	114.7	110.67	10.05	3.29	6.02	Vérifiée
Secondaires	150.2	63.93	6.79	4.32	5.9	Vérifiée

V.3.3.5. Vérifications à L'ELS :

- **Etat limite de compressions du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V.13. Vérifications de l'état limite de compressions des poutres.

Poutre	Localisation	M_{ser} (KN .m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	La contrainte		Obs
					τ_{bc} (MPa)	$\bar{\tau}_{bc}$ (MPa)	
Principale	Appuis	62.82	14.9	106707	8.77	15	Vérifiée
	Travée	62.65	13.67	90941	9.42	15	Vérifiée
Secondaire	Appuis	33.61	11.73	57987	6.79	15	Vérifiée

- **Vérifications de l'état limite de déformations :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) * l \\ A_t \leq A_f = \frac{4.2 * b * d}{f_e} \\ L \leq 8 m \end{array} \right.$$

Poutre principale : $\left\{ \begin{array}{l} h=40\text{cm} > h_f = 38.76 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \\ A = 7.7 \text{ cm}^2 < 11.65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$

Poutre secondaire : $\left\{ \begin{array}{l} h=35\text{cm} > h_f = 26.2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \\ A = 7.7 \text{ cm}^2 < 10.08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car les conditions précédentes sont satisfaites

- **Vérification de la zone nodale :**

Le RPA 99/2003 (Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivant :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 * (|M_N| + |M_S|)$$

Cette vérification se fait en sort que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

- **Déterminations du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend de ces dimensions et quantité d'armature, et de la contraintes limite élastique des aciers

$$M_R = Z * A_s * \sigma_s \quad \text{Avec :} \quad Z = 0.9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau V.14. Moment résistant dans les poteaux.

Niveaux	b (cm)	Z (cm)	$A_s(\text{cm}^2)$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$M_R(\text{MPa})$
RDC et 1 ^{ere} Etage	65	58.5	22.8	348	465.81
2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	60	54	14.06	348	264.35
4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	55	49.5	14.2	348	244.32
6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage	50	45	7.18	348	112.48
8 ^{eme} Etage	50	45	9.69	348	151.83
9 ^{eme} Etage	45	40.5	13.01	348	183.4
10 ^{eme} Etage	45	40.5	5.18	348	72.99
11 ^{eme} Etage	35	31.5	4.13	348	45.33
12 ^{eme} Etage	35	31.5	2.19	348	24.1

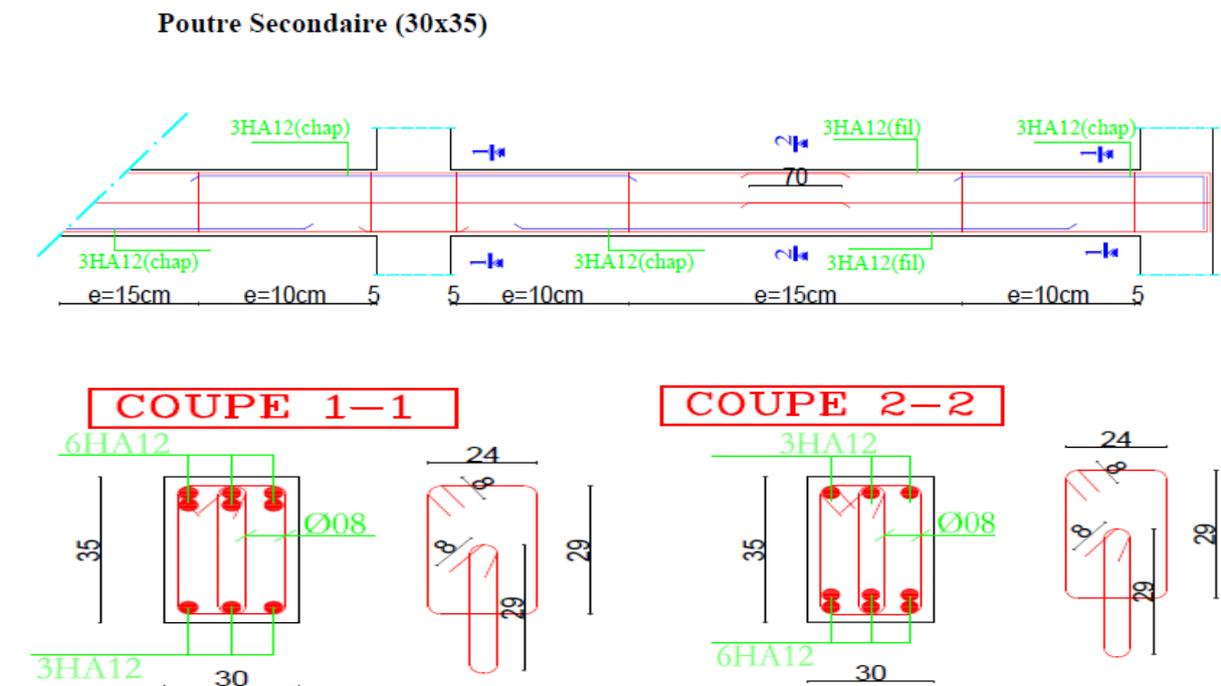
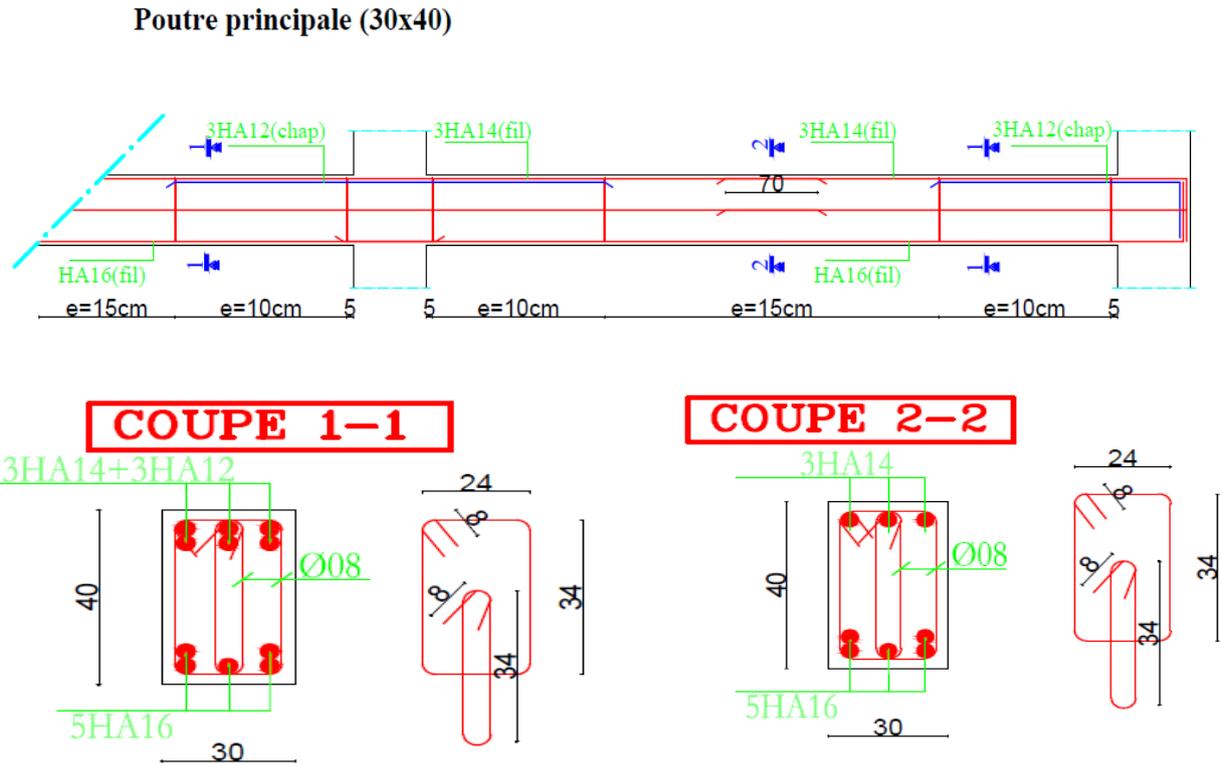
Tableau V.15. Moment résistant dans les poutres principales.

Type des poutres	Localisation	h (cm)	Z(cm)	A(cm ²)	$\sigma_s(\text{MPa})$	$M_r(\text{KN.m})$
Principales	Travée	40	36	10.05	348	100.35
Secondaires	Appuis	35	31.5	8.01	348	125.91
Principales	Travée	40	36	6.79	348	74.43
Secondaires	Appuis	35	31.5	6.79	348	74.43

Tableau V.16. Vérifications des zones nodales dans les différents étages.

Niveaux	M_s	M_n	M_w	M_R	$M_n + M_s$	$1.25(M_n + M_s)$	Observation
RDC et 1 ^{ere} Etage	465.81	0	125.91	87.81	465.81	372.65	Vérifiée
2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	264.35	405.96	125.91	87.81	670.31	267.14	Vérifiée
4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	244.32	405.96	125.91	87.81	650.28	267.14	Vérifiée
6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage	112.48	405.96	125.91	87.81	518.44	267.14	Vérifiée
8 ^{eme} Etage	151.83	405.96	125.91	87.81	557.79	267.14	Vérifiée
9 ^{eme} Etage	183.4	405.96	125.91	87.81	589.36	267.14	Vérifiée
10 ^{eme} Etage	72.99	405.96	125.91	87.81	478.95	267.14	Vérifiée
11 ^{eme} Etage	45.33	405.96	125.91	87.81	451.29	267.14	Vérifiée
12 ^{eme} Etage	24.1	405.96	125.91	87.81	430.06	267.14	Vérifiée

V.3.4. Schéma de ferrailage des poutres :



V.4. Étude des voiles :

V.4.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q\pm E$
- 3). $0.8G\pm E$

V.4.2. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b). Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$ avec : $V = 1.4Vu$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, pour le voile le plus défavorable, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.17. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x3} // à X-X'.

Niveaux	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC 1 2 et 3 ^{ème} étage	V_{x3}	1831.20	864.30	864.31	1831.20	243.29	554.94	251.66
4 5 et 6 ^{ème} étage	V_{x3}	888.12	19.61	212.79	716.74	345.33	167.30	107.76
7 8 et 9 ^{ème} étage	V_{x3}	700.21	127.42	145.42	436.50	165.34	131.92	81.62
10 11 et 12 ^{ème} étage	V_{x3}	417.42	91.22	115.46	187.68	35.51	77.76	66.84

V.4.4 Calcul du ferrailage :

On va exposer un seul exemple de calcul// à x-x' et les autres seront résumés dans un tableau.

A).Calcul sous N_{max} et M_{cor} (les mêmes résultats pour M_{max} et N_{cor}) :

a). Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$L = 2.3 \text{ m}, d = 2.25 \text{ m}, e = 0.15 \text{ m}.$

$N_{max} = 1831.20 \text{ KN}$ (Compression), $M_{cor} = 864.30 \text{ KN.m}$. (Combinaison $G+Q+E_x$).L

$e_G = \frac{M}{N} = 0.47 \text{ m} < \frac{l}{2} = 1.15 \text{ m} \rightarrow$ (le centre de pression est à l'intérieurs de la section).

