

Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

En Vue de l'Obtention d'un Diplôme de master en Génie Civil
Option : structures.

Thème

Etude d'un bâtiment (R+10) à usage habitation contreventé
par un système mixte (Voiles- Portiques).

Présenté par:
M^{er} : AMARI Rabah
M^{er} : SACI Azzedine .

Encadré par :
M^{er} : SLIMANOU .H

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier, le Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience et le courage pour achever ce modeste travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur M^{er} H.SLIMANOU. Sans oublier qui nous a donné le courage et leur soutien scientifique et morale.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

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

Dédicaces

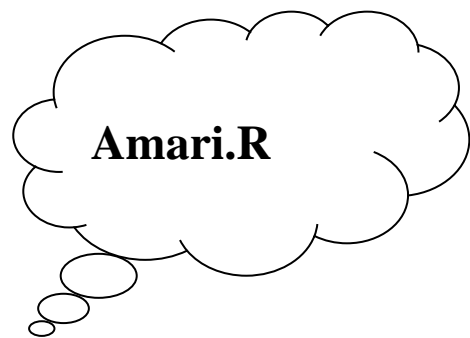
Je dédie ce modeste travail :

À 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.

À ma très chère sœur. (Zouhra) et mes frères (said et farid et nacir) et mes cousins ali et mohand

À mes meilleurs amis (abdenour et lyes, hamid) et à tous ceux qui me sont chère sans exception.

À mon encadreur bien sur : " Mr H.Slimanou" qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À 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.

À mes très chères sœurs. (Amel, Lamia)

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

À mon encadreur bien sur : " Mr H.Slimanou" qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire.

À tout la promotion de Génie Civil 2016.



SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2. Données géotechniques du site.....	1
I.3. Caractéristiques géométriques.....	1
I.4. Caractéristiques des matériaux.....	1
I.4.1. béton.....	1
I.4.1.1.compésition de béton.....	1
I.4.2. résistance caractéristique à la compression	2
I.4.3. résistance caractéristique à la traction	2
I.5. Autres caractéristiques.....	4
I.5.1 Module de déformation longitudinale du béton	4
I.5.3. Module de déformation transversale du béton	5
I.6. Les aciers.....	5
I.6.1.1 Les treillis soudés (TR)	5
I.6.1.2.Les ronds lisses (RL).....	5
I.6.2. Nuances des aciers utilisés	5
I.6.3. Contraintes de calcul aux états limites	5
I.7. Les actions et sollicitations.....	7
I.7.1. Actions	7
I.7.2. Sollicitations.....	7
I.7.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA.....	8

CHAPITRE II: Pré dimensionnements des éléments

II.1 Les planchers	9
II.2.Dalles pleines.....	13
II.3. Les poutres	14
II.4.les escaliers.....	16
II.5. Les voiles.....	18

II.6. Pré dimensionnement d'acrotère	19
II.7. Evaluation des chargements	19
II.8. Descente de charge sur le poteau le plus sollicité	23
II.7. Descente de charge sur le poteau E3	23
II.8. Descente de charge pour le poteau D4	27
II.9. Vérification à la résistance.....	32
II.9. Vérification au flambement	33

CHAPITRE III : Etudes des éléments secondaires

III.1. Les planchers.....	35
III.1.1. Planchers à corps creux.....	35
III.1.2. calcul des poutrelles	35
III.1.2.1. Méthodes de calcul.....	35
III.1.4. Calcul des sollicitations	40
III.1.5. Le ferrailage.....	42
III.1.7. Les vérifications nécessaires	44
III.1.8. Vérification de la flèche	47
III.2. Etude de dalles pleines.....	52
III.2.1. Dalle sur 4 appuis	52
III.2.2. Dalle sur deux appuis	55
III.2.4. Schéma de ferrailage des dalles pleines	59
III.3. Etudes des escaliers	60
III.3.1 Evaluation des charges permanentes pour les volées 1 et 3	60
III.3.2. Moment fléchissant.....	61
III.3.3. Le Ferrailage	61
III.3.6. Vérification de la flèche	64
III.4. Etude de l'acrotère	64
III.4.1. Ferrailage	64
III.4.1.1 Calcul à L'ELU	65

III.4.1.2. Vérification de la condition de non fragilité	66
III.4.1.3 Armature de répartition	66
III.4.2. Calcul à l'ELS	67
III.5. Etude de la poutre palière.....	68
III.5.1. Dimensionnement.....	68
III.5.2. Armatures transversales à la flexion simple	69
III.5.3. Calcul de la section d'armature à la torsion.....	69
III.5.6. Vérification A l'ELS.....	70
III.5.7. Schéma de ferrailage	71
III.6. Etude de poutre de chaînage.....	71
III.6.2. Calcul des sollicitations.....	71
III.6.2. Ferrailage de poutre chaînage.....	71
III.6.3. Vérification L'ELU	72
III.6.4. Vérifications ELS.....	72

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. modélisation.....	74
IV.2. La méthode statique équivalente.....	74
IV.2.1. principe de la méthode	74
IV.2.1.1 Calcul de la Force Sismique Totale	75
IV.2.2. Spectre de réponse calcul dans (la méthode modale spectrale).....	78
IV.3.2. exigences du RPA99/2003.....	81
IV.3.2.2 Sous charges horizontales.....	82
IV.3.2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	83
IV.3.2.4 Vérification vis-à-vis des déplacements des niveaux.....	83

IV.3.2.5. Vérification de l'effort normale réduit.....86

IV.4. conclusion.....87

CHAPITRE V : Etudes des éléments structuraux

V.1. Etude des poutres.....88

V.1.3. Sollicitations de calculs (poutres pp.ps).....88

V.1.3.1. Calcul ferrailage.....89

V.1.3.2. Poutre principales.....89

V.1.3.3. Poutres secondaires.....89

V.2. Vérification des contraintes tangentielles.....91

V.2.1. Vérification a L'ELS.....91

V.3. Etude des poteaux.....93

V.3.1. sollicitation.....95

V.3.2. Ferrailage des poteaux.....95

V.3.3. Vérification au flambement.....100

V.3.4. Vérification des contraintes de compression.....101

V.3.5. Vérification aux des sollicitations tangentes.....102

V.3.6. Vérification des zones nodales103

V.3.8. Les moments résistants dans les poutres.....104

V.4. Etude des voiles.....106

V.4.3. Le ferrailage.....108

V.4.5. Ferrailage de voile selon l'axe x111

V.4.6. Ferrailage de voile selon l'axe y.....	111
--	-----

CHAPITRE VI : étude de l'infrastructure

VI.1. Etude des fondations.....	113
VI.1. Combinaisons de calcul.....	113
VI.2. Vérification de la semelle isolée	113
VI.3. Vérification de la semelle filante.....	114
VI.3.1. Pré dimensionnements.....	114
VI.3.2 Vérification de la contrainte dans la semelle Filante.....	115
VI.4. Etude d'un Radier.....	115
VI.4.1. Pré dimensionnement	115
VI.4.1.2. La condition de rigidité.....	115
VI.4.2. Vérification des contraintes dans le sol.....	116
VI.4.4. Ferrailage du radier.....	117
VI.4.4.1 Calcul des sollicitations.....	117
VI.4.4.2. Ferrailage.....	118
VI.4.4.5. Vérification à l'ELS.....	119
VI.4.5. Etude des nervures	121
V.I.5 voile périphérique	125
VI.5.2.2. Caractéristiques du sol.....	126
VI.5.2.3. Evaluation des charges et surcharges.....	126
VI.5.3. Ferrailage du voile	126

Liste des figures

Figure. I.1. Diagramme déformations contraintes.....	2
Figure. I.2. La contrainte limite de compression à l'ELU.....	3
Figure. I.3. Diagramme des contraintes de béton a l'ELS.....	4
Figure. I.4. Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	6
Figure.II. Plancher à corps creux.....	9
Figure. II.1. schéma des poutrelles.....	10
Figure. II.2. Plans de disposition des poutrelles de RDC.....	11
Figure. II.3. Plans de disposition des poutrelles de 1er -8eme étages.....	11
Figure. II.4. Plans de disposition des poutrelles de 9eme étage.....	12
Figure. II.5. Plans de disposition des poutrelles de 10eme étage.....	12
Figure.II.6. Dalle repose sur deux Appuis	13
Figure. II.7. Dalle repose sur trois appuis.....	14
Figure. II.8. Dalle repose sur deux Appuis	14
Figure. II.9. dalle sur quatre appuis.....	14
Figure. II.10. Schéma d'escalier.....	16
Figure. II.11. Distance de la volée.....	17
Figure. II.12. Schéma statique des deux volées	18
Figure. II.13. Hauteur libre de poteau.....	23
Figure. II.14. surface affairant étage n°10	24
Figure. II.15. surface affairant étage n°9.....	24
Figure. II.16. surface affairant étage n° (1-8).....	25
Figure. II.17. Surface affairant T-inaccessible.....	28

Figure. II.18. Surface affairant étage n°10.....	28
Figure. II.19. Surface affairant étage 1-8.....	29
Figure. II.20. Surface affairant de RDC.....	29
Figure. III.1. Diagramme des moments en appuis pour une poutre a deux travées	36
Figure. III.2. Diagramme des moments en appuis pour une poutre a plus deux travées.....	36
Figure. III.3. Diagramme des efforts tranchants	37
Figure. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.....	37
Figure. III.5. Schéma statique de la poutrelle Type (RDC).....	40
Figure. III.6. Diagramme de L'effort tranchant.....	42
Figure. III.7. Schéma de ferrailage des poutrelles.....	52
Figure. III.8. Dalle sur 4 appuis.....	52
Figure. III.9. Dalle sur 02 appuis	55
Figure.III.10. Dalle sur 03 appuis.....	57
Figure.III.11. Ferrailage dalle sur 3 appuis.....	59
Figure.III.12. Ferrailage dalle sur 4 appuis.....	60
Figure.III.13. Ferrailage dalle sur 2 appuis.....	60
Figure.III.14. Schéma statique de l'escalier.....	62
Figure.III.15. Ferrailage des escaliers.....	64
Figure.III.16. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	68
Figure.III.17. Schéma statique de la poutre palière.....	68
Figure.III.18. Section de torsion.....	69
Figure.III.19. Schéma de ferrailage de la poutre palière	71
Figure.III.20. Poutre de chainage	71

Figure.III.21. schéma de ferrailage de poutre palier.....	73
Figure.IV.1. Spectre de réponse.....	78
Figure.IV.2. Disposition des voiles de contreventement.....	79
Figure.IV.3. VUE en 3D du model obtenue par le logicielle ETABS 2016.....	79
Figure.IV.4 .Les modes de vibrations.....	81
Figure.V.1. Ferrailage des poutres principales, secondaire.....	93
Figure.V.2. Zone nodale	94
Figure.V.3. Disposition des armateurs.....	101
Figure.V.4. zone nodales.....	103
Figure.V.5. Schéma de ferrailage des poteaux.....	105
Figure.V.6. Schémas des contraintes.....	110
Figure.V.7. Schéma de ferrailage de voile Vx.....	112
Figure.VI.1. Semelle isolée.....	113
Figure.VI.2. Dalle sur quatre appuis.....	118
Figure.VI.3. Schéma de ferrailage de la dalle de radier.....	121
Figure.VI.4. Schéma de la nervure.....	122
Figure.VI.5. Schéma de ferrailage de la nervure.....	125
Figure.VI.6. Répartition des contraintes sur le mur.....	127
Figure.VI.7. Schéma de ferrailage du voile Périphérique.....	130