Il faut vérifier la condition suivante :

(a) \leq (b)..... (l)

(a) $= (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$

(b) $= N_u \cdot (d - d') - M_{ua}$

$M_{ua} = M + N \cdot (d - h/2) = 864.3 + 1831.2 \cdot (2.25 - 2.3/2) = 2878.62 \text{ KN.m}$

$(0.337 \cdot 2.3 - 0.81 \cdot 0.05) \cdot 10^{-1} \cdot 0.2 \cdot 2.3 \cdot 18.48 = 6.24 > [1831.2 \cdot (2.25 - 0.05) - 2781.93] \cdot 10^{-3} = 1.156$

\rightarrow (l) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{e \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \rightarrow \mu_{bu} = 0.153$

$\mu_{bu} = 0.153 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0$

$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow$ Pivot A $\rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}.$

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.209$

$$z = d(1-0.4\alpha) = 2.061 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{ua}}{z \cdot f_{st}} = \frac{2781.93 \cdot 10^{-3}}{2.069 \cdot 400} = 34.91 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 34.91 \cdot 10^{-4} - \frac{1831.2 \cdot 10^{-3}}{400} = -10.87 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\begin{cases} l_t = \frac{(\sigma_{\min} \times L)}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = l - 2l_t \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V = \frac{1831.2 \cdot 10^{-3}}{0.2 \cdot 2.3} + \frac{864.3 \cdot 10^{-3}}{0.2028} \cdot 1.15 = 8.882 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V = \frac{1831.2 \cdot 10^{-3}}{0.2 \cdot 2.3} - \frac{864.3 \cdot 10^{-3}}{0.2028} \cdot 1.15 = -0.921 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{0.921 \cdot 2.3}{0.921 + 8.882} = 0.216 \text{ m}$$

$$l_c = 2.3 - 2 \cdot 0.216 = 1.868 \text{ m}$$

b). Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 251.66 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \cdot S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \cdot V_d}{e \cdot d} = \frac{1.4 \cdot 251.66 \cdot 10^{-3}}{0.2 \cdot 2.25} = 0.783 \text{ MPa}$$

Soit $S_h = 20 \text{ cm} \rightarrow A_h = 0.98 \text{ cm}^2$

B). Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :

$$M_{\max} = 554.94 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ (Compression)} \rightarrow N_{\text{cor}} = 243.29 \text{ KN}$$

a). Armatures verticales :

$$e_G = 2.28 \text{ m} > (h/2) = 1.15 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section \rightarrow section partiellement comprimée.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 554.94 + 243.29 \times (2.25 - 1.15) = 822.56 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$M_{UA} = 822.56 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.044 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.056 \rightarrow z = 2.2 \text{ m} \rightarrow A_l = 9.35 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 3.27 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\sigma_{\max} = 3.68 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{\min} = -2.62 \text{ MPa}$$

$$l_t = 0.956 \text{ m} ; \quad A_H \geq 0.98 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile V_{x1} ,
(1,2)

$$A_{V(ZT)} = 3.27 \text{ cm}^2.$$

$$A_H \geq 0.98 \text{ cm}^2$$

- **Vérifications:**

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 95.6 = 3.82 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA}).$$

$$A_{\min(\text{BAEL})} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 225 \times 20 \times 2.1 / 400 = 5.43 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ dans le voile par le BAEL}).$$

$$A_{\min(\text{ZC})} = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 20 \times (230 - 2 \times 95.6) = 0.776 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA}).$$

$$A_{\min(\text{ZG})} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 20 \times 230 = 6.9 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA}).$$

Donc on ferraille avec :

$$\text{En zone tendue : } A_{V(ZT)} = 3.27 \text{ cm}^2.$$

On opte pour tout le voile : $12\text{HA}12 = 13.57 \text{ cm}^2$ (Schéma ferrailage fig. V.12)

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile V_{x3} dans les autres niveaux :

Tableau V.18. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC, 1, 2 et 3 ^{ème} étage	4, 5 et 6 ^{ème} étage	7, 8 et 9 ^{ème} étage	10, 11 et 12 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2 × 2.30	0.2 × 2.30	0.2 × 2.30	0.2 × 2.30
M(KN)	554.94	167.3	165.34	121.81
N(KN)	243.29	345.33	131.92	6.90
section	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	251.66	107.77	81.63	66.84
τ (MPa)	0.783	0.33	0.25	0.21
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
L_t (m)	0.956	0.241	0.798	1.125
A_v^{cal} ZT (cm ²)	3.82	2.46	1.05	0.41
A_v^{min} (cm ²)	6.9	6.9	6.9	6.9
A_v^{adop} ZC (cm ²)	13.57	13.57	9.42	6.03

N^{bre} /par face	12HA12	12HA12	12HA10	12HA8
S_t (cm)	20	20	20	20
L_c (m)	0.388	1.818	0.704	0.05
A_h^{cal} (cm ²)	0.98	0.42	0.31	0.25
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	2.26	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA12	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.19. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC, 1, 2 et 3 ^{ème} étage	4, 5 et 6 ^{ème} étage	7, 8 et 9 ^{ème} étage	10, 11 et 12 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×2.50	0.2×2.50	0.2×2.50	0.2×2.50
M(KN)	1124.66	34.87	31.79	203.35
N(KN)	2548.39	628.59	461.15	216.42
section	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	327.92	241.36	144.66	78.53
τ (MPa)	0.94	0.69	0.41	0.32
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
L_t (m)	0.069	1.083	1.042	0.695
A_v^{cal} ZT (cm ²)	7.97	7.51	0.63	0.19
A_v^{min} (cm ²)	7.5	7.5	7.5	7.5
A_v^{adop} ZC (cm ²)	15.83	15.83	11.00	9.42
N^{bre} /par face	14HA12	14HA12	14HA10	14HA8
S_t (cm)	20	20	20	20
L_c (m)	2.362	0.334	0.416	1.11
A_h^{cal} (cm ²)	1.17	0.86	0.52	0.41
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	2.26	1.57	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA12	2HA10	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.20. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC, 1, 2 et 3 ^{ème} étage	4, 5 et 6 ^{ème} étage	7, 8 et 9 ^{ème} étage	10, 11 et 12 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×1	0.2×1	0.2×1	0.2×1
M(KN)	81.57	54.55	49.12	47.24
N(KN)	466.46	448.46	-390.25	35.32
section	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	64.02	65.09	56.18	47.25
τ(MPa)	0.47	0.48	0.41	0.35
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
L _t (m)	0.023	0.135	0.122	0.437
A _v ^{cal} ZT (cm ²)	4.40	4.18	2.43	0.79
A _v ^{min} (cm ²)	3	3	3	3
A _v ^{adop} ZC (cm ²)	5.65	5.65	3.93	2.51
N ^{bre} /par face	5HA12	5HA12	5HA10	5HA8
S _t (cm)	20	20	20	20
L _c (m)	0.954	0.73	0.756	0.126
A _h ^{cal} (cm ²)	0.59	0.59	0.52	0.43
A _h ^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A _h ^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
N ^{bre} /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S _t (cm)	20	20	20	20

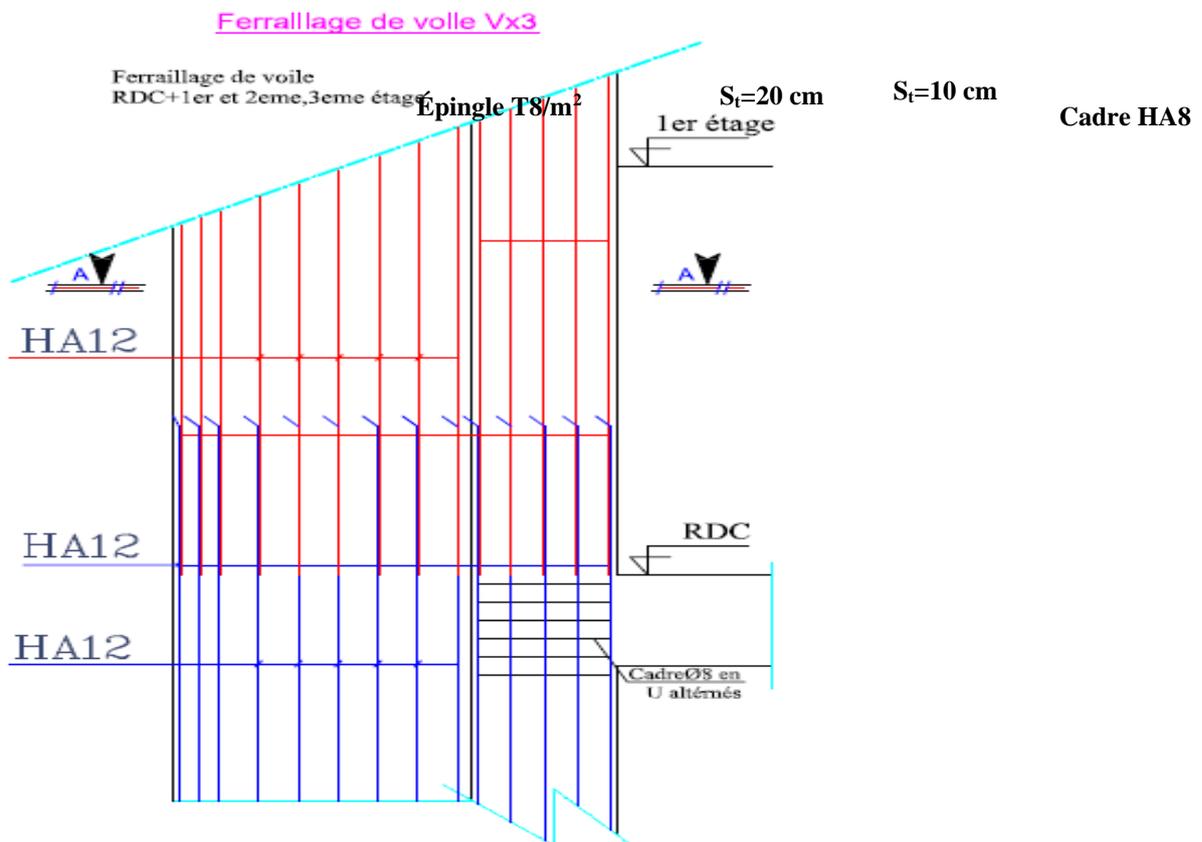
Tableau V.21. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y4} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC, 1, 2 et 3 ^{ème} étage	4, 5 et 6 ^{ème} étage	7, 8 et 9 ^{ème} étage	10, 11 et 12 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×1.8	0.2×1.8	0.2×1.8	0.2×1.8
M(KN)	456.13	97.65	73.57	67.05
N(KN)	878.56	602.83	370.63	206.59
section	Entièrement comprimée	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	157.43	101.82	74.69	60.31
τ(MPa)	0.63	0.41	0.30	0.24
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
L _t (m)	0.379	0.414	0.304	0.071
A _v ^{cal} ZT (cm ²)	3.75	6.11	3.61	1.66
A _v ^{min} (cm ²)	5.4	5.4	5.4	5.4

$A_v^{adop} ZC$ (cm ²)	9.05	9.05	6.28	4.02
N^{bre} /par face	8HA12	8HA12	8HA10	8HA8
S_t (cm)	20	20	20	20
L_c (m)	1.042	0.972	1.192	1.658
A_h^{cal} (cm ²)	0.78	0.51	0.37	0.30
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

V.4.5. Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC (V_{x3}) comme exemple.



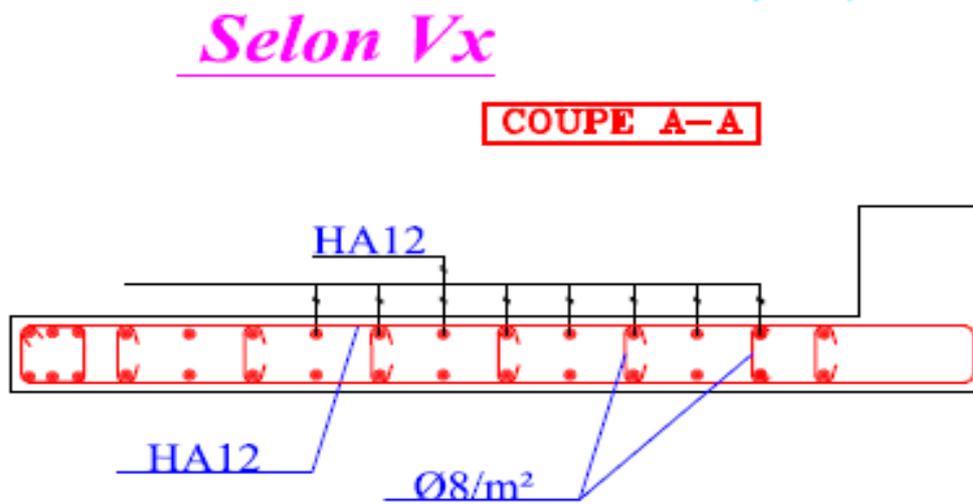


Figure V.14. Schéma de ferrailage du voile V_{x3} .

Chapitre VI
Etude
des fondations

VI.1. Introduction

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure, dont le rôle principal est de supporter, est d'assurer la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol, d'une façon à assurer

- La stabilité de l'ouvrage.
- Limiter les tassements et les déplacements.

Cette transmission peut être :

- Directe « semelle superficielle ».
- Indirecte « semelle profondes ».

VI.2 Choix de type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- La charge transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient à la structure.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est de 2.3 bars à l'état limite de service (ELS) pour une profondeur au moins de 3 m par rapport à la côte du terrain naturel.

VI.3 Etude des fondations

VI.3.1 Combinaisons de calcul

D'après le RPA99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E \quad 0,8G \pm E$$

D'après le BAEL 91/99 (Article B.9.2) :

$$G+Q \quad 1.35G+1.5Q$$

VI.3.2 Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($a \times b$) d'où les semelles sont

rectangulaires ($A \times B$). La vérification à faire : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

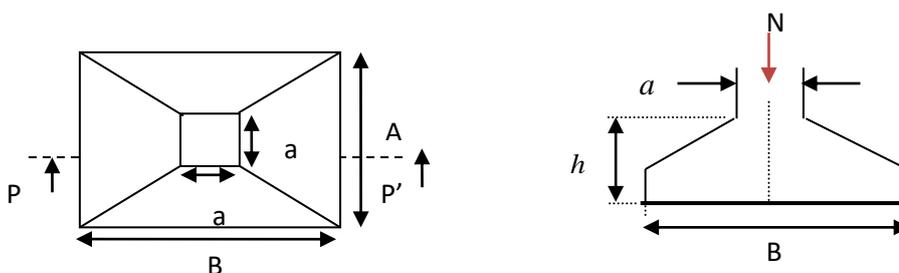


Figure VI.1. Vue en plan de la semelle isolée.

$$\text{Poids}_{\text{semelle}} = \gamma_h \times B \times L \times h = 174.748 \text{ KN}$$

$$N_{\text{terre}} = \gamma_{\text{sol}} \times B \times L \times h = 499.28 \text{ KN}$$

$$N_{\text{avant poteaux}} = \gamma_b \times S \times h = 162.26 \text{ KN.}$$

N_{sup} : Effort normal agissant sur la semelle calculée obtenu par ETABS, ($N_s = 2303.8444 \text{ KN}$)

$$N_{\text{tot}} = \text{Poids}_{\text{semelle}} + N_s + N_{\text{terre}} + N_{\text{avant poteaux}}$$

$$N_{\text{tot}} = 714.748 + 2303.8444 + 499.28 + 162.26 = 3680.4724 \text{ KN.}$$

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2.3 \text{ bars}$.

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B \quad a, b : \text{dimensions du poteau à la base.}$$

Choissant un poteau de section (65*65) dans la structure où la distance entre eux est de 3.8m dans le sens (X-X)

$A \geq \sqrt{\frac{b \cdot N}{a \cdot \sigma_{\text{sol}}}}$, avec $\sigma_{\text{sol}} = 2.3 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0.65 \cdot 3680.4724}{0.65 \cdot 230}} = 4\text{m}$, vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3.8 m, on remarque qu'il va y'avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.3.3 Vérification de la semelle filante

On choisit la file la plus défavorable situé sous un portique formé de 6 poteaux

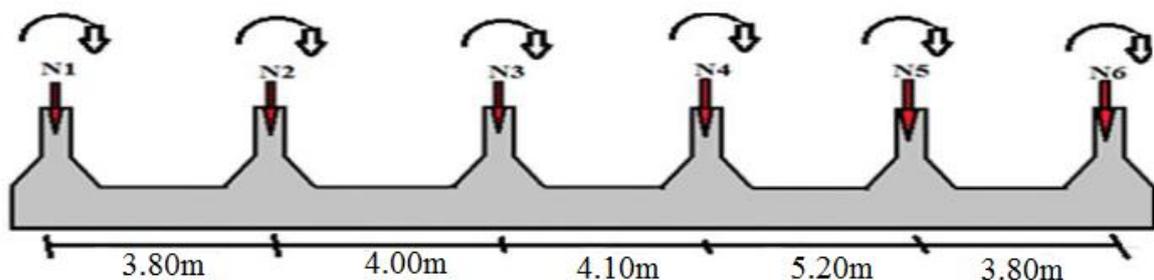


Figure VI.2. Semelle filante.

- **Vérification de la semelle (Sens XX)**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. La somme des efforts normaux sur le fil 4 des semelles filantes.

Le fil 4	N_1	N_2	N_3	N_4	N_5	N_6
L'effort normal (KN)	1567.51	2303.84	2611.17	2148.63	2033.03	1706.87

On vérifie que : $\frac{N}{B*L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow N = \sum_{i=1}^6 N_i + 6(P_S + P_a) \rightarrow \sum_{i=1}^6 N_i = 12371.05 \text{ KN}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poid}_{\text{semelle}} = \gamma_h \times B \times L \times h = 1017.6 \text{ KN} \\ N_{\text{avant poteaux}} = \gamma_b \times S \times h = 1272 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_{\text{tot}} = \text{Poid}_{\text{semelle}} + N_s + N_{\text{avant poteaux}} \\ N_{\text{tot}} = 6(1017.2 + 1272) + 12371.05 = 26106.25 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\frac{N}{B*L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq 5.5 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3.8 m; on remarque qu'il va y'avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.3.4 Etude du radier général :

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour notre structure. Le radier travaille comme un plancher renversé et, assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Il est choisi selon ces trois principaux facteurs :

- Mauvais sol.
- Charges transmises au sol importantes.
- Poteaux rapprochés (petites trames).

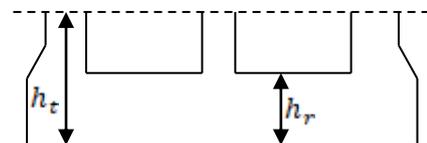


Fig.VI.3 : Dimensions du radier.

A. Pré dimensionnement

- La condition de coffrage

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Nervure: } h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{520}{10} = 52 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 60 \text{ cm.} \\ \text{Dalle: } h_r \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{520}{20} = 26 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 30 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$L_{\max} = 5.2 \text{ m}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

h_t : Hauteur de la nervure.

h_r : Hauteur du radier.

- La condition de raideur (rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que : $\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\max} \rightarrow L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$

L_e : Longueur élastique.

$E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : Coefficient de raideur du sol.

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 \text{ Très mauvais sol.} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 \text{ Sol moyen.} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 \text{ Très bon sol.} \end{array} \right.$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$.

b: Largeur de l'élément considéré par (ml).

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} \Rightarrow h \geq 0.76 \text{ m}$$

Donc : $h_t = 80 \text{ cm}$.

- **La surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \quad \text{Avec } N = N_{sup} + N_{inf}$$

N_{sup} : donné par le logiciel ETABS : $\sum N_i = 55396.5791 \text{ KN}$.

On a la surface du bâtiment est : $S_{bat} = 413.4 \text{ m}^2$

N_{inf} : poids estimé du radier : $0.25 \times S_{batiment} \times 25 = 2583.75 \text{ KN}$.

$$N = 55396.5791 + 2583.75 = \mathbf{57980.33 \text{ KN}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{57980.33}{230} = 252.09 \text{ m}^2$$

On prend $S_{rad} = S_{bat} = 413.4 \text{ m}^2$

$S_{bat} > S_{radier}$ le débord n'est pas nécessaire.

- **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour le radier les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure $h_t = 60 \text{ cm}$.

Hauteur de la table du radier $h_r = 30 \text{ cm}$.

Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$.

B. Les vérifications nécessaires

- **Vérification de la contrainte dans le sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens longitudinaux et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{(\max, \min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$$

D'après le logiciel AUTOCAD on a les caractéristiques suivantes :

$$I_{xx} = 11343 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad X_G = 10.17 \text{ m.}$$

$$I_{yy} = 12865 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 9.84 \text{ m.}$$

Tableau VI.2. Vérification de la contrainte dans le sol.

Sens	M(MN.m)	N(MN)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{moy} (MPa)	σ_{sol} (MPa)	Obs
X-X	54.644	55.396	0.183	0.08	0.157	0.23	Vérifiée
Y-Y	56.909	55.396	0.177	0.09	0.155	0.23	Vérifiée

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CBA 93 (A.5.1.2.1.1)}.$$

On considère une bande de b = 1 m, de longueur d = 0.9 × h_t = 0.54m.

$$V_u = \frac{N_u * L_{max}}{2 * S} = \frac{75965.462 \times 5.2}{2 \times 413.4} = 477.8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{477.8 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 0.885 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification au poinçonnement**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, d’après le CBA93 (article A.5.2.4.2), il faut vérifier la condition suivante : $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

N_u : L’effort normal sur le poteau le plus sollicité.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$A = a + h, B = b + h$$

Tel que

A et B : dimensions du rectangle d’impacte.

$$\text{Avec } A = 0.65 + 0.8 = 1.45 \text{ m, } B = 0.65 + 0.8 = 1.45 \text{ m}$$

a et b : dimensions du poteau à la base,

On trouve U_c = 5.8 m

$$N_u \leq 0.045 \times 5.8 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 3.48 \text{ MN}$$

$$N_u = 2.303 \text{ MN} < 3.48 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

• **Vérification de la poussée hydrostatique**

Il faut vérifier que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec : N_s : Le poids total de la superstructure.

F_s : Coefficient de sécurité (F_s = 1.15).

H : La hauteur d’ancrage du radier (H = 2m).

γ_w : Poids volumique d’eau (γ_w = 10 kN/m³).

$$55396.57 \text{ KN} > 1.15 \times 2 \times 413.4 \times 10 = 9508.2 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{pas de risque de soulèvement du radier.}$$

- **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le RPA99/V2003 (article 10.1.5), on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Sens X-X} : e = \frac{M_y}{N_y} = \frac{56.644}{55.396} = 1.02\text{m} < \frac{21.2}{4} = 5.3 \text{ m.}$$

$$\text{Sens Y-Y} : e = \frac{M_x}{N_x} = \frac{54.644}{55.396} = 0.98 \text{ m} < \frac{19.5}{4} = 4.9 \text{ m.}$$

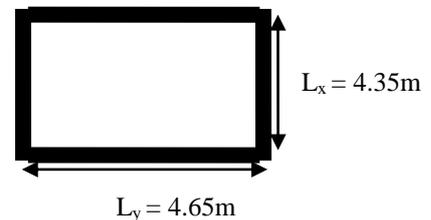
Donc il n'y a pas de risque de renversement.

VI.4.Ferraillage du radier général

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion Simple causée par la réaction du sol, le ferraillage se fera pour le panneau de dalle le plus Sollicité et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.3 = 7.5 \text{ KN/m}^2$$



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

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \rightarrow q_u = \frac{75965.462}{413.4} + 10.125 \rightarrow q_u = 193.88 \text{ KN/m}^2$$

Fig.VI.4. Dalle du radier sur quatre appuis.

N_u : L'effort normal ramené par la superstructure.

On a : $L_x = 4.35\text{m}$; $L_y = 4.65\text{m}$; on fait le calcul pour une bande de 1m.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \rightarrow \rho = 0.93 \rightarrow \mu_x = 0.0428 ; \mu_y = 0.8450.$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_0^x = 157.02 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 132.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_0^x = 117.76 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travée} : M_{ty} = 0.75 \times M_0^y = 99.51 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en appuis} : M_a = -0.5 \times M_0^x = -78.51 \text{ KN.m}$$

Le ferraillage se fera pour une section (1×0.30) m^2

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

On a des HA $f_e 400 \rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $h_r = 30\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $\rho = 0.93$

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 \text{ cm}$; et $\rho > 0.4$, la section minimale d'armatures est :

$$A_x^{\min} = \rho_0 \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \rightarrow A_x^{\min} = 2.48 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h_r \rightarrow A_y^{\min} = 2.40 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des barres**

Armatures // X: $S_t \leq \min(2h_r ; 25\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$.

Armatures // Y: $S_t \leq \min(3 h_r ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$.

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Résultats du ferrailage du radier.

Sens		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	X-X	117.76	12.81	2.48	7HA20=21.99	14
	Y-Y	99.51	10.72	2.40	6HA20=18.85	16
Appui		-78.51	8.37	2.48	6HA16=12.06	16

• **Vérification de la contrainte de cisaillement.**

$$\tau = \frac{V_x}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}; \quad V_x = \frac{qu \times lx}{2} \times \frac{ly^4}{lx^4 + ly^4} = 238.8 \text{ KN.}$$

$$\tau = \frac{238.8 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 0.44 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

• **Vérification à L'ELS**

$$q_s = \frac{55396.5791}{413.4} + 7.5 = 141.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.93 \rightarrow \nu = 0.2 \rightarrow \mu_x = 0.0500; \mu_y = 0.8939.$$

$$M_0^x = 133.88 \text{ KN.m} \quad M_0^y = 119.67 \text{ KN.m} \quad M_r^x = 100.41 \text{ KN.m}$$

Travée : $M_r^y = 89.75 \text{ KN.m}$

Appui : $M_a^x = M_a^y = -66.94 \text{ KN.m}$

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \sigma_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

On doit vérifier que : $\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$ avec $\eta = 1.6$ pour HA.