TABLE DES TABLEAUX

Tableau II.2.1. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible	19
Tableau II.2.2. Évaluation des charges revenant au plancher étage courant	20
Tableau II.2.3. Evaluation des charges revenant à la dalle pleine étage courant	20.
Tableau II.2.4. Evaluation des charges dues au mur double cloison	21
Tableau II.2.5. Evaluation des charges revenant à l'escalier (palier de repos)	21
Tableau II.2.6 Evaluation des charges revenant aux volées type « 1 » : H=1.53m.....	21
Tableau II.2.7 Evaluation des charges revenant aux volées type « 2 » : H=1.36m	22
Tableau II.2.8 : Evaluation des charges revenant à la dalle pleine (balcon).....	22
Tableau II.2.9 Evaluation des charges dalle pleine terrasse inaccessible	22
Tableau II.2.10 Les sections des poteaux préalables	23
Tableau II.2.11 descente de charge pour le poteau E3	26
Tableau II.2.12 descente de charge pour le poteau D4.....	30
Tableau III.1. Les différents types de poutrelles.....	34
Tableau III.2. Charges transmises sur le plancher sur la poutrelle.....	37
Tableau III.3. des Vérification des contraintes.....	43
Tableau III.4. armatures longitudinales (ferraillage 4 appuis).....	49
Tableau III.5. vérification des contraintes ELS	50
Tableau III.6. armatures longitudinales dalle sur 2 appuis.....	51
Tableau III.7. vérifications des contraintes A L'Els.....	52
Tableau III.8. Armatures longitudinales.....	54
Tableau III.9. vérifications des contraintes a L'Els	55
Tableau III.10 armatures longitudinales des escaliers.....	59
Tableau III.11 vérifications des contraintes a L'ELS.....	60

TABLE DES TABLEAUX

Tableau III.12 Ferrailage de poutre palière.....	65
Tableau III.13: Contraintes de compressions dans le béton poutre palière.....	66
Tableau IV.1. Valeur de pénalités.....	77
Tableau.IV.2 Période de vibration et taux de participation des masses modales.....	80
Tableau IV.3 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	82
Tableau IV.4 Vérification de L'interaction voile-portique sous charge horizontales.....	82
Tableau IV.5. Vérification de L'interaction voile-portique sous charge verticales.....	82
Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques a la base.....	83
Tableau IV.7. Vérifications des déplacements relatifs sens X-X.....	83
Tableau IV.8. Vérifications des déplacements relatifs sens Y-Y.....	84
Tableau IV.9. Vérification de l'effet P-Delta.....	85
Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal réduit.....	86
Tableau IV.11. Dimensions finales des éléments structuraux.....	87
Tableau V.1 ferrailages des poutres.....	89
Tableau V.2 Vérification de l'effort tranchant	91
TableauV.3 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	91
Tableau V.4. Vérification de la contrainte limite de béton a l'ELS	92
Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres	92
Tableau V.6 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	94
Tableau V.7 . Sollicitation des poteaux.....	95
Tableau V.8 Ferrailage RDC et 1ere étage.....	98

Tableau V.9 Armatures transversales des poteaux.....	100
Tableau V.10. Vérification au flambement.....	100
Tableau.V.11 Vérification des contraintes de compression.....	102
Tableau V.12 Vérification des sollicitations tangentes.....	103
Tableau.V.13 Moment résistant dans les poteaux.....	104
Tableau.V.14 Vérification de la zone nodale	104
Tableau V.15 : sollicitations max de calcul dans les voiles $VX=1.5m$	108
Tableau V.16 : sollicitations max de calcul dans les voiles $Vy=1m$	110
Tableau V.17 . Ferrailage du voile Vx	111
Tableau V.18 : Ferrailage du voile Vy	112
Tableau VI.1. Efforts des poteaux.....	115
Tableau VI.2. Tableau de ferrailage du radier.....	119
Tableau VI.3. Vérification des contraintes à l'Els.....	121
Tableau VI.4. Sollicitation Max de la nervure de radier dans le sens X-X.....	123
Tableau VI.5. Sollicitation Max de la nervure de radier dans le sens Y_Y.....	123
TableauVI.6. Ferrailage de la nervure.....	123
Tableau VI.7. Vérification d'effort tranchant.....	124
Tableau VI.8. Vérification de la contrainte dans l'acier.....	124
Tableau VI.9. Ferrailage de voile périphérique.....	125
Tableau VI.9. Vérification des contraintes dans le voile périphérique.....	128
TABLEAU VI.10. nouveau ferrailage de voile périphérique.....	129
TableauVI.11. Vérification a nouveau des contraintes dans le voile périphérique.....	130

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 diffère à l'âge de j jours
F	: Force ou action en général
I_1	: Moment d'inertie de la section homogénéisé 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
P	: Action permanente
Q	: Action d'exploitation
V_u	: Effort tranchant de calcul ultime
a	: Largeur d'un poteau ou d'un voile
b	: Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
b_0	: Largeur de l'âme d'une poutre
d (et d_0)	: 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, Epaisseur d'une dalle
f_e	: Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	: Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
g	: Charge permanente unitaire
h	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation
h_0	: Hauteur du talon d'une poutre
h_1	: Hauteur du hourdis d'une poutre
j	: Nombre de jours de maturité du béton
L	: Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
L_f	: Longueur de flambement.
n	: Coefficient d'équivalence acier-béton.
q	: Charge permanente unitaire.

S_t	: Espacement des armatures transversales.
y_1	: 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.
α_u	: Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
γ_s	: Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (<i>gamma</i>).
γ_b	: Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
ϵ_{bmax}	: Déformations maximale du béton comprimé (<i>epsilon</i>).
ϵ_{st}	: Déformations des armatures tendues.
ϵ_{sc}	: Déformations des armatures comprimées.
η	: Coefficient de fissuration relatif à une armature (<i>eta</i>).
λ	: Elancement mécanique d'une pièce comprimée (<i>lambda</i>).
μ_{ser}	: Moment ultime réduit à l'ELS (<i>mu</i>).
μ_u	: Moment ultime réduit à l'ELU.
ν	: Coefficient de poisson (<i>nu</i>).
ρ	: Rapport de la section d'acier sur celle du béton (<i>rho</i>).
σ	: Contrainte normale (<i>sigma</i>).
σ_{bc}	: Contrainte maximale du béton comprimé.
σ_{st}	: Contrainte dans les aciers tendus.
σ_{sc}	: Contrainte dans les aciers comprimés.
τ	: Contrainte tangente (<i>tau</i>).
τ_u	: Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s	: Contrainte d'adhérence.
τ_{se}	: Contrainte d'adhérence d'entraînement.
φ	: Coefficient de fluage (<i>phi</i>).
Φ_l	: Diamètre d'une armature longitudinale.
Φ_t	: Diamètre d'une armature transversale.
ψ_s	: Coefficient de scellement relatif à une armature (<i>psi</i>).

INTRODUCTION :

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet des actions permanentes (le poids propre) et surtout assurer la stabilité globale de l'ouvrage face à des effets horizontaux issus des éventuelles actions comme le vent, le séisme, choc, freinage et les actions d'exploitations climatiques et accidentelle, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels et économiques.

Dans ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment Comportant (R+10 avec RDC), dont le système de contreventement est assuré par des voiles et des portiques. L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL91 et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.R-BC2.2 et le D.T.R-BC 2.331).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable. Après pré-dimensionnement en suite la descente des charges et calcul des éléments secondaires, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations normales et accidentelles pour le ferrailage des éléments de contreventement suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel ETABS 2016 Particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis outre la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure.

Enfin nous avons fait un choix des fondations qui convient à la caractéristique du site ainsi qu'au poids de la structure.

CHAPITRE

I

I.1. Présentation de l'ouvrage:

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+10) en béton armé à usage multiple à savoir :

- RDC (Rez de chaussées)
- Du premier étage au huitième étage à usage d'habitation
- 9eme et 10eme étages à usage d'habitation (Type duplex)
- une terrasse inaccessible.

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 RPA 99/version 2003 « **article 3.2** » dans le groupe d'usage 2.

I.2. Données géotechniques du site:

L'étude de l'état du sol a été réalisée par le Eurl Itnc (société d'étude et de contrôle technique laboratoire D'analyse de sol) situé à oued Ghir, Bejaia.

Les caractéristiques du sol sont les suivantes :

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du règlement [7].

- Le site est situé sur un terrain plat. (Catégorie de sol S₂)
- La contrainte admissible du sol = 2,00 bars
- L'ancrage minimal des fondations : D=1.8 m.

I.3. Caractéristiques géométriques

La structure présente une forme de (L) dont les dimensions sont :

Lx = 21.9 m ; Ly = 24.5 m

Hauteur totale (acrotère compris).....33.32 m

Hauteur du rez-de-chaussée.....2.89 m

Hauteur des étages courants2.89 m

I.4. Caractéristiques des matériaux

I.4.1 Béton

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

I.4.1.1. Composition du Béton

Le béton comporte les composants suivants : granulats, ciment, sable, eau.

Le béton doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- Sécurité de la structure.
- Propriétés particulières (confort).
- La durabilité et la résistance.
- Il est influencé par les grandeurs suivantes :
- Le malaxage (type et la durée).
- Le transport (type et le temps écoulé).
- La mise en œuvre (l'étalement, compactage).
- Le Cure du béton.

I.4.1.2. Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique Requise, notée f_{c28} . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une Hauteur de 32cm écrasée en compression centrée.

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois Suivantes : [4] (Art, A.2.1.1.1).

$$\text{Bétons de résistance courante : } F_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} * F_{c28} \text{ pour } F_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$\text{Bétons de haute résistance: : } F_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} * F_{c28} \text{ pour } F_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$, à condition Que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.

Lorsque : $j \geq 60$ On utilise la relation :

$$F_{cj} = 1.1 \times F_{c28}$$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I.4.1.3. Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours f_{tj} est définie conventionnellement par la formule Suivante :

$$F_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \text{ Pour } F_{cj} \leq 60\text{MPa [4] (Article A.1.2.1.2).}$$

Pour notre projet on opte pour: $F_{c28}=25 \text{ MPa}$ $F_{t28}=2.1 \text{ MPa}$

Le diagramme idéalisé est donné par la figure I.1 :

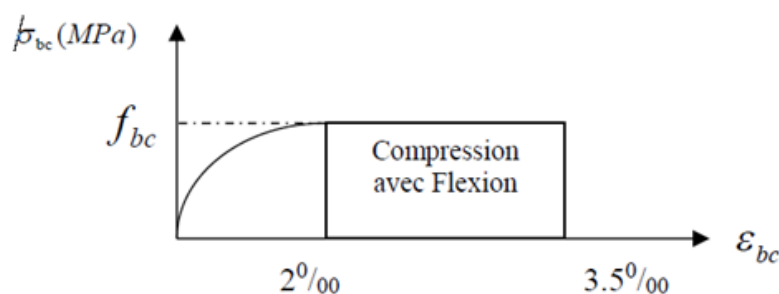


Figure I.1 Diagramme contraintes de déformations

En compression pure : les déformations relatives étant limitées à 2‰ (partie parabolique du graphe).