Les résultats des vérifications des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Vérification des contraintes de la dalle du radier.

Sens		M _S (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (MPa)	Obs	σ _s (MPa)	Obs
X-X	Travée	100.41	10.69	139555	7.69	Vérifiée	186.84	Vérifiée
Y-Y	Travée	89.75	10.07	124938	7.23	Vérifiée	193.21	Vérifiée
Appuis		-66.94	8.42	89251	6.31	Vérifiée	220.63	N.Vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée aux niveaux des appuis, donc on augmente la section d'armatures.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5. Section d'armatures du radier à l'ELS.

Sens	$M_s(\text{KN.m})$	$\beta \times 10^{-3}$	α	$A_{\text{calc}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{choisie}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	Nombre de barres
Appuis	-66.94	4.18	0.41	16.27	18.85	6HA20

Ferrailage de la dalle du radier

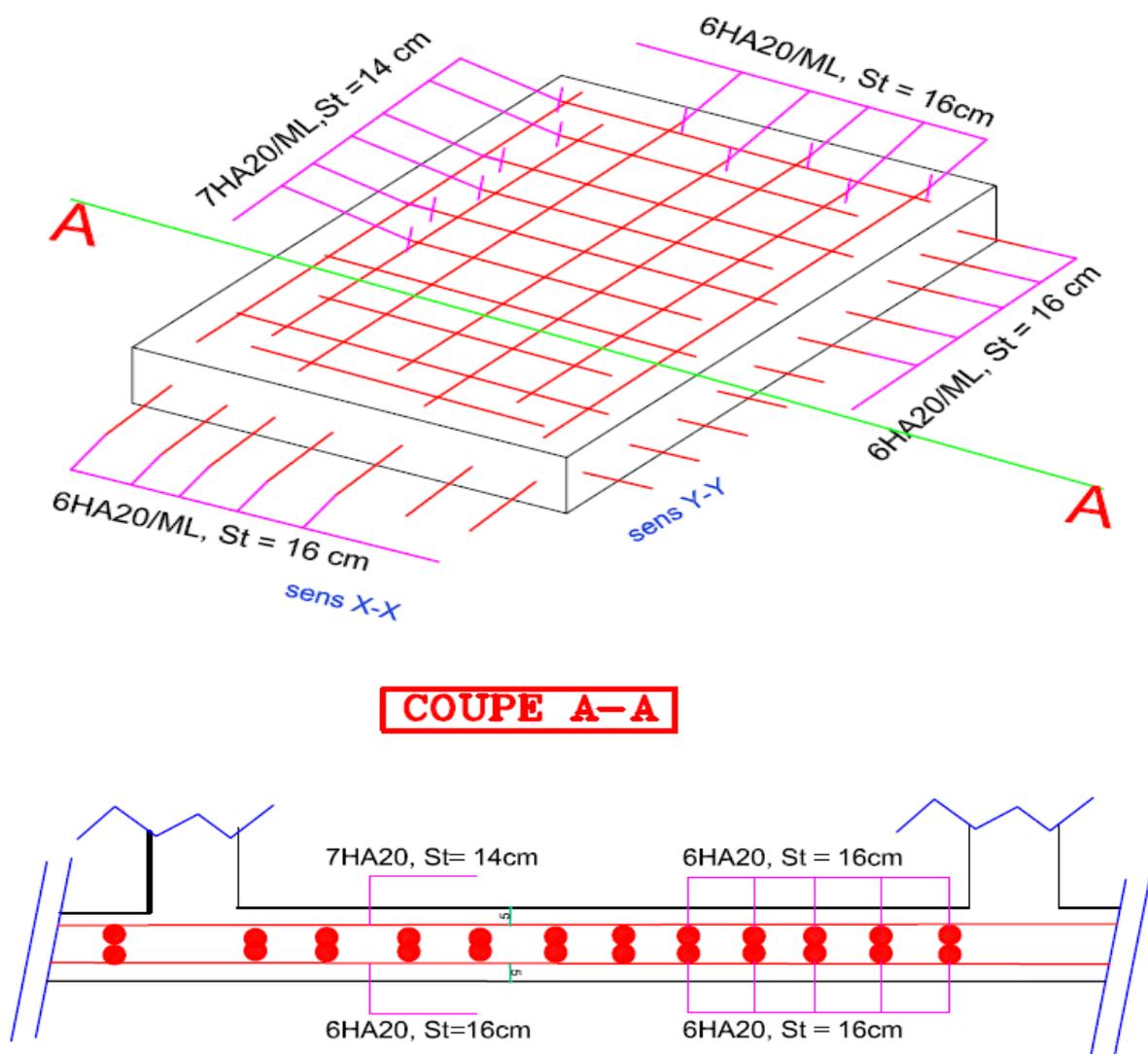


Figure VI.5. Schéma de ferrailage de la dalle radier.

VI.6. Calcul des nervures

- **Définition des charges qui reviennent sur les nervures**

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

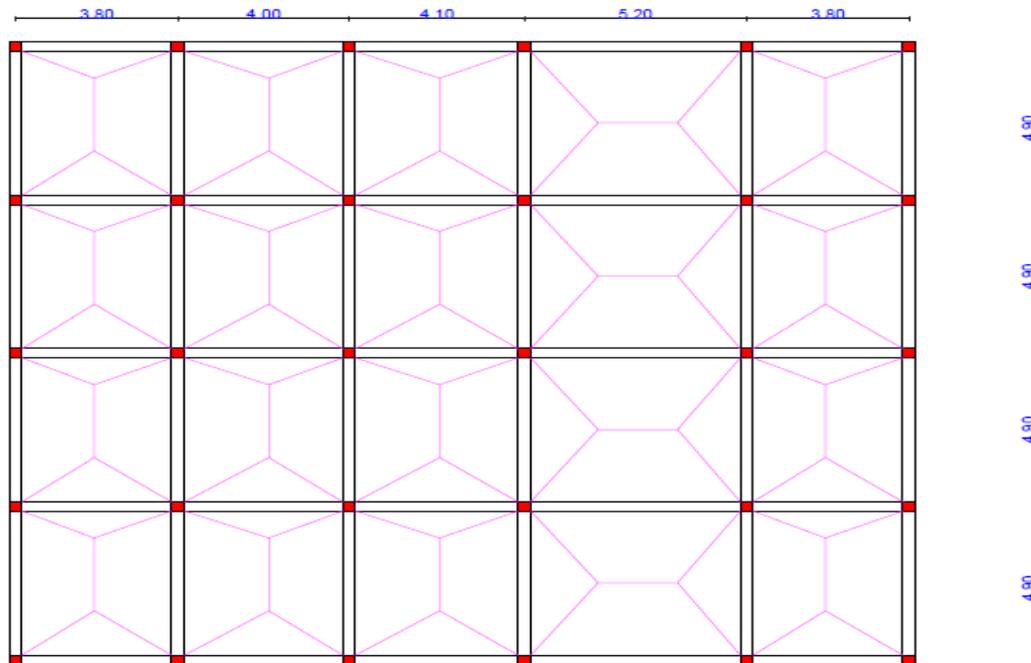


Figure VI.6. Schéma des lignes de rupture du radier coté illisible.

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) L_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$ <p><u>Remarque</u> : si la nervure est soumise à un chargement triangulaire à deux coté.</p>

Avec : $q_u = 193.88 \text{ KN/m}^2$; $q_s = 141.5 \text{ KN/m}^2$

P_m : Charge uniforme qui produit le même moment max que la charge réelle.

P_v : Charge uniforme qui produit le même effort tranchant max que la charge réelle.

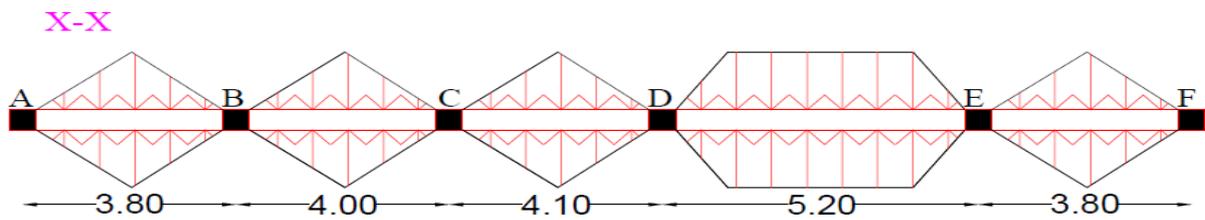
Sens X-X

Figure VI.7. Schéma des nervures dans le sens X-X.

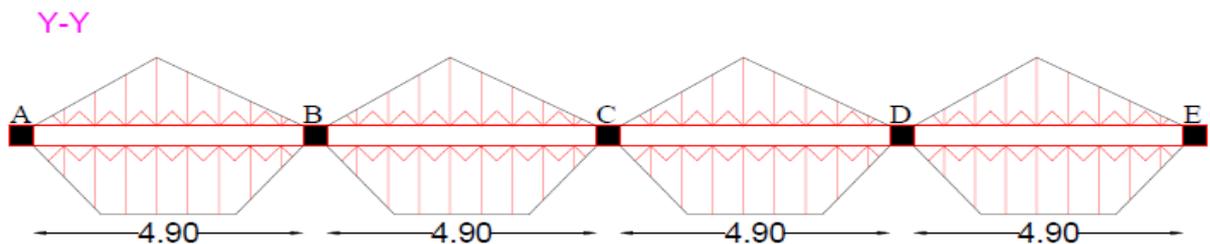
Sens-Y-Y

Figure VI.8. Schéma des nervures dans le sens Y-Y.

• Calcul de chargement :

Détermination de P_u et P_s :

$$N'_u = N_u - N_n = 75965.462 - 1.35 * 2303.8444 = 72855.27 \text{ KN.}$$

$$N'_s = N_s - N_n = 55396.5791 - 2303.8444 = 53092.73 \text{ KN.}$$

Donc :

$$P_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = \frac{72855.27}{413.4} = 176.23 \text{ KN.}$$

$$P_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = \frac{53092.73}{413.4} = 128.44 \text{ KN.}$$

VI.6.1. Calcul des sollicitations:

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

$$\text{Moments aux appuis : } M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l \dots \dots \dots \text{ pour une travée de rive.} \\ 0.8l \dots \dots \dots \text{ pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = -0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

Moments en travée :

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{l}) + M_d(\frac{x}{l})$$

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

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Les différentes sollicitations dans les deux sens X et Y sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.6. Sollicitations dans les nervures à l'ELU selon les deux sens (X-X) et (Y-Y).

Sens	Travée	L (m)	q _m (KN/m)	q _v (KN/m)	X ₀ (m)	M _{Tu} (KN.m)	M _{Ts} (KN.m)	V (KN)
Sens X-X	AB	3.8	446.45	244.04	1.576	433.568	237	992.903
	BC	4	469.95	256.88	2.044	310.992	169.989	992.903
	CD	4.1	481.69	263.30	1.865	249.901	94.219	1552.758
	DE	5.2	600.81	410.26	2.584	1053.774	762.493	1571.454
	EF	3.8	446.45	244.04	2.49	382.939	179.303	1571.454
Sens Y-Y	AB	4.9	603.27	437.35	2.45	1538.979	1115.707	1478.012
	BC	4.9	603.27	437.35	2.45	1538.979	1115.707	1478.012
	CD	4.9	603.27	437.35	2.45	1538.979	1115.707	1478.012
	DE	4.9	603.27	437.35	2.45	1538.979	1115.707	1478.012

Tableau VI.7. Les sollicitations les plus défavorables à l'ELU ET à l'ELS.

Sens	Localisation	M _{max} (KN.m)		V _{max} (KN)
		ELU	ELS	
X-X	Travée	1053.774	762.493	1571.454
	Appuis	-1001.34	-634.439	
Y-Y	Travée	1538.979	1115.707	1478.012
	Appuis	-271.585	-196.89	

V.6.1.Ferrailage des nervures :

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire (b×h)

en flexion simple.

h = 60 cm; h₀ = 30 cm; b₀ = 65 cm; d = 50cm.

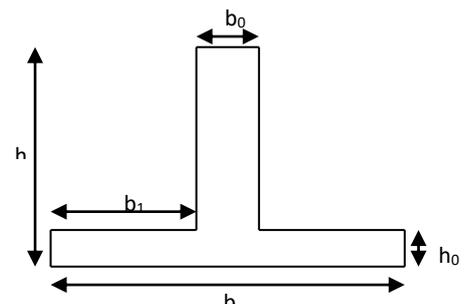


Fig.VI.9.Section à ferrailer.

Sens X-X

$$\frac{b-b_0}{2} = \min\left(\frac{l_x}{10}; \frac{l_{x\min}}{2}\right) \rightarrow \min(0.52; 2.45)$$

$$b = (0.52 \times 2) + 0.65 = 1.69 \text{ m ce que donne : } b = 1.70 \text{ m.}$$

Sens-Y-Y

$$\frac{b-b_0}{2} = \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_{y\min}}{2}\right) \rightarrow \min(0.49; 1.9)$$

$$b = (0.49 \times 2) + 0.65 = 1.63 \text{ m ce que donne : } b = 1.65 \text{ m.}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.8. Résumé des résultantes de ferrailage des nervures.

Sens	Localisation	Mu (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ²)	N ^b de barres
X-X	Travée	1053.774	90.15	11.29	96.51	12HA32
	Appuis	-1001.34	88.08		96.51	12HA32
Y-Y	Travée	1538.979	108.5	10.95	109.54	10HA32+6HA25
	Appuis	-271.585	58.34		99.73	10HA32+4HA16

- **Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{max}\right] = 17.14 \text{ mm, Alors, } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

$$\text{et } A_{\text{trans}} = 4 \phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_c \times 28}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens x-x : } \tau = \frac{1571.1454 \times 10^{-3}}{1.7 \times 0.5} = 1.84 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

$$\text{Sens y-y : } \tau = \frac{1478.012 \times 10^{-3}}{1.65 \times 0.5} = 1.79 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

- **Vérification des contraintes**

Les vérifications des contraintes dans les nervures sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 Vérification des contraintes dans les nervures.

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_b (MPa)	Observation	σ_s (MPa)	Observation
x-x	Travée	1053.774	24.3	2463654	7.54	Vérifiée	156.22	Vérifiée
	Appuis	-1001.34	24.3	2463654	6.27	Vérifiée	129.98	Vérifiée
y-y	Travée	1538.979	25.6	2650444	10.7	Vérifiée	298.44	Vérifiée
	Appuis	-271.585	24.8	2492485	1.96	Vérifiée	39.28	Vérifiée

- **Armatures de peau**

$A_p = 3 \times h_t = 3 \times 0.6 = 1.8 \text{ cm}$ soit $2HA14 = 3.08 \text{ cm}$

- **Vérification des espacements**

Selon x-x: $St = 15\text{cm} \leq \min(2.5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25\text{cm}$

Selon y-y: $St = 15\text{cm} \leq \min(3h_r, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$

Ferrailage des nervures

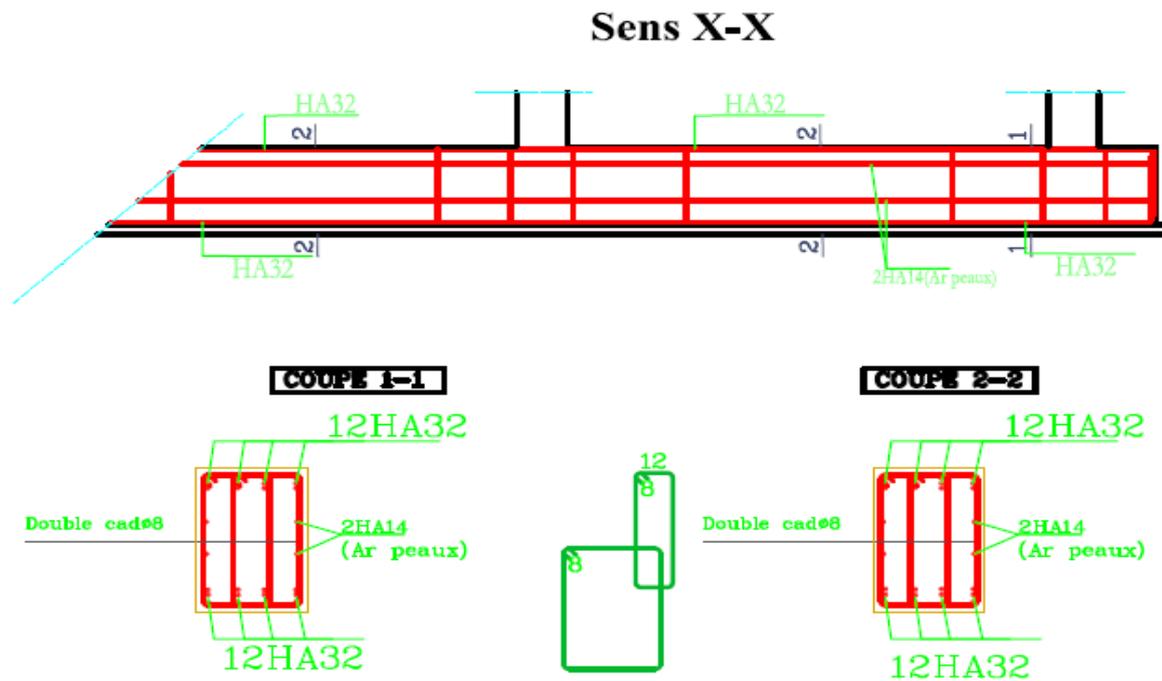


Figure VI.10. Schéma de ferrailage de la nervure selon X-X.

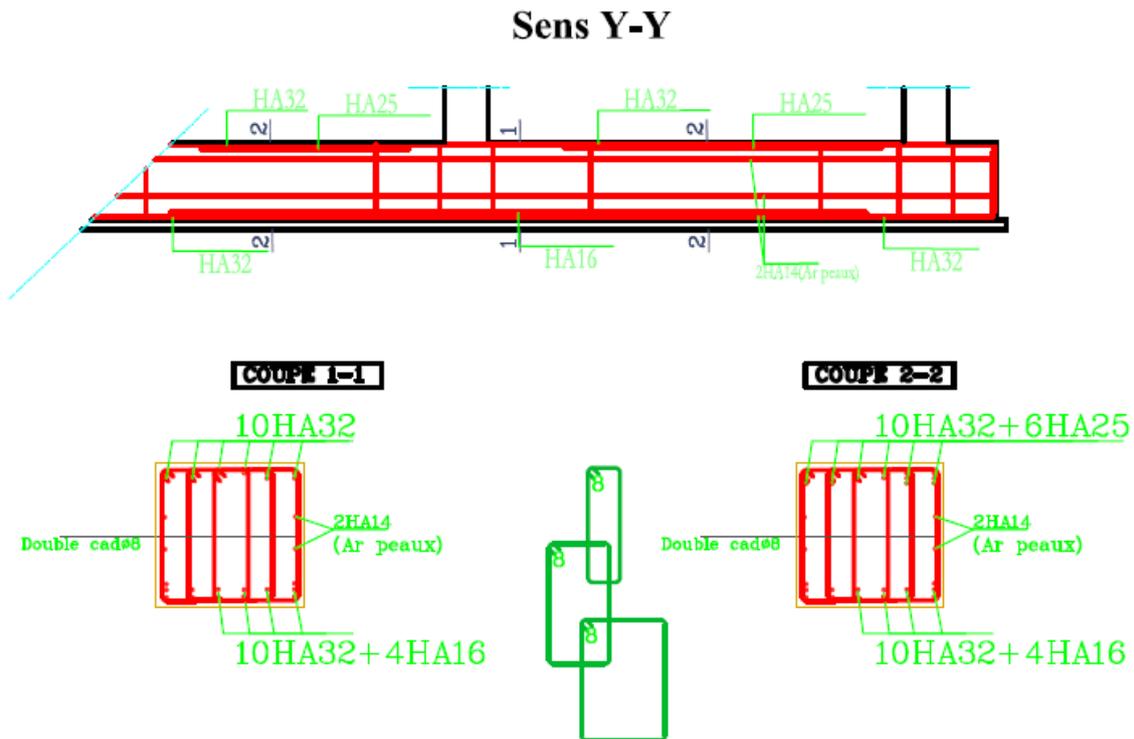


Figure VI.11. Schéma de ferrailage de la nervure selon Y-Y.

V.7. Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée, ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient et le même problème a été observé en menant le calcul avec semelle filante, en suite nous sommes passés à un calcul avec radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé, le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Conclusion générale

Conclusion Générale :

Ce projet de fin d'études, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos informations en se basant sur les documents techniques et même d'applications des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

D'après l'étude qu'on a élaborée, il convient de souligner ces constatations :

- Avant de commencer les calculs il faudra d'abord pré dimensionné toutes les sections de la structure, à noter que ces dernières ne sont pas définitives.
- Afin d'avoir un modèle qui reflète en mieux le comportement de la structure il est indispensable de reproduire le plus possible celle-ci et de lui appliquer des chargements réels.
- Pour aboutir à un comportement et des interactions adéquates, on doit passer par un travail laborieux et souvent itératif.
- Dans tous les cas, la conception est l'étape essentielle qui détermine le comportement sismique de l'ouvrage. Si les aspects parasismiques sont pris en compte des les premiers stades de la conception d'un bâtiment, un comportement favorable peut être assuré sans surcout notable. Les principes guidant une bonne conception parasismique sont les suivantes :
 - Forme simple et compacte.
 - Régularité et symétrie.
 - Pas de changement brusque de résistance et de rigidité.
 - Résistance et rigidité vis-à-vis de torsion.
- Lors du ferrailage des éléments structuraux, il s'est avéré que le ferrailage du RPA est souvent le plus défavorable cela est du essentiellement de l'interaction (voile-portique).
- Le choix de type de fondation dépend essentiellement de la capacité portante du sol et la forme de la structure.

Enfin, ce projet de fin d'étude nous a permis, d'une part, de faire une synthèse de toutes les connaissances théoriques acquises le long de notre formation, et d'autre part, d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et l'étude des structures.

Bibliographie

Bibliographie

Règlements

- **RPA99V2003** : Règlement Parasismique Algérienne.
- **CBA93**: Règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **BAEL91 modifiée** : Béton Armé aux Etats Limites.
- **DTRB.C.2.2**: Document Technique Réglementaire (charges et surcharges).
- **M. Belazougui** : « Calcul des ouvrages en béton armé ». Edition OPU, 1996

Livres et Documents :

- Cours de Béton armé 3^{ème} année.
- Mémoires de fin d'études précédentes.

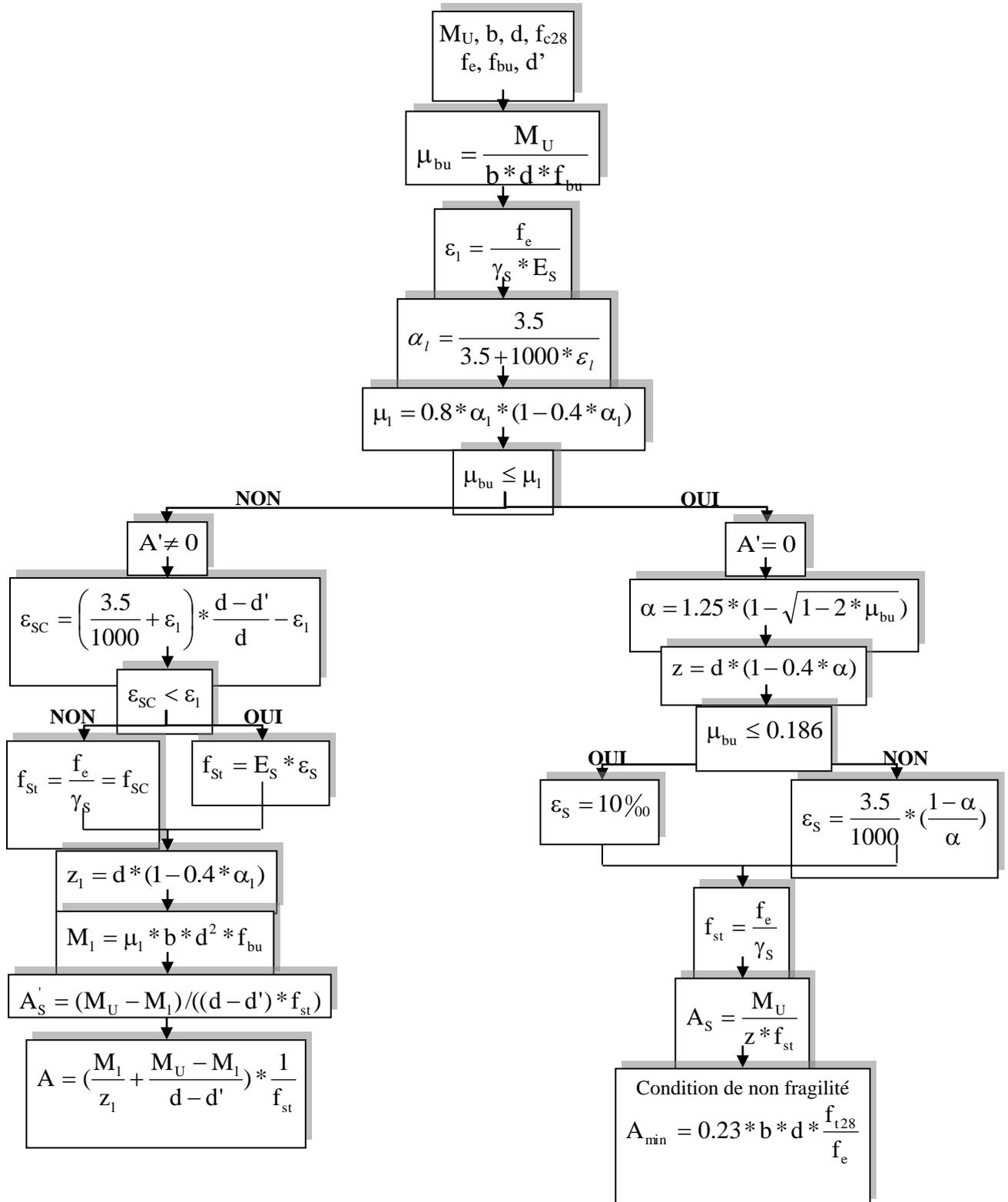
Logiciels :