En compression avec flexion: le diagramme de calcul est dit parabole rectangle

$$F_{bu} = \frac{0.85 \cdot F_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : 0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charge de longue durée

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$\gamma_b = 1.15 \rightarrow$ situation accidentelle.

$\gamma_b = 1.5 \rightarrow$ situation courante (durable).

$\theta = 1 \rightarrow$ pour une durée probable d'application de la combinaison d'action supérieure à 24h.

$\theta = 0.9 \rightarrow$ pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85 \rightarrow$ pour une durée probable d'application inférieure à 1h

I.4.1.5. Les contraintes limites ultimes du béton

a) Etat limite ultime (ELU)

1) La contrainte limite de compression à l'ELU 4

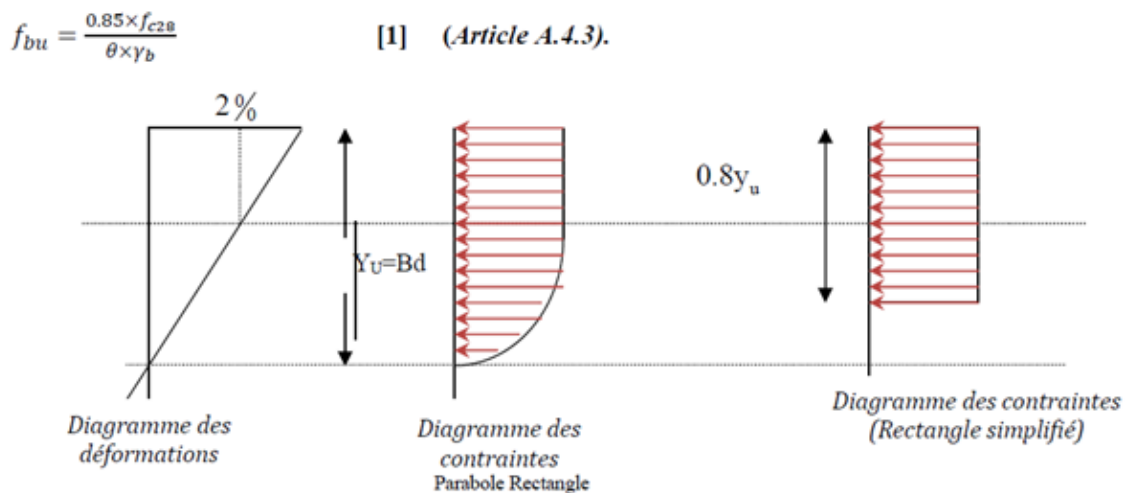


Figure.I.2 : Diagramme des contraintes du béton à l'E.L.U

2) La contrainte de cisaillement

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

- Cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min [(0.2 \cdot (f_{c28}/\alpha_b), 5 \text{ MPA})$ pour $f_{c28}=25 \text{ MPA}$ $t_u=3.34 \text{ MPA}$

-Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = \min [(0.15 \cdot (f_{c28} / \alpha_b)); 4 \text{MPa}]$ $t_u = 2.5 \text{MPa}$

b) Etat limite de service (ELS)

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

$\alpha_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$. [4] (Article A.4.5.2).

Pour $f_{c28} = 25 \text{MPa} \rightarrow \alpha_{bc} = 15 \text{MPa}$.

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

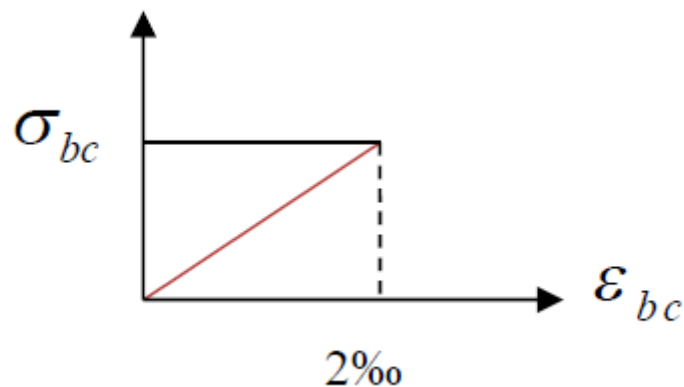


Figure I.3. Diagramme des contraintes de béton à l'ELS

I.5. Autres caractéristiques

I.5.1 Module de déformation longitudinale du béton

I.5.1.1. 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 égale :

$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}$ $F_{c28} = 25 \text{MPa}$ $E_{ij} = 3214.2 \text{MPa}$ [4] (Article A.2.1.2.1).

I.5.1.2. 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 :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{vi}$$

Pour $F_{c28} = 25 \text{MPa}$: $E_{vj} = 10721.4 \text{MPa}$

I.5.2. Coefficient de poisson

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation Longitudinale.

$V = 0 \rightarrow$ pour le calcul des sollicitations a L'ELU

$V = 0.2 \rightarrow$ pour le calcul des déformations A L'ELS

I.5.3. Module de déformation transversale du béton :

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \cdot (\nu + 1)} ; \quad V=0 \quad G=0.5 E_{ij} ; \quad V=0.2 \quad G= 0.42 E_{ij}$$

I.6. Les aciers

I.6.1. Définition

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

I.6.1.1 Les treillis soudés (TR):

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

I.6.1.2. Les ronds lisses (RL):

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA):

Selon [7] (Art.7.2.2) des 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 égale à 5%.

I.6.2. Nuances des aciers utilisés :

Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de FeE400 de limite élastique de **400Mpa**. Les treillis soudés : on adoptera la nuance **FeE235Mpa avec Ø6**

I.6.3. Contraintes de calcul aux états limites

I.6.3.1. Etat limite ultime

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s : \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; ε_s : Allongement relatif

$$\text{Tell que : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour situation accidentelle.} \\ \varepsilon_s : \text{Allongement relatif.} \\ E_s = 2 \times 10^2 \text{ MPa Module d'élasticité longitudinale de l'acier.} \end{cases}$$

Pour notre cas : $\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$

La (Figure I.4.) montre le diagramme contrainte de déformation de l'acier :

Le diagramme se compose de deux parties : CBA93 (article A.2.2.2). Droite de Hook ($\sigma = E\varepsilon$) de pente $E=2105 \text{ MPA}$ indépendante de la nuance. Droite horizontale limitée à 10% (déformation maximale).

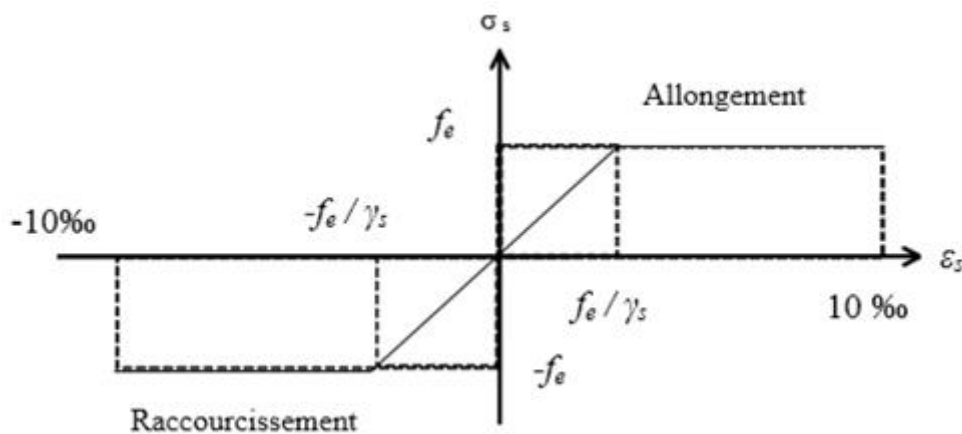


Figure.I.4. Diagramme contrainte déformation de l'acier

I.6.3.2. Etat limite de service (ELS) :

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la :

1-Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

2-Fissuration nuisible : La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries. $\sigma_s \leq \min [(2/3) \times f_e ; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2}] \dots \dots [4] (A.4.5.3.3)$

3-fissuration très nuisible (ouvrage en mer) : Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$\sigma_s \leq \min [0.5 \times f_e ; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2}] [4] (A4.5.3.4).$

Avec n coefficient de fissuration : $n = 1 \dots$ Pour les ronds lisses.

$n = 1.6 \dots$ pour les Ha

I.7. Les actions et sollicitations

I.7.1. Actions

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitation.
- Des charges climatiques.

On distingue trois types d'actions.

I.7.1.1. Les actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur Moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides

I.7.1.2. Les actions variables (Q)

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait... etc.

I.7.1.3. Les actions accidentelles (FA)

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.
- Vent

I.7.2. Sollicitations : Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les Actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou Tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

I.7.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situation durable :
- ELU : $1.35G+1.5Q$
- ELS : $G+Q$
- Situation accidentelle :
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

CONCLUSION:

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisées sont données dans le tableau I.1 :

Tableau I.1. Les caractéristiques du béton et de l'acier

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable	14,2
		*situation accidentelle
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721,39
Acier	Module d'élasticité	2×10^5
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation durable	400
		*situation accidentelle
	Contrainte à l'ELS : *FPN	/
	*FN	240
	*FTN	176

CHAPITRE

II

Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **BAEL91** et du **CBA93**

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase du ferrailage.

II.1 Les planchers :

II.1.1 Planchers à corps creux :

II.1.2 Introduction :

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.

Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression. Selon les règles du **CBA93** la hauteur h_t d'un plancher à corps creux doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad L_{\max} \text{ Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées}$$

h_t : Hauteur total du plancher.

$$h_t \geq \frac{620-30}{22,5} \rightarrow h_t \geq 26.22\text{cm} \rightarrow h_t = 30\text{cm}$$

on adopte pour : $h_t = 30\text{cm}$:

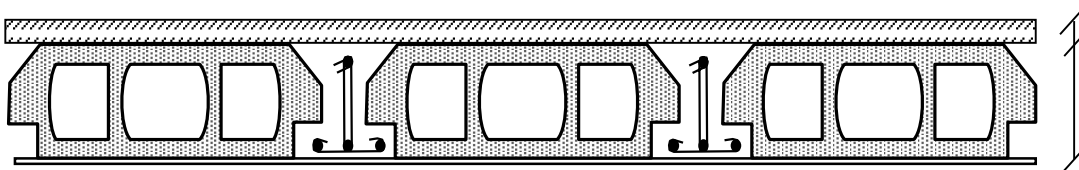
$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{Cc} = 25\text{cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ \mathbf{Ddc} = 5\text{cm} : \text{dalle de compression} \\ \mathbf{H \text{ total} = 30 \text{ cm}} \end{array} \right.$$


Figure.II. Plancher a corps creux

II.1.3 Les poutrelles :

II.1.3.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- a) **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
(pour minimiser la flèche)
- b) **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon deux critères.

b : hauteur de table de compression

h : épaisseur de plancher = 25+5cm

L_x : distance maximale entre nus d'appuis de deux poutrelles

L_y : distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres principale

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t \rightarrow b_0 = (8\text{cm} ; 12\text{cm})$$