- **ETABS** : Pour l'analyse des structures.
 - **AUTOCAD 2011** : Pour le dessin d'architecture et lire les plans.
 - **WORD 2016** : Pour le traitement du texte.
-

Annexes

Flexion simple :Section rectangulaire

Calcul à l'ELU



Valeurs de $N_{C \max}$ et $N_{q \max}$ pour les fondations profondes.

ϕ	N_C max	N_q max	ϕ	N_C max	N_q max	ϕ	N_C max	N_q max
0	7.00	1.00	16	22.47	7.44	32	125	79
1	7.45	1.13	17	24.53	8.50	33	143	94
2	7.93	1.20	18	26.84	9.72	34	165	112
3	8.46	1.44	19	29.44	11.14	35	190	134
4	9.03	1.63	20	32.36	12.78	36	221	161
5	9.60	1.48	21	35.66	14.69	37	257	195
6	10.34	2.09	22	39.39	16.91	38	302	237
7	11.10	2.36	23	43.63	19.52	39	356	289
8	11.91	2.67	24	48.44	22.57	40	421	355
9	12.02	3.03	25	53.95	26.15	41	504	439
10	13.80	3.43	26	60.26	30.39	42	605	566
11	14.91	3.90	27	67.51	35.40	43	732	682
12	16.13	4.43	28	75.86	41.34	44	891	862
13	17.40	5.03	29	85.56	48.43	45	1095	1096
14	18.96	5.73	30	96.82	56.90			
15	20.62	6.53	31	109.98	67.08			

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou d'allègre rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $L_x \times L_y$

Avec $L_x < L_y$.

		u/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		v/l_y											
Valeurs de M1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.095	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeurs de M2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.090	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

Tableau des Armatures
(en Cm²)

Ø	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	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe I.3

V. Conclusion et recommandation:

• **Type et ancrage des fondations :**

L'ensemble des résultats des essais réalisés dans le cadre de cette étude ont mis en évidence un terrain recouvert en sa totalité par une couche de remblai d'épaisseur variable entre 0.00 m à 3.00m, sinon plus par endroit qui ne doit pas servir d'assise aux fondations des ouvrages projetés.

On optera par conséquent pour des fondations de type superficielle pour les appuis des blocs à construire à savoir : radier général ou semelles filantes bien rigidifiées entre elles par des longrines, ancrées d'au moins de 3.00 m de profondeur par rapport à cote de la route carrossable (coté aval de terrain) dans la formation naturelles en places (Marnes schisteux à marneux calcaire (intercalé calcaire)).

• **Contrainte admissibles du sol**

Toutefois compte tenu des résultats des essais au pénétromètre dynamique et des essais au laboratoire; le taux de travail admissible a été limité à 2.30 bars (ou kg/cm²) pour l'ensemble du projet.

• **Classification de site :**

Les résultats des essais de la compression simple réalisées sur l'ensemble des échantillons, nous a permis de classé le site en catégorie S2 « site ferme» selon RPA 99 version 2003.

• **Stabilité d'ensemble et précautions à prendre :**

Afin d'assurer la stabilité des fondations il est recommandé de prendre des mesures préventives suivantes :

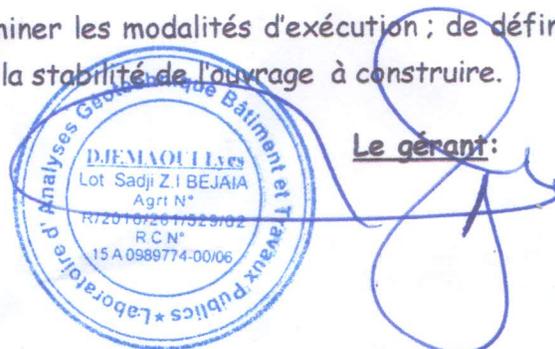
- La réalisation d'un système de drainage très efficace dans l'assiette est indispensable (Capter toutes les eaux de surface, qui s'écoulent périodiquement ou de façon pérenne et les drainer),
- Les fonds de fouilles devront rester le moins long temps possibles ouverts pour éviter leur altération.
- Veiller à ce que les fondations d'un même ouvrage projeté seraient assises sur la même formation géologique.
- Toute poche de remblai et de vase ou de formations altérés rencontrées lors de l'ouverture des fouilles sera purgée et remplacée par un gros béton.

Il appartient finalement au bureau d'étude de déterminer les modalités d'exécution ; de définir les conditions de mise en œuvre et de veiller en général à la stabilité de l'ouvrage à construire.

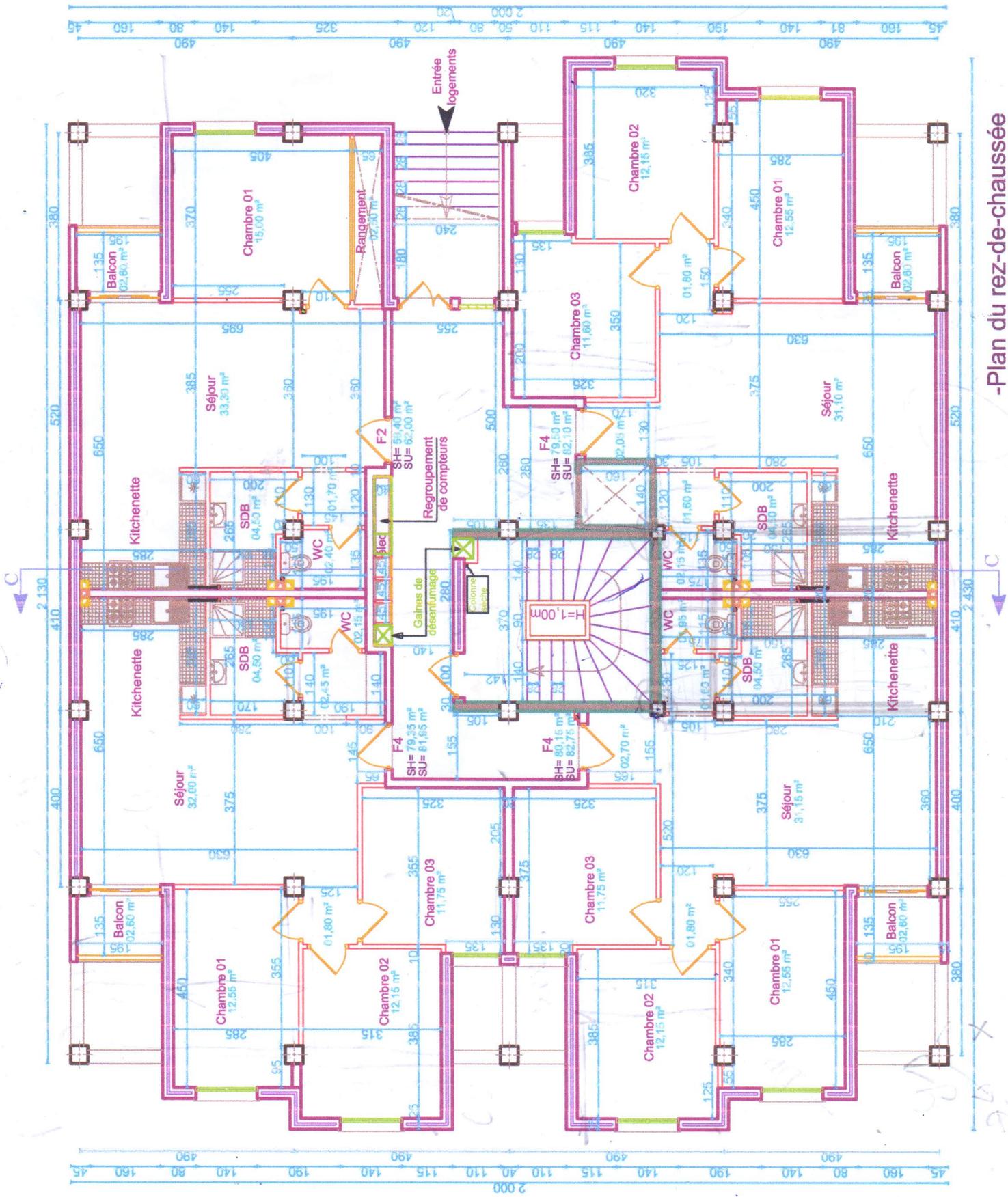
L'ingénieur chargé de l'étude:

T. wissam

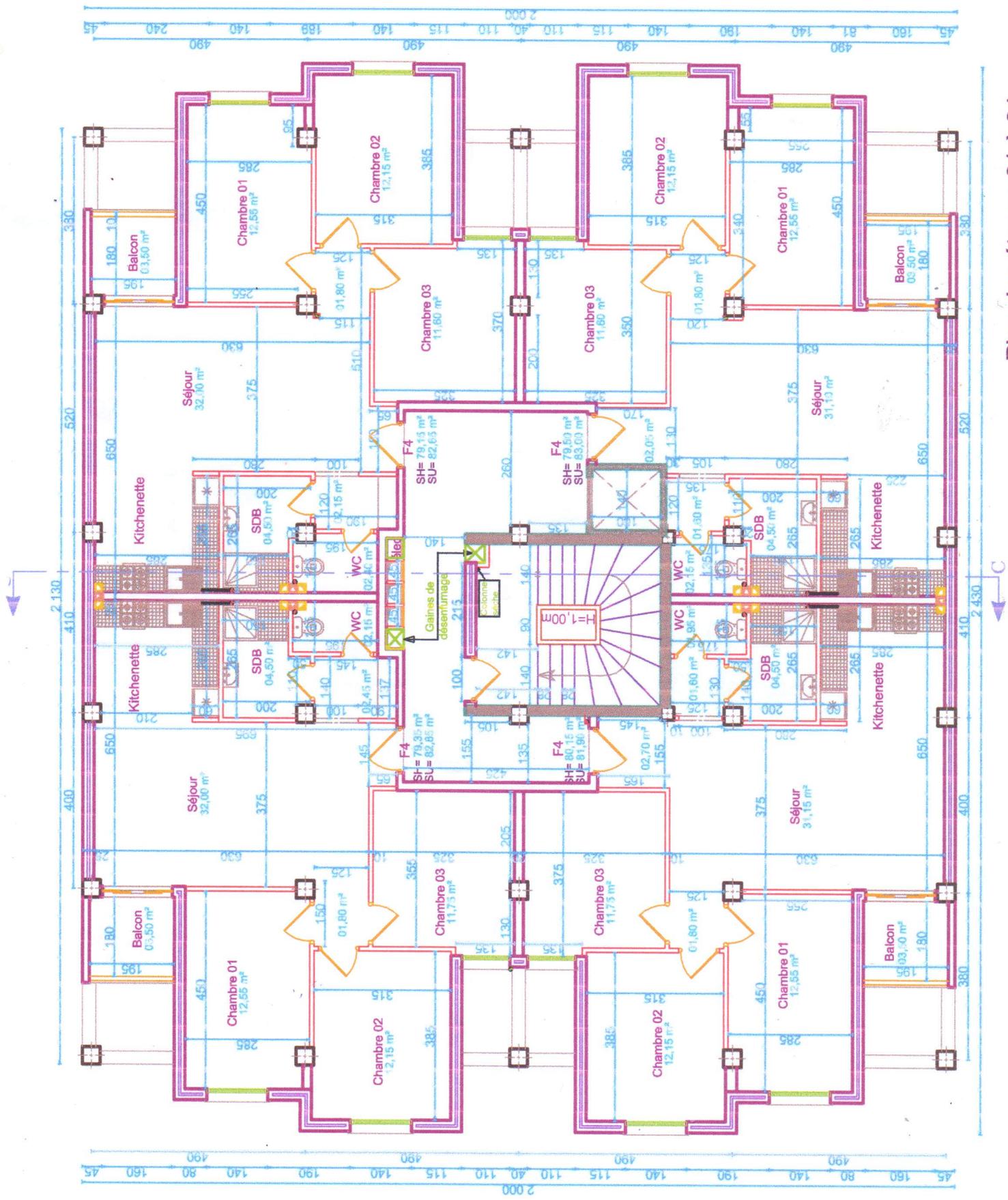
Le gérant:



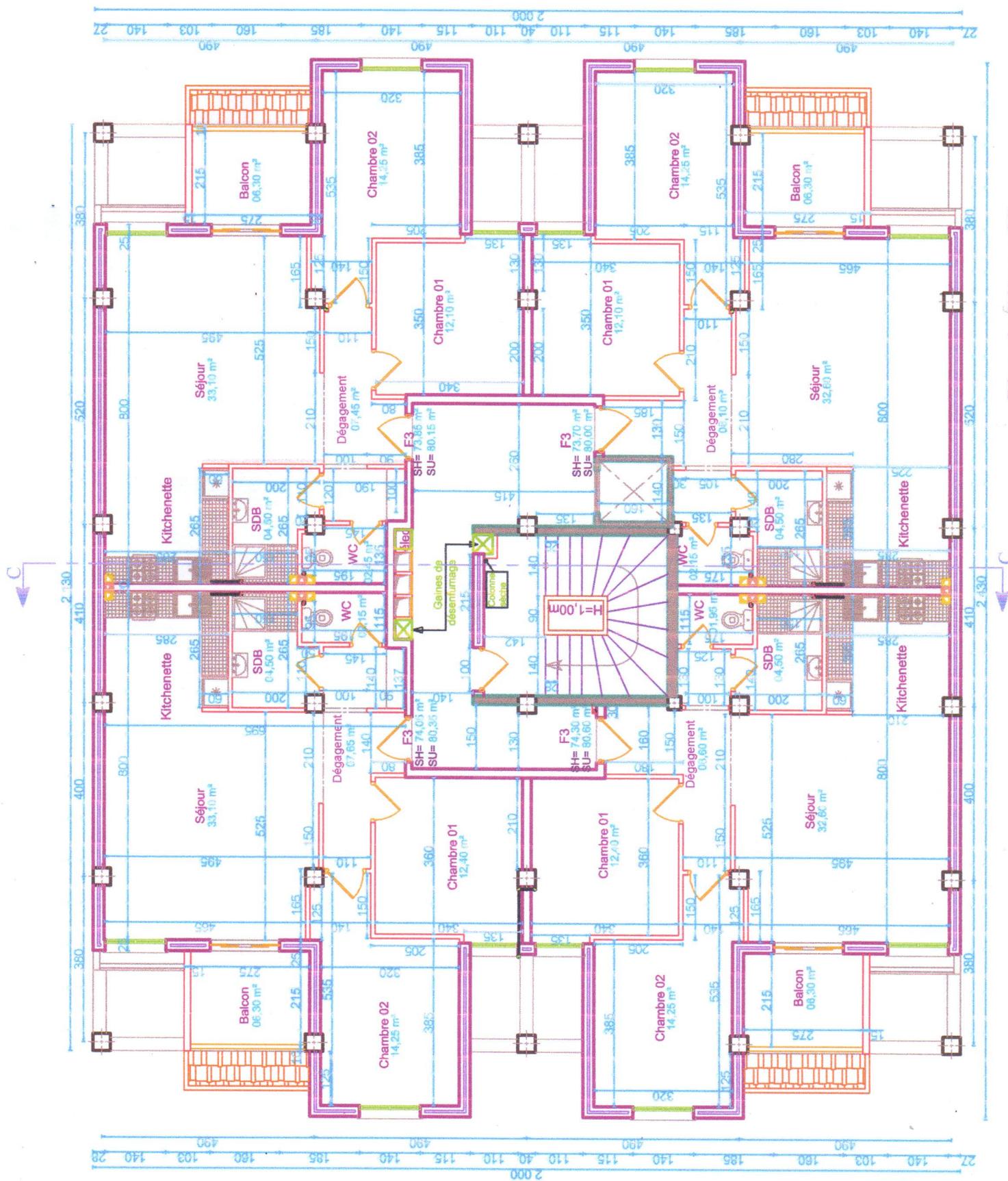
Les Plans



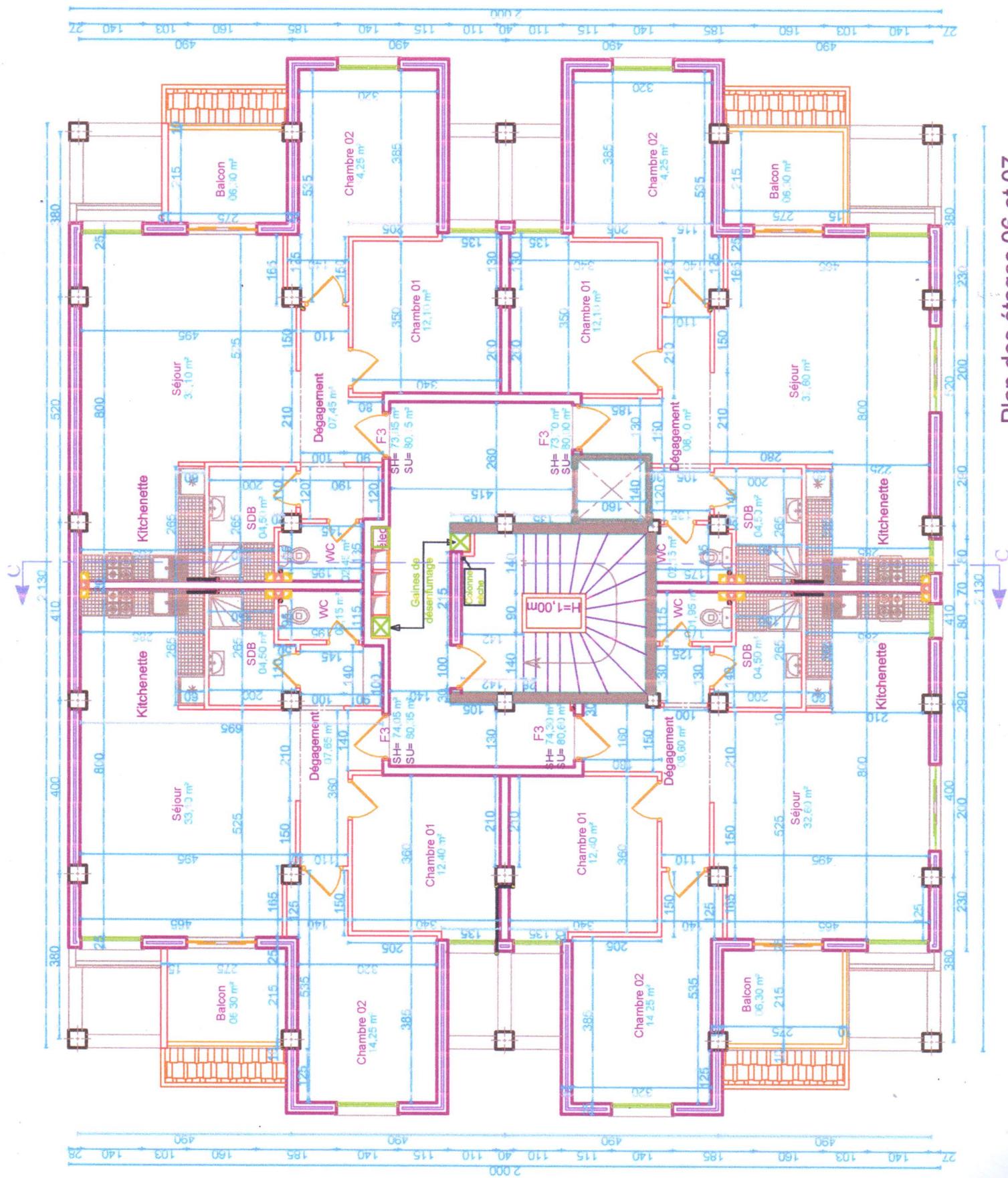
-Plan du rez-de-chaussée



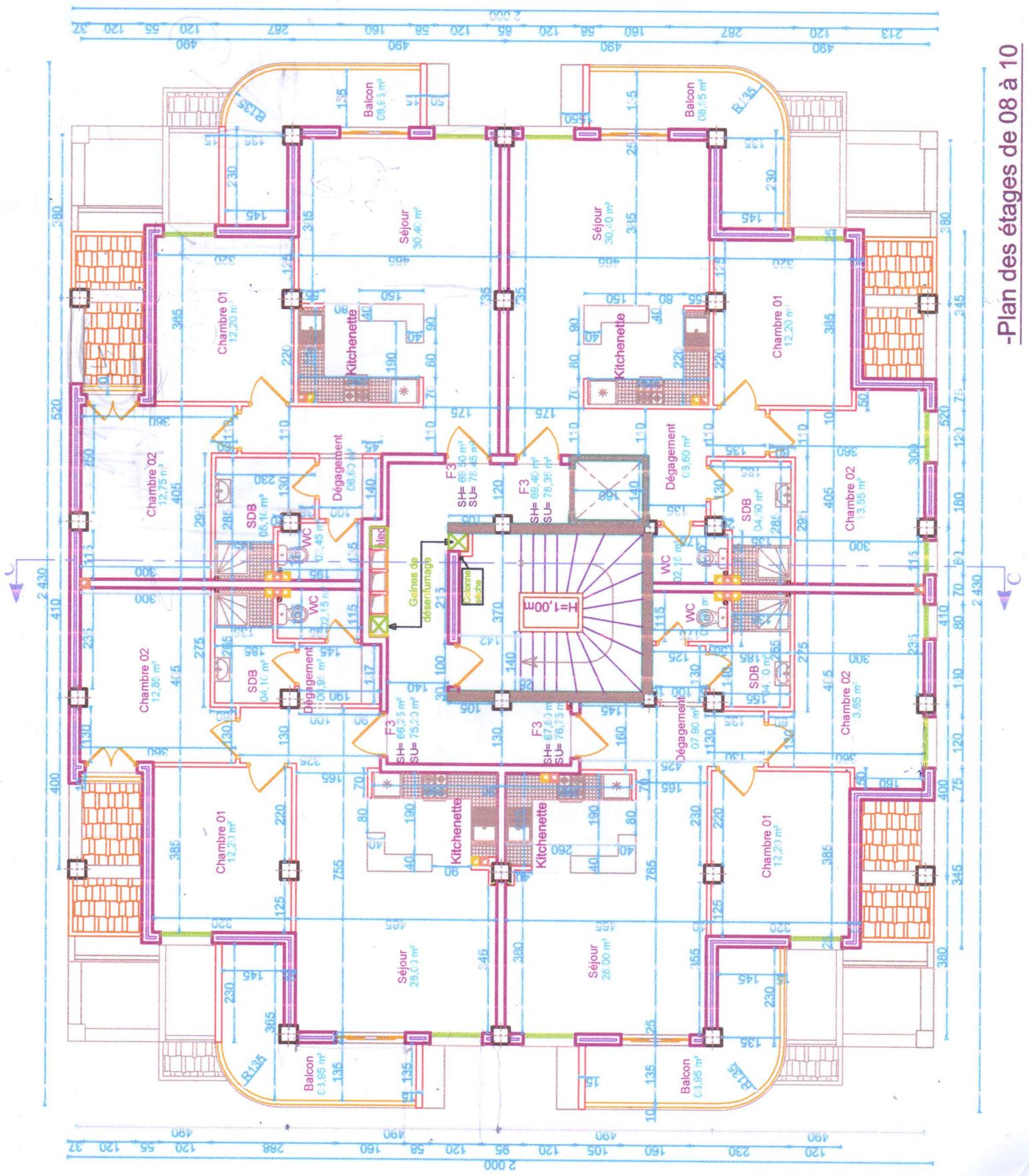
-Plan des étages 01 à 04



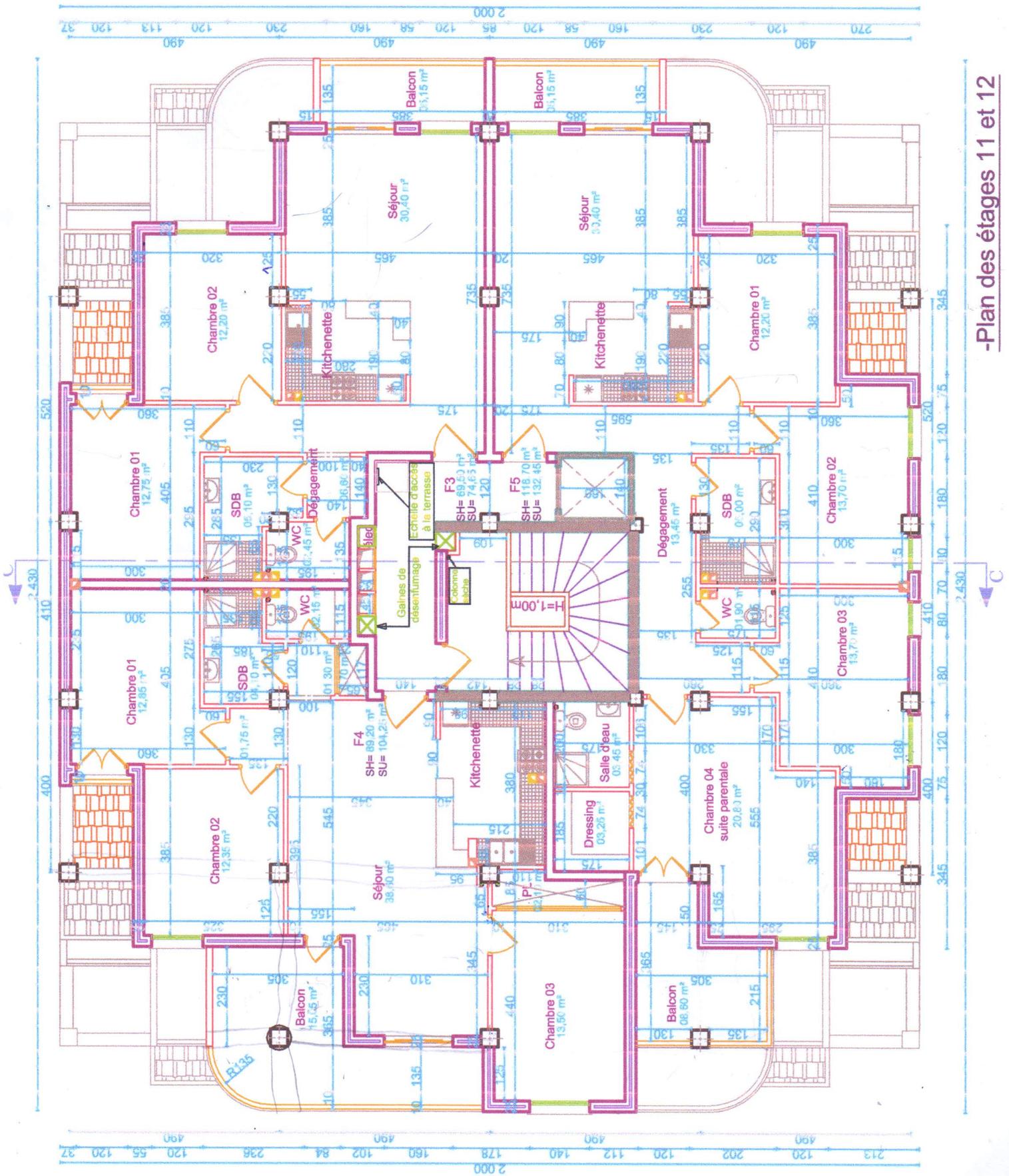
-Plan de l'étage 05