Soit : $b_0 = 12 \text{ cm}$

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

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \left(\min\left(\frac{53}{2}; \frac{59}{10}\right)\right)$$

$$b - b_0 \leq 2 * 26.5$$

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

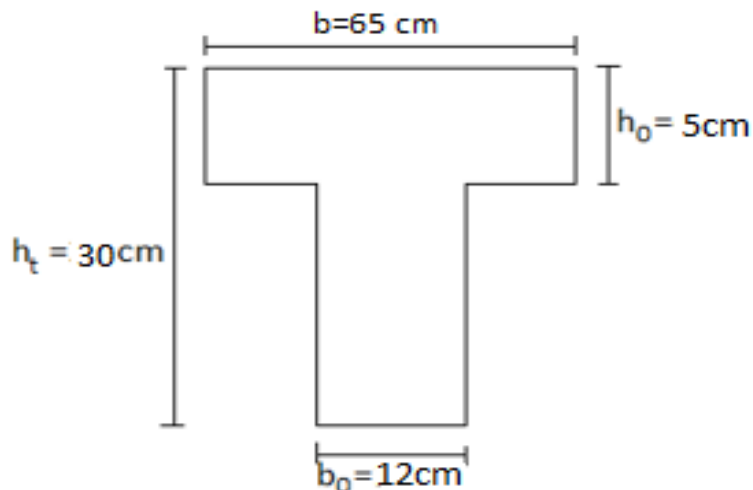


Figure.II.1 Schéma des poutrelles

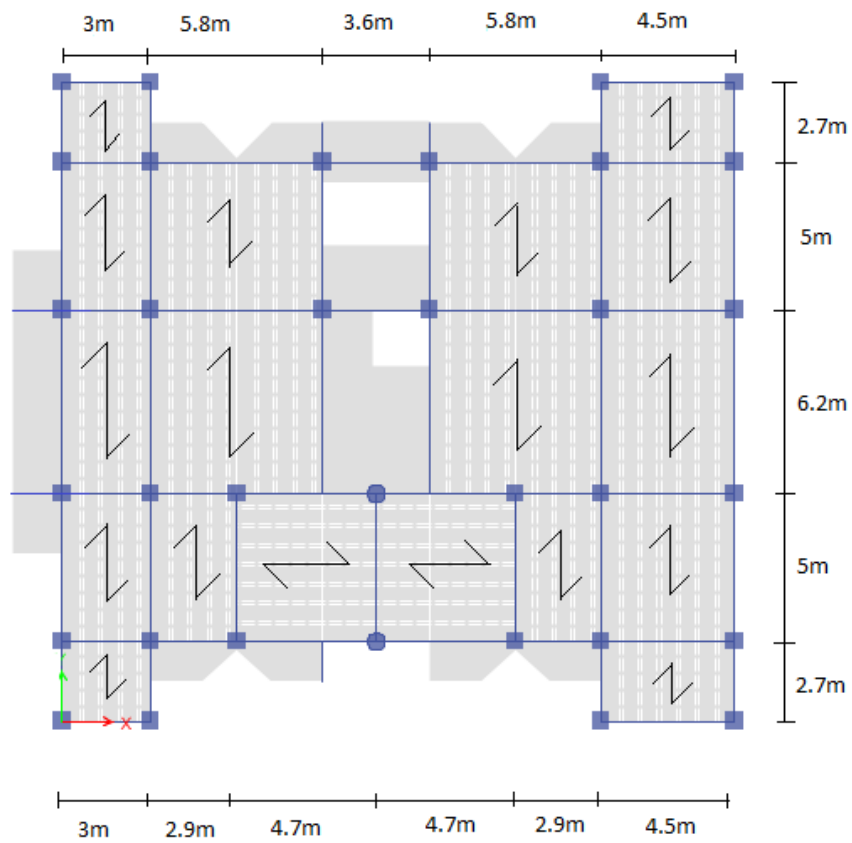


Figure II.2. Plans de disposition des poutrelles de RDC

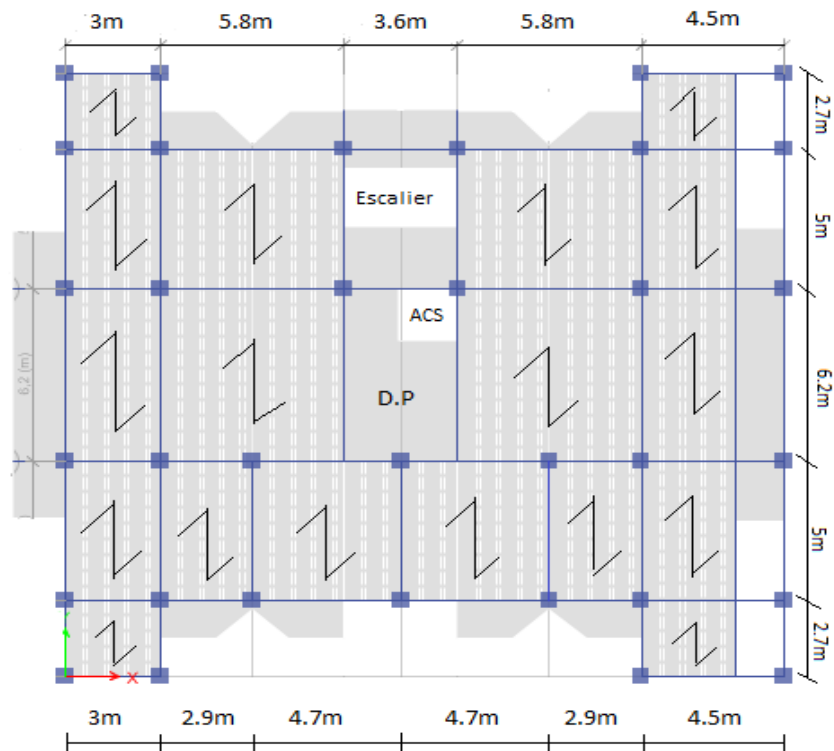


Figure II.3. Plans de disposition des poutrelles de 1^{er}-8^{eme} étages

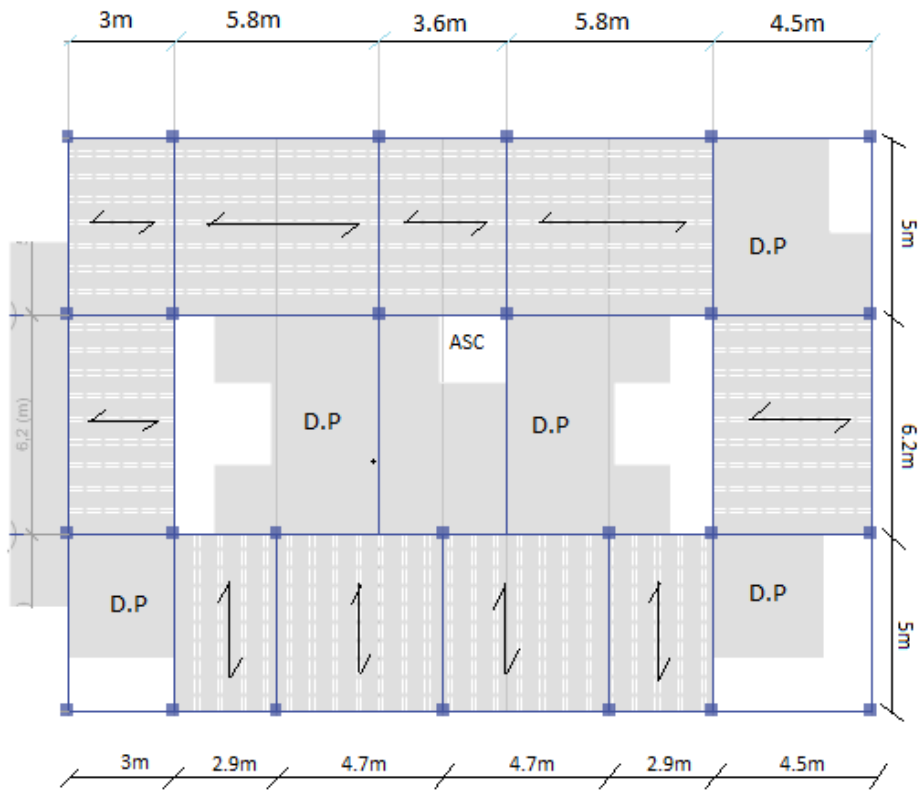


Figure II.4 Plans de disposition des poutrelles de 9^{ème} étage

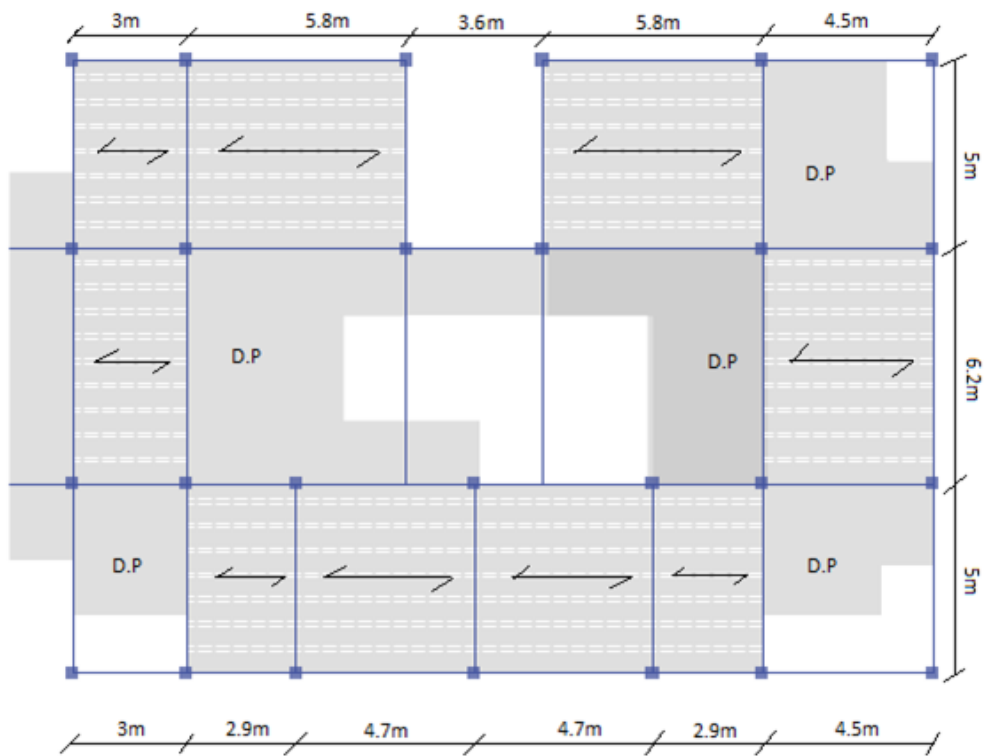


Figure II.5. Plans de disposition des poutrelles étage 10

II.2.Dalles pleines :

II.2.1.Plancher dalles pleines :

On dimensionne une dalle pleine suivant les critères ci dessous :

- Pour la Résistance au feu on doit vérifier si :

$$h \geq 7 \text{ cm} \rightarrow \text{pour une heure de coupe feu}$$

$$h \geq 11 \text{ cm} \rightarrow \text{pour deux heures de coupe feu}$$

$$h \geq 14 \text{ cm} \rightarrow \text{pour trois heures de coupe feu}$$

- Pour l'isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

- la résistance à la flexion

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow \text{Dalle sur un appui}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{dalle sur 3 ou 4 appuis avec } \rho \leq 0,4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{dalle sur 3 ou 4 appuis avec } \rho \geq 0,4$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{dalle sur 2 appuis perpendiculaire}$$

Avec l_x : la petite dimension de la dalle

l_y : la plus grande dimension de la dalle

II.2.1.1.Dalle reposant sur deux appuis :

$$L_x=1.50\text{m}; \quad L_y=1.90\text{m} \quad ; \quad L_x/L_y= 0.789 > 0.4$$

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

$$e \geq \frac{150}{20} = 7.5 \text{ cm}$$

On prend $e= 13 \text{ cm}$

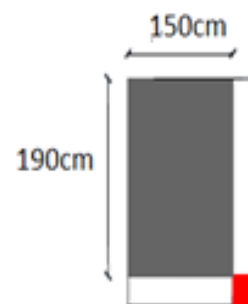


Figure.II.6. Dalle repose sur deux Appuis

II.2.1.2. Dalle reposant sur trois appuis :

$L_x=1.50m$; $L_y=5.90m$; $L_x/L_y= 0.25 < 0.4$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

$$\frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30}$$

$$4.28 \leq e \leq 5$$

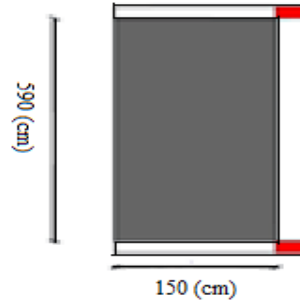


Figure.II.7.Dalle repose sur trois appuis

Toutes les dalles pleins qui ont des dimensions modérés et c'est pour cette raison que la condition de coup feu est la plus défavorables, donc : On prend $e=13$ cm

II.2.1.3. Dalle qui repose sur deux appuis :

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

$$e \geq \frac{120}{20}$$

$$e \geq 6cm$$

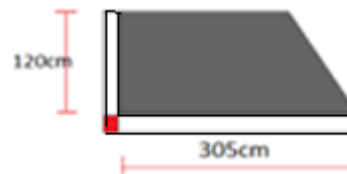


Figure.II.8.. Dalle repose sur deux Appuis

Dapres les conditions de coup feu on prend : $e = 13cm$

II.2.1.4. Dalle pleine repose sur quatre appuis :

$L_x=3.5m$; $L_y=5.90m$; $L_x/L_y= 0.59 > 0.4$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$\frac{350}{45} \leq e \leq \frac{350}{40}$$

$$7.77 \leq e \leq 8.75$$

$e = 13cm$ d'après les conditions de coup feu

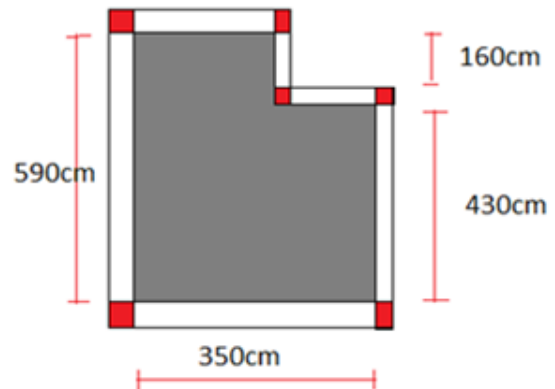


Figure.II.9.Dalle sur quatre appuis

II.3. Les poutres :

La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \text{ BAEL91/99}$$

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

II.3.1.les conditions du RPA 99

$$B \geq 20\text{cm}$$

$$H \geq 30\text{cm}$$

$$H/B < 4$$

B: largeur de la poutre.

H: hauteur de la poutre.

II .3.2. Les poutres principales :

$$L_{\max} = 580 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 550\text{cm} \Rightarrow 36.66\text{cm} \leq h \leq 55\text{cm}$$

$$H_p = 45\text{cm}$$

$$B_p = 35\text{cm}$$

- Vérification des conditions du RPA :

$$B = 35\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

$$H = 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

$$H/B = 1.285 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

II.3.3. Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 620 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 590\text{cm} \Rightarrow 39.3\text{cm} \leq h \leq 59\text{cm}$$

$$H_s = 40\text{cm}$$

$$B_s = 30\text{cm}$$

Vérification des conditions du RPA :

$$B = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

$$H = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

$$H/B = 1.333 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

II.4. Les escaliers :

II.4.1. Pré dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont des éléments composés d’une succession de marches permettant le passage d’un niveau à un autre, ils sont en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) : L_0 (Longueur totale d’escalier)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur de la contre marche)
- (5) : H_0 (Hauteur de la volée)
- (6) : α (Inclinaison de la pailasse)
- (7) : (Emmarchement)

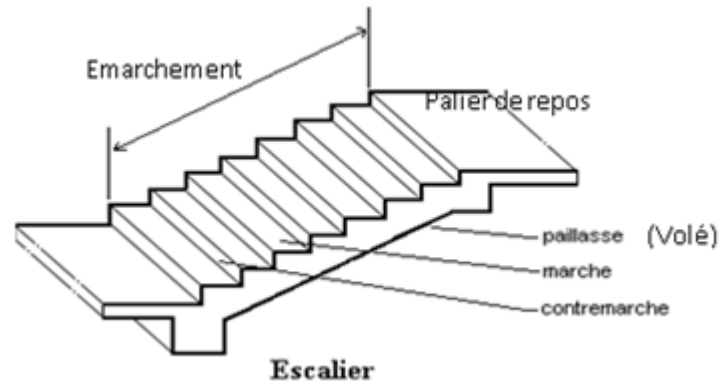


Figure.II.10. Schéma d’escalier

II.4.2. dimensionnement des escaliers :

Condition d’accès d’un étage à l’autre tant dans le sens montant que descendant pratiquement :

- c) la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- d) la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

La formule très empirique de BLONDEL qui les lie est :

$$2h+g = m \quad \text{avec} \quad 59 \leq m \leq 64\text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

Elle correspond à la distance franchie lors d’un pas moyen.

$$h = \frac{H}{n}$$

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{avec } n : \text{nombre de marche sur la volée}$$

On distingue dans notre projet un seul type d’escalier Escaliers droits à deux volées

II.4.2.1. volée (1) :

On a:

$$L_0 = 210\text{cm} ; H = 136\text{cm}$$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2H = 0$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 136 + 210) n + 2 \times 136 = 0$$

$$64n^2 - 546 n + 272 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 478 \Rightarrow \begin{cases} n = 8 \\ n - 1 = 7 \end{cases} \quad n-1 \rightarrow \text{contre marche}$$

- Calcul du giron et la hauteur d'une contre marche :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{210}{7} = \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{136}{8} = \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

- Inclinaison de la paillasse n°1 :

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{136}{210} \Rightarrow \alpha = 32,93^\circ$$

II.4.2.2. Volée2:

On a:

$$L_0 = 210 \text{ cm} ; H = 153 \text{ cm}$$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 210)n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 580n + 306 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 508 \Rightarrow \begin{cases} n = 9 \\ n - 1 = 8 \end{cases}$$

- Calcul du giron et la hauteur d'une contre marche :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{210}{8} = \Rightarrow g = 26.25 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

- Inclinaison de la paillasse :

$$\text{Tg} \alpha = \frac{153}{210} \Rightarrow \alpha = 36.076^\circ$$

- Épaisseur de la paillasse :

$$L = 2.1^2 + 1.53^2 + 2.2 + 0.7 = 5.50 \text{ m}$$

$$\frac{550}{30} \leq ep \leq \frac{550}{20}$$

$$18.33 \leq ep \leq 27.50$$

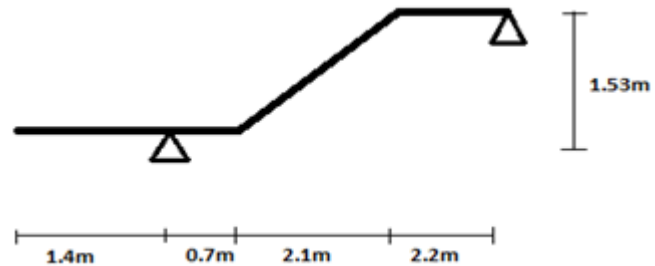


Figure.II.11. La distance de la volée

En prend $e_p = 20\text{cm}$

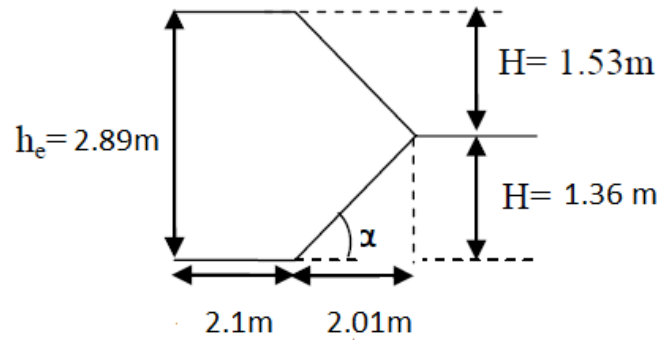


Figure II.12. Schéma statique des deux voiles

II.5. Les voiles :

L'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e), et des conditions de rigidité aux extrémités.

II.5.1. Les dimensions du voile doivent satisfaire les conditions du RPA99 suivantes :

- $e \geq 15\text{cm}$
- $e \geq \frac{h_e}{20}$
- $L \geq 4 * e$

$H_e =$ hauteur d'étage-la hauteur de la poutre

$$H_e = 289 - 40 = 249\text{cm}$$

Donc :

$$e \geq \max\left(\frac{249}{20}; 15\text{cm}\right)$$

$$e \geq \max[12.45\text{cm}; 15\text{cm}] \quad e \geq 15\text{cm}$$

$$L = 4 * e = 4 * 15 = 60\text{ cm}$$

Notre voiles correspond a $(e * L) = (15 * 60)\text{ cm} * \text{cm}$

II.6. Pré dimensionnement d'acrotère :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé, ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de la pente et le plancher

- Soit la section de l'acrotère :

$$S = (0.75 * 1) + (0.07 * 0.1) + \left(0.03 * \frac{0.1}{2}\right)$$

$$S = 0.0835 \text{ m}^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = (0.0835 * 25) + (0.75 * 20 * 0.02) \implies G = 2.3875 \text{ KN/ml} \quad Q = 1 \text{ KN/ml}$$

La force sismique :

$$F_p = (4 * A * C_p * W_p) / W_p = F = 2.3875 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 2.8375$$

$$F_p = 1.146 \text{ KN}$$

II.7. L'évaluation des chargements :

L'ingénieur ou le concepteur doit évaluer en premier lieu quels sont les chargements s'exerçant sur la structure permanente soit-il ou bien d'exploitation, ces charges comprennent le poids des éléments (revêtement, chape,etc.)

Vue les grandes travées qu'on a dans cette structure on a opté pour un corps creux en polystyrène afin d'alléger la structure.