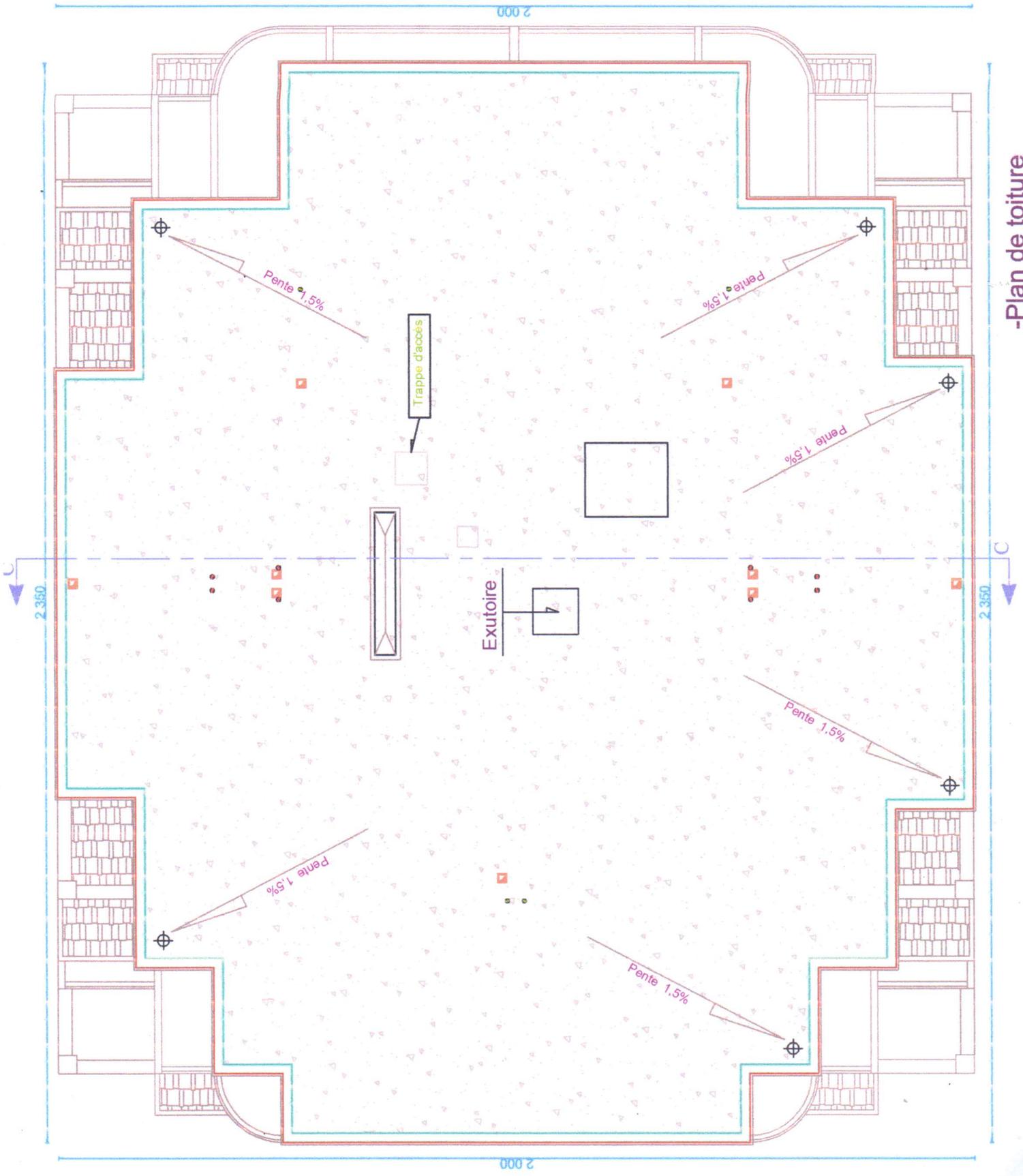
-Plan des étages 06 et 07



-Plan des étages de 08 à 10

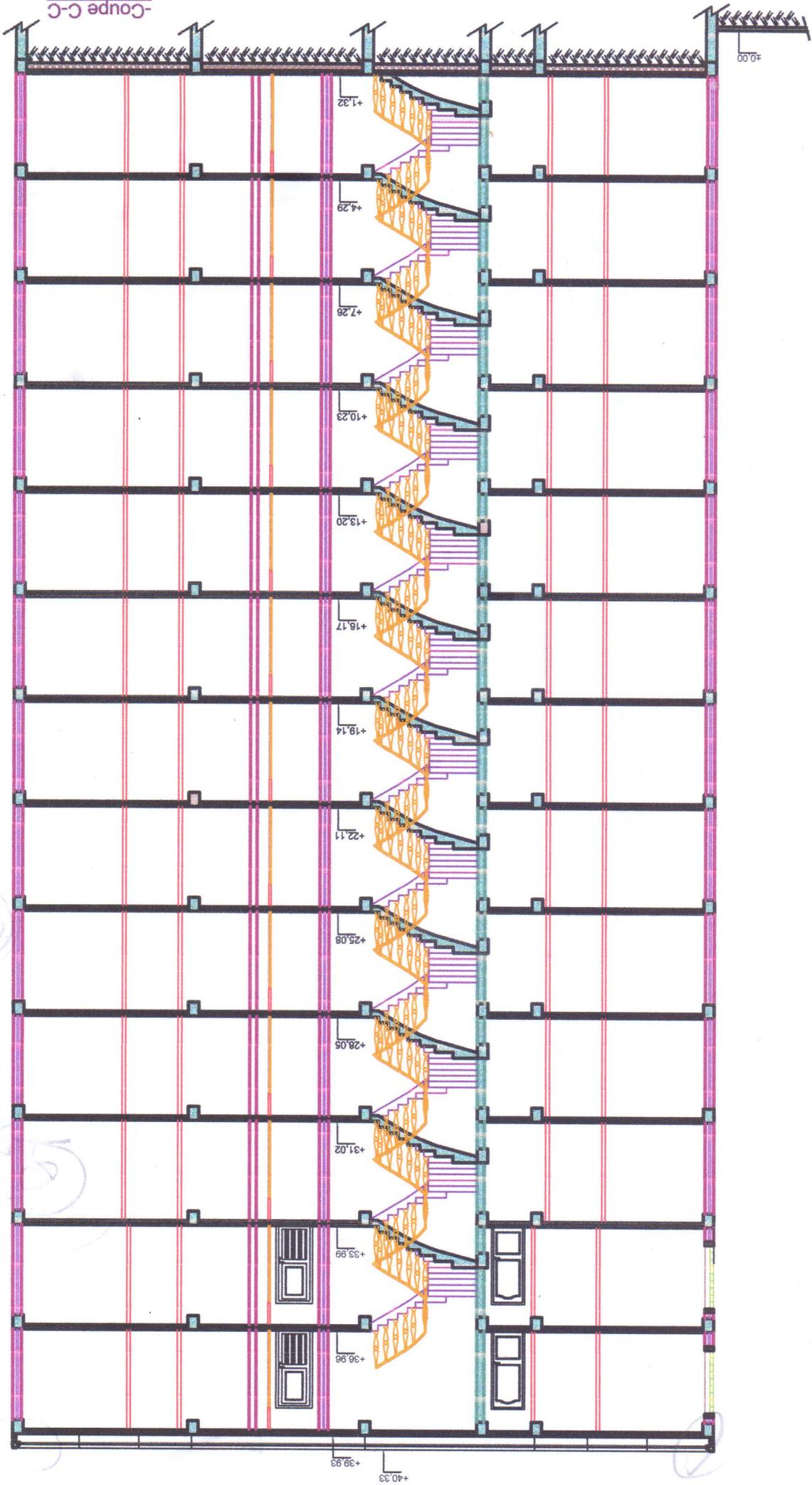


-Plan des étages 11 et 12



-Plan de toiture

-Coupe C-C-



[Handwritten notes in blue ink, including a circled '5']