Tableau II.1. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible :

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	20	0,05	1
Multicouche d'étanchéité	6	0,02	0.12
Isolation thermique	/	0,04	0,16
Forme de pente	22	0,1	2,2
Corps creux (25+5)	/	0.25	2.6
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2

charge permanent G	6.28
charge d'exploitation Q	1

Tableau II.2.Évaluation des charges revenant au plancher étage courant :

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	18	0,02	0.36
Lit de sable	20	0,02	0,4
Corps creux (polystyrène)(25+5)	/	0,25	2.6
Cloisons	9	0.1	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
charge permanent G			4.86
charge d'exploitation Q			1.5

Tableau II.3.Evaluation des charges revenant à la dalle pleine étage courant :

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
Revêtement Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	/	0,04	0,4
Lit de sable	18	0,02	0.36
Dalle pleine	25	0.13	3.25
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Cloisons	9	0.1	0.9
charge permanent G			5.51
charge d'exploitation Q			1.5

:

Tableau II.4.Evaluation des charges dues au mur double cloison

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Brique creuse 10cm	/	0.10	0.9
Brique creuse 15cm	/	0.10	1.3
Enduit de plâtre	/	0.02	0.2
charge permanent G			2.76

Tableau II.5.Evaluation des charges revenant à l'escalier (palier de repos) :

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Mortier de pose	20	0,02	0.4
Poids propre de palier	25	0,20	5
Enduit en ciment	10	0,02	0,2
Lit de sable	18	0.02	0.36
Revêtement en carrelage	18	0.02	0.44
charge permanent G			6.4
charge d'exploitation Q			2.5

Tableau II.6. Evaluation des charges revenant aux volées type « 1 » : H=1.53m

Désignation des éléments		Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m ²)
paillasse		25	0.2/cos (α)	6.18
Carrelage	Horizontal	20	0.02	0.4
	Vertical	20	0.02h/g	0.259
Mortier de pose	Horizontal	20	0,02	0.4
	Vertical	20	0.02h/g	0.259
Enduit en ciment		10	0.02/ cos (α)	0.25
Poids des marches		22	h/2	1.87
Charge permanent G				9.61
Charge d'exploitation Q				2.5

Tableau II.7 Evaluation des charges revenant aux volées type « 2 » : H=1.36m

Désignation des éléments		Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
paillasse		25	$0.2/\cos(\alpha)$	5.95
Carrelage	Horizontal	20	0.02	0.4
	Vertical	20	$0.02h/g$	0.226
Mortier de pose	Horizontal	20	0,02	0.4
	Vertical	20	$0.02h/g$	0.226
Enduit en ciment		10	$0.02/\cos(\alpha)$	0.238
Poids des marches		22	$h/2$	1.87
Charge permanent G				9.31
Charge d'exploitation Q				2.5

Tableau II.8 : Evaluation des charges revenant à la dalle pleine (balcon)

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
Revêtement Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	/	0,04	0,4
Lit de sable	18	0,02	0.36
Dalle pleine	25	0.13	3.25
Enduit de plâtre	20	0,02	0,4
charge permanent G			4.81
charge d'exploitation Q			3.5

:

Tableau II.9. Evaluation des charges dalle pleine terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
Gravillon de protection	20	0,05	1
Multicouche d'étanchéité	6	0,020	0.12
Isolation thermique	/	0,040	0,16
Forme de pente	22	0,1	2,20
Dalle pleine	25	0.13	3.25
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
charge permanent G			6.93
charge d'exploitation Q			1

II.8. Descente de charge sur le poteau le plus sollicité :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, tout en vérifiant les deux conditions suivantes .

- Stabilité de forme (flambement).
- Résistance à la compression :

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le (RPA99 Art.7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa.

$$\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$$

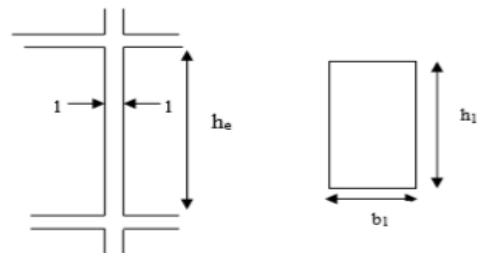


Figure II.13.hauteur libre de poteau.

Tableau II.10. Les sections des poteaux préalables :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	Niveau	Section du poteau (cm ²)
RDC	60 x60	Etage 6	45x45
Etage 1	55 x55	Etage 7	40x40
Etage2	55 x55	Etage 8	40x40
Etage 3	50 x50	Etage 9	35x35
Etage 4	50x50	Etage 10	35x35
Etage 5	45		

II.8.1. Descente de charge pour le poteau E3 :

II.8.1.1. Surface affairant de la toiture :

Poids de plancher corps creux :

$$G.c.c=4.4*2.35*6.28=64.93\text{KN}$$

Poids de dalle pleine :

$$G.dp = (0.4*1.6+1.8*1.6)*6.93=24.4KN$$

Poids des poutres principales :

$$G.pp = (2.35+4.7)*25*(0.45*0.35)=27.76KN$$

Poids des poutres secondaires :

$$G.ps = (2.95*2)*25*(0.4*0.3)=17.7KN$$

P. mur double cloison :

$$G.mur d.c=(1.8+0.3+0.4+1.3+2.35+2.2)*2.76=55.34KN$$

Poids propre des poteaux :

$$G.poteau=25*(0.35*0.35)*2.89=8.85KN$$

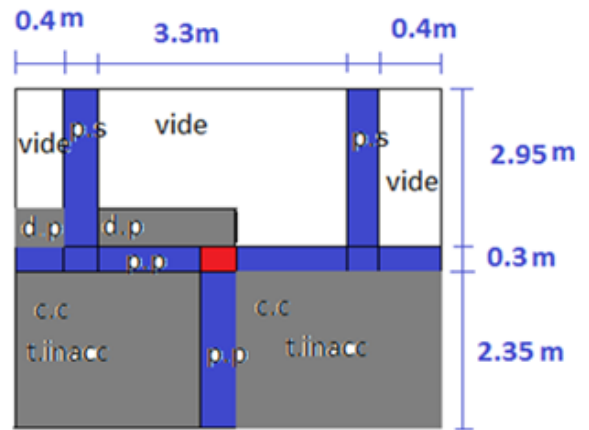


Figure.II.14. Surface affairant étage n°10

II.8.1.2. Surface affairant étage n=9 :

Poids propre de plancher corps creux :

$$P.cc=4.4*2.35*4.86=50.25KN$$

Poids de dalle pleine :

$$G.dp=(0.8+3.3)*2.95*5.51=66.64KN$$

Poids des poutres principales :

$$G.pp=4.7*25*(0.45*0.35)=18.5KN$$

Poids des poutres secondaires :

$$G.ps=(2.95*2+2.35)*25*(0.4*0.3)=24.75KN$$

Poids des murs double cloison :

$$G.mur=55.34KN$$

Poids propre de poteau :

$$G.poteau= 25*(0.35*0.35)*2.89=8.85KN$$

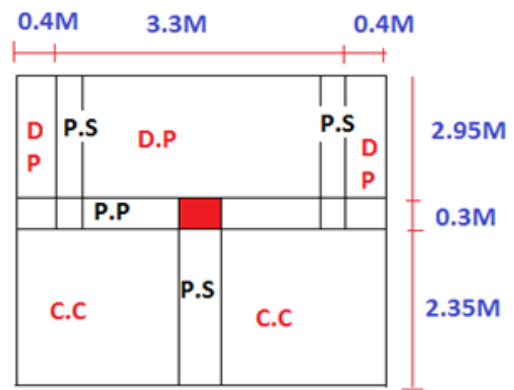


Figure II.15..Surface affairant étage n°9

II.8.1.3. Surface affairant étage 1 jusqu'à 8 :

Poids propre de plancher corps creux :

$$G.cc = (0.8*2.95)+(2.35*4.4)*4.86=61.722KN$$

Poids propre de dalle pleine :

$$G.dp=3.3*2.95*5.51= 53.63KN$$

Poids des poutres principales :

$$G.pp=4.7*25*(0.35*0.45)=18.5KN$$

Poids des poutres secondaires

$$G.ps=25*(0.4*0.3)*(2*2.95+2.35)=24.75KN$$

Poids des murs D.c=55.34KN

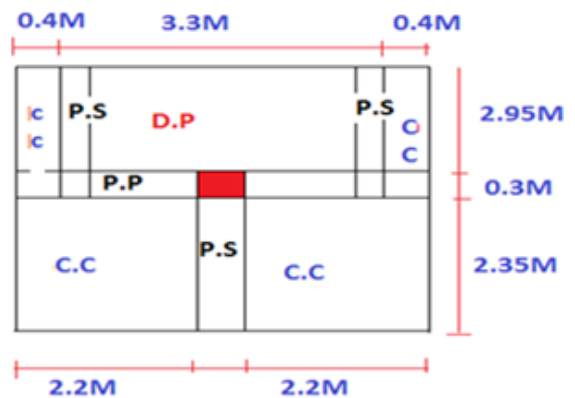


Figure II.16.surface affairant étage 1-8

II.8.1.4. Surface affairant de RDC :

Poids de corps creux :

$$G_{cc} = [(0.8 \times 2.95) + (2.35 \times 4.4)] \times 4.86 = 61.722 \text{kn}$$

Poids propre de dalle pleine :

$$G_{dp} = 3.3 \times 2.95 \times 5.51 = 53.63 \text{KN}$$

Poids des poutres principales :

$$G_{pp} = (4.7 + 2.35) \times 25 \times (0.45 \times 0.35) = 27.75 \text{KN}$$

Poids des poutres secondaires :

$$G_{ps} = 2 \times 2.95 \times 0.4 \times 0.3 \times 25 = 17.7 \text{KN}$$

II.8.2. Dégression des charges :

Dans un bâtiment à usage d'habitation qui est multi-étage avec un nombre important d'étage qui sont indépendants les uns des autres il convient d'appliquer la loi de dégression de charge de charge dite également de base.

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le plancher terrasse $Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation sur les niveaux 1, 2, 3, 4, 5, ..., N et cela tous numérotés du sommet à la base

- Sous toit terrasse Q_0
- Sous toit du dernier étage (étage 1) $Q_0 + Q_1$
- Sous toit étage immédiatement inférieure (étage 2) $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
- (Étage 3) $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- (Étage 4) $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- (Étage n) $Q_0 + \frac{3+n}{2 \times n} * (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les niveaux de la bâtisse il y'a lieu de simplifier la loi de dégression en réduisant la charge de chaque niveau de 10% jusqu'à arriver à $0.5 Q_0$ et cette valeur sera conservée pour tous les niveaux inférieurs. (DTR BC.2.2. Art 6.

Les résultats de la descente de charge pour le poteau (E3) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.11. Descente de charge pour le poteau E3 :

niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N10	Plancher terrasse	89.32	
	Poutres	45.46	
	Poteau	4.51	
	Mur double cloison	55.34	
		194.63	16.455
N9	Venant de N10	194.63	

	Plancher étage courant	116.89	
	Poutres	43.25	
	Poteaux	4.51	
	Mur double cloison	55,34	
		414.62	55.935
N8	Venant de N ₉	414.62	
	Plancher étage courant	115.35	
	Poutres	43.25	
	Poteaux	6.50	
	Mur double cloison	55,34	
		635.06	91.467
N7	Venant de N ₈	635.06	
	Plancher étage courant	115.35	
	Poutres	43.25	
	Poteaux	6.50	
	Mur double cloison	55,34	
		855.5	123.051
N6	Venant de N ₇	905.925	
	Plancher étage courant	115.35	
	Poutres	43.25	
	Poteaux	10.115	
	Mur double cloison	55,34	
		1129.98	150.687
N5	Venant de N ₆	1129.98	
	Plancher étage courant	115.35	
	Poutres	43.25	
	Poteaux	10.115	
	Mur double cloison	55,34	
		1354.03	174.375
N4	Venant de N ₅	1354.03	
	Plancher étage courant	115.35	
	Poutres	43.25	
	Poteaux	13.005	
	Mur double cloison	55,34	
		1580.98	194.115

N3.	Venant de N ₄	1580.98	
	Plancher étage courant	115.35	
	Poutres	43.25	
	Poteaux	13.005	
	Mur double cloison	55,34	
		1807.92	213.855
N2	Venant de N ₃	1807.92	
	Plancher étage courant	115.35	
	Poutres	43.25	
	Poteaux	16.25	
	Mur double cloison	55.34	
		2038.11	233.595
N1	Venant de N ₂	2038.11	
	Plancher étage courant	115.35	
	Poutres	43.25	
	Poteaux	16.25	
	Mur double cloison	55.34	
		2268.83	253.335
RDC	Venant de N ₁	2268.83	
	Plancher étage courant	115.35	
	Poutres	45.45	
	Poteaux	19.86	
			2449.95

$$G=2449.95\text{KN} \quad ; \quad Q=273.075\text{KN}$$

Le calcul de l'effort ultime la base :

$$N_u=1.35G_t+1.5Q_t=1.35*2449.95+1.5*273.075 = 3717.045\text{KN}$$

$$N_u^*=1.15*3717.045=4274.60\text{KN}$$

II.8.3. Descente de charge pour le poteau D4 :

II.8.3.1. Surface affairant pour l'étage 10 terrasses Inaccessibles :

Poids de corps creux :

$$G_{cc}=2.35*2.75*6.28=40.58\text{KN}$$

Poids propre de dalle pleine :

$$G_{dp}= [(2.75*2.95)-(1.5*1.35)+(1.6*1.65)]*6.93=60.48\text{KN}$$

Poids des poutres principales :

$$G_{pp} = 5.6 * 25 * (0.45 * 0.35) = 22.05 \text{KN}$$

Poids des poutres secondaires :

$$G_{ps} = 4.7 * 0.4 * 0.3 * 25 = 14.1 \text{KN}$$

Poids des murs doubles cloison :

$$G_{d.c} = (1.5 + 1.35 + 1.65 + 2.35 + 1.6) * 2.76 = 23.226 \text{KN}$$

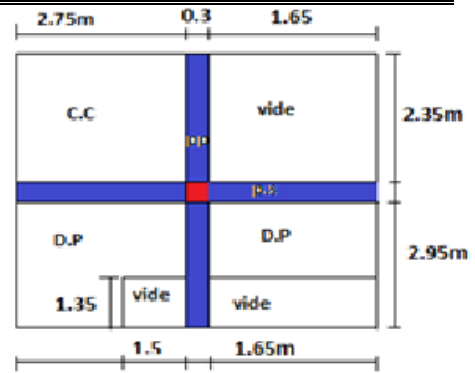


Figure II.17 Surface affairant T-in

II.8.3.2. Surface affairant Etage 9 :

Poids de corps creux :

$$G_{cc} = 4.4 * 2.35 * 4.86 = 50.25 \text{KN}$$

Poids propre de dalle pleine :

$$G_{dp} = [(2.75 * 2.95) + (1.65 * 2.95) - (0.25 * 1.9)] * 5.51 = 68.90 \text{KN}$$

Poids des poutres principales :

$$G_{pp} = 4.7 * 25 * (0.45 * 0.35) = 18.50 \text{KN}$$

Poids des poutres secondaires :

$$G_{ps} = 5.6 * 0.4 * 0.3 * 25 = 16.80 \text{KN}$$

Poids des murs doubles cloison :

$$G_{d.c} = (1.35 + 1.5 + 2.35) * 2.76 = 14.04 \text{KN}$$

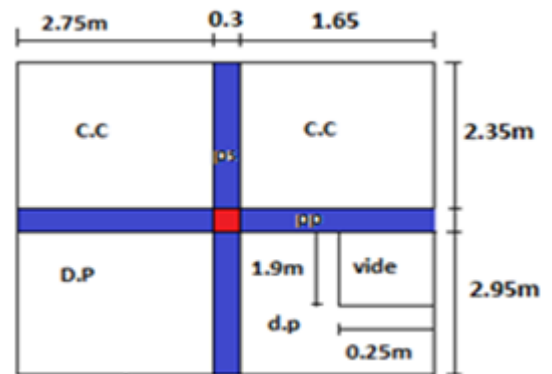


Figure II.18. Surface affairant étage n°9

II.8.3.3. Surface affairant Etage 1-8 :

Poids de palier :

$$1.65 * 2.04 * 6.4 = 21.54 \text{KN}$$

Poids de la volée (type1) :

$$G_{volée} = 1.65 * 0.38 * 9.61 = 6.02 \text{KN}$$

Poids de la volée type 2 :

$$G_{volée} = 0.37 * 1.65 * 9.31 = 5.68 \text{KN}$$

Poids totale de l'escalier :

$$21.54 + 6.02 + 5.68 = 33.24 \text{KN}$$

Poids de corps creux :

$$G_{cc} = 2.75 * 5.3 * 4.86 = 70.83 \text{KN}$$

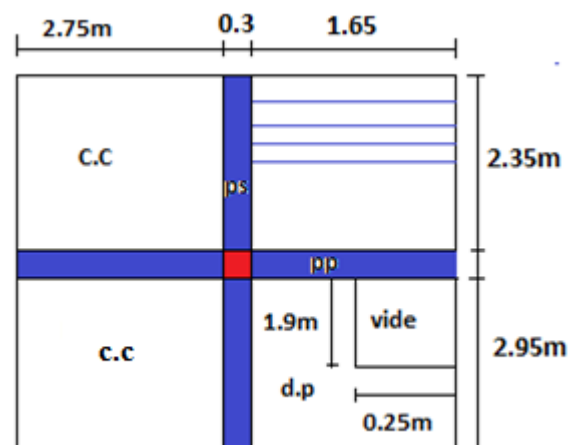


Figure II.19. Surface affairant étage 1-8

Poids de dalle pleine :

$$G.dp = [(1.65 * 2.95) - (1.9 * 0.25)] * 5.51 = 24.202 \text{ KN}$$

Poids des poutres secondaires :

$$G.ps = 5.3 * (0.4 * 0.3) * 25 = 15.9 \text{ KN}$$

Poids des poutres principales :

$$G.pp = 4.7 * 0.45 * 0.35 * 25 = 18.50 \text{ KN}$$

Poids des murs double cloison :

$$G.dc = (1.6 + 2.75 + 2.35) * 2.76 = 18.45 \text{ KN}$$

II.8.3.4. Surface affairant RDC :

Poids de palier :

$$\text{Spalier} = 1.65 * 2.04 = 3.366 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{palier}} = 3.366 * 6.4 = 21.54 \text{ KN}$$

Poids de la volée (type 1) :

$$G_{\text{volée}} = 1.65 * 0.38 * 9.61 = 6.02 \text{ KN}$$

Poids totale de l'escalier :

$$G_{\text{escalier}} = 21.54 + 6.02 = 27.56 \text{ KN}$$

Poids de corps creux :

$$S_{c.c} = 2.75 * 5.3 = 14.575 \text{ m}^2$$

$$G_{c.c} = 14.575 * 4.86 = 70.83 \text{ KN}$$

Poids de dalle pleine :

$$G.dp = [(1.65 * 2.95) - (1.9 * 0.25)] * 5.51 = 24.202 \text{ KN}$$

Poids des poutres secondaires :

$$G.ps = 5.3 * (0.4 * 0.3) * 25 = 15.9 \text{ KN}$$

Poids des poutres principales :

$$G.pp = 4.7 * 0.45 * 0.35 * 25 = 18.50 \text{ KN}$$

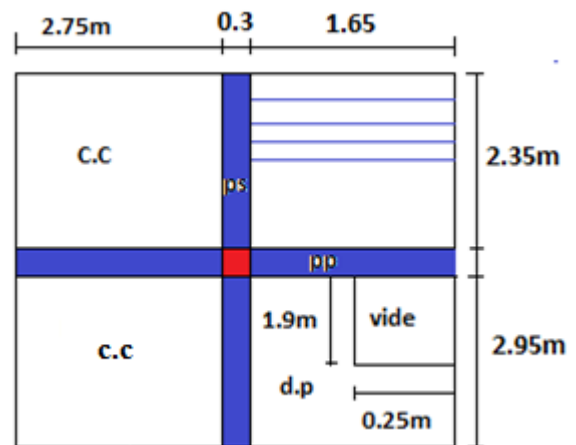


Figure.II.20.Surface affairant de RDC

Les résultats de la descente de charge de poteau (D4) sont représentés dans le tableau (Tableau.II.12) :

Tableau.II.12.Décence de charge pour le poteau D4

niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N10	Plancher terrasse	101.06	
	Poutres	36.15	
	Poteau	8.85	
	Mur double cloison	23.226	
		169.286	17.08
N9	Venant de N ₁₀	169.286	
	Plancher étage courant	119.154	
	Poutres	35.3	
	Poteaux	8.85	
	Mur double cloison	14.04	
	346.63	55.8475	
N8	Venant de N ₉	346.63	
	Plancher étage courant	95.032	
	escalier	33.24	
	Poutres	34.4	
	Poteaux	11.56	
	Mur double cloison	18.45	
	539.312	94.4147	
N7	Venant de N ₈	539.312	
	Plancher étage courant	2	
	escalier	33.24	
	Poutres	34.4	
	Poteaux	11.56	
	Mur double cloison	18.45	
	731.994	128.71	
N6	Venant de N ₇	731.994	
	Plancher étage courant	2	
	escalier	33.24	
	Poutres	34.4	
	Poteaux	14.63	
	Mur double cloison	18.45	
	927.746	158.76	

N5	Venant de N ₆	927.746	
	Plancher étage courant	95.032	
	escalier	33.24	
	Poutres	34.4	
	Poteaux	14.63	
	Mur double cloison	18.45	
		1123.498	184.544
N4	Venant de N ₅	1123.498	
	Plancher étage courant	95.032	
	escalier	33.24	
	Poutres	34.4	
	Poteaux	18.06	
	Mur double cloison	18.45	
		1322.68	206.057
N3.	Venant de N ₄	1322.68	
	Plancher étage courant	95.032	
	escalier	33.24	
	Poutres	34.4	
	Poteaux	18.06	
	Mur double cloison	18.45	
		1521.862	227.51
N2	Venant de N ₃	1521.862	
	Plancher étage courant	95.032	
	escalier	33.24	
	Poutres	34.4	
	Poteaux	21.85	
	Mur double cloison	18.45	
		1724.834	248.94
N1	Venant de N ₂	1724.834	
	Plancher étage courant	95.032	
	escalier	33.24	
	Poutres	34.4	
	Poteaux	21.85	
	Mur double cloison	18.45	
		927.806	270.34

RDC	Venant de N ₁	1927.806	
	Plancher étage courant	95.032	
	escalier	27.56	
	Poutres	34.4	
	Poteaux	26.01	
		2110.002	291.70825

$$Nu = 1.35G_t + 1.5Q_t = 1.35 * 2110.002 + 1.5 * 291.70825 = 3286.065 \text{ KN}$$

$$Nu^* = 1.15 * 3286.065 = 3614.67 \text{ KN}$$

Remarque : D'une manière semblable au calcul précédent on trouve :

A la base de poteau E3 : $Nu^* = 4274.60 \text{ KN}$

A la base de poteau D4 : $Nu^* = 3614.67 \text{ KN}$

Les calculs montrent que le poteau (E3) est le plus sollicité sous charges verticales

II.9. Vérification à la résistance (compression simple) :

$$\sigma = \frac{Nu^*}{B} \leq \bar{\sigma} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$11.87 \text{ MPA} \leq 14.2 \text{ MPA} \quad \rightarrow \text{condition vérifié}$$

Tableau II.13. Vérification des poteaux à la compression simple

Niveau	Nu* (MN)	B (m ²)	$\bar{\sigma}$ (MPA)	σ (MPA)	observation
RDC	4.91	0.36	14.2	13.56	vérifié
Etage 1	3.95	0.302		13.07	vérifié
Etage 2	3.56	0.302		11.78	vérifié
Etage 3	3.17	0.25		12.68	vérifié
Etage 4	2.78	0.25		11.12	vérifié
Etage 5	2.40	0.202		11.88	vérifié
Etage 6	2.01	0.202		9.95	vérifié
Etage 7	1.54	0.16		9.62	vérifié
Etage 8	1.14	0.16		7.125	vérifié
Etage 9	0.74	0.122		6.06	vérifié
Etage 10	0.33	0.122	2.70	Vérifié	

La vérification à la compression simple est vérifiée.

II.9.1. Vérification au flambement :

On prend le poteau de RDC comme exemple de calcul.

$$Nu^* \leq \alpha \left(\frac{Br * fc28}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * fe}{\gamma_s} \right)$$

$$As : 1\% * Br \quad \alpha = \text{en fonction de } (\lambda)$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad l_f = 0.7l_0 = (2.89 - 0.45) * 0.7 = 1.708\text{m}$$

$$B = 0.6 \times 0.6 = 0.36\text{m}^2 \quad I = 0.0108 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0.173\text{m}$$

$$\lambda = \frac{1.708}{0.173} = 9.86 \quad 0 < \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{9.86}{35} \right)^2} = 0.844$$

$$Br \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left(\frac{fc28}{0.9 * \gamma_b} + \frac{fe}{As * \gamma_s} \right)} = \frac{4.2746}{0.844 \left(\frac{25}{1.35} + \frac{400}{100 * 1.15} \right)} = 0.2302\text{m}^2$$

$$Br = (60-2) \times (60-2) \times 10^{-4} = 0.3364 \text{ m}^2$$

$$0.3364\text{m}^2 \geq 0.2302 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifié}$$

Les résultats de vérification au flambement sont résumés dans le tableau (Tableau II.14) :

Tableau II.14. Vérification au flambement

Niveau	I * 10 ⁻³ (m ⁴)	B (m ²)	I (m)	λ	α	Brcal (m ²)	Br ^{opté} (m ²)	Observation
Etage 1	7.62	0.3025	0.159	15.34	0.82	0.2809	0.21899	vérifié
Etage 2	7.62	0.3025	0.159	15.34	0.82	0.2809	0.196	Vérifié
Etage 3	5.2	0.25	0.144	16.94	0.81	0.2304	0.178	vérifié
Etage 4	5.2	0.25	0.144	16.94	0.81	0.2304	0.156	Vérifié
Etage 5	3.41	0.2025	0.129	18.91	0.80	0.1849	0.136	Vérifié
Etage 6	3.41	0.2025	0.129	18.91	0.80	0.1849	0.114	Vérifié
Etage 7	2.13	0.16	0.115	21.21	0.79	0.1444	0.088	Vérifié
Etage 8	2.13	0.16	0.115	21.21	0.79	0.1444	0.0656	Vérifié
Etage 9	1.25	0.1225	0.101	24.16	0.776	0.1089	0.0433	Vérifié
Etage10	1.25	0.1225	0.101	24.16	0.776	0.1089	0.01933	Vérifié

Conclusion :

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règles de RPA99 (version 2003), **BAEL91** et le **DTR**.

CHAPITRE

III

Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance Aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à Condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient Soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des Sollicitations d'autres origines.

Dans ce présent chapitre, nous aborderons le calcul des éléments non structuraux suivants :

- Les planchers (corps creux et dalles pleines).
- Les escaliers.
- L'acrotère.
- L'ascenseur.

III.1. Les planchers

Les planchers sont des aires planes qui servent à séparer les différents niveaux et à transmettre Aux poutres les charges qui leur sont appliquées, ils doivent aussi supporter les charges qui leur Sont appliquées (leur poids propre +la charge d'exploitation), dans notre bâtiment les types de Planchers à étudier sont :

- Planchers à corps creux.
- Planchers à dalle pleine.

III.1.1. Planchers à corps creux

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis et d'une dalle de compression et il prend appui sur des poutrelles. Il est généralement utilisé dans les bâtiments courants (à faible surcharge d'exploitation $\leq 5 \text{ KN/m}^2$), et présente une bonne isolation thermique et phonique.

III.1.2. Calcul des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, ce sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

III.1.2.1. Méthodes de calcul

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues. Les méthodes d'RDM ont été modifiées et adaptées au béton armé, il en a résulté deux méthodes de calcul :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

Domaine d'application (B.6.210)

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode

Forfaitaire si ces quatre conditions sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée $\rightarrow Q \leq \min (2G, 5KN/m^2)$.
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$.
- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.
- La fissuration est peu nuisible (F.P.N).

b) Application de la méthode

- Evaluation des moments

Les valeurs des moments en travées M_t et aux appuis M_g (moment en appuis de gauche) et M_d (moment en appuis de droite) doivent vérifier :

a. $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \max (1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0)$

b. $M_t \geq (1 + 0.3\alpha) M_0 / 2 \rightarrow$ pour une travée intermédiaire.

$M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) M_0 / 2 \rightarrow$ pour une travée de rive.

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré.

Et : $\alpha = Q / (G + Q)$

α : Les degrés de surcharge

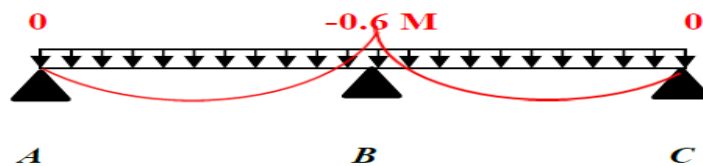
La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à:

0.6M₀ Pour une poutre à deux travées.

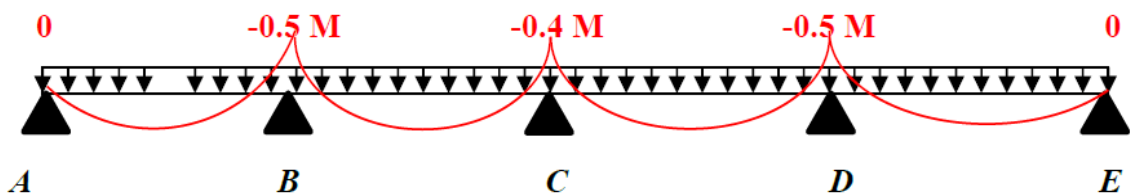
0.5M₀ Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

0.4M₀ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Les diagrammes des moments fléchissant qui peuvent en résulter sont illustrés sur les figures ci-après ;



FigureIII.1. Diagramme des moments en appuis pour une poutre à 2 travées



FigureIII.2. Diagramme des moments en appuis pour une poutre à plus de 2 travées

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

$$-0.15 \times M_0 \text{ tel que } M_0 = \text{Max} (M_{01}, M_0)$$

III.1.2. Evaluation de l'effort tranchant :

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

15% → Si c'est une poutre à deux travées.

10% → Si c'est une poutre à plus de deux travées.

Les diagrammes des efforts tranchants qui peuvent en résulter sont illustrés sur les figures ciaprès

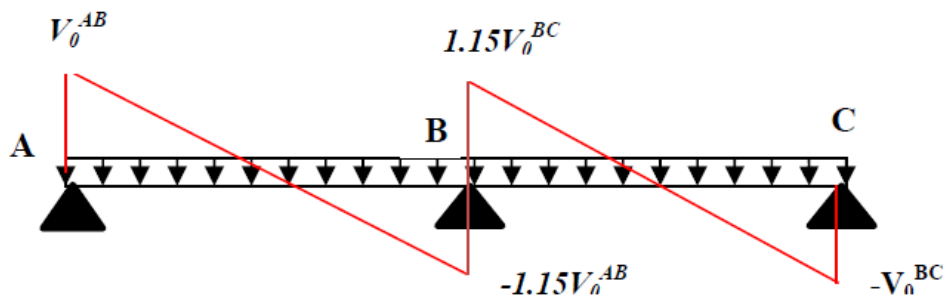


Figure.III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à deux travées

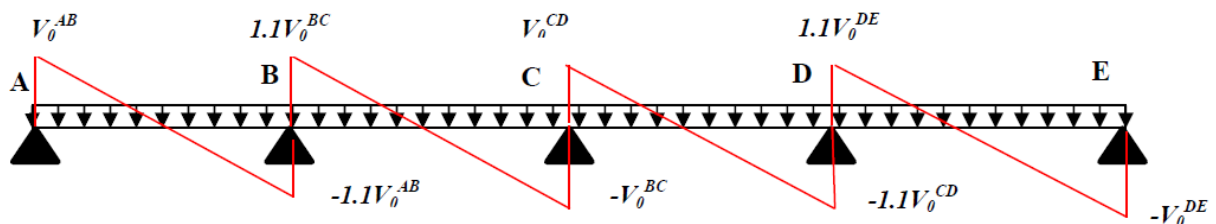
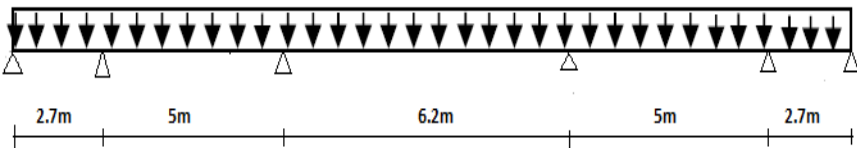
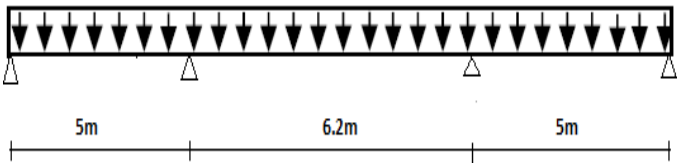
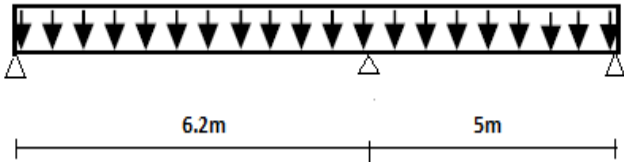
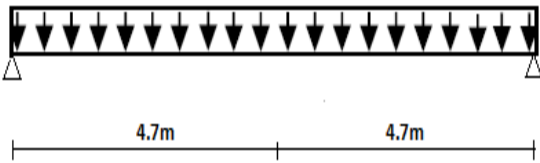


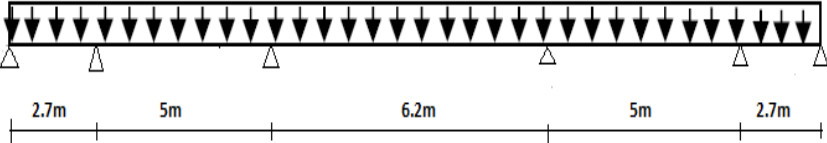
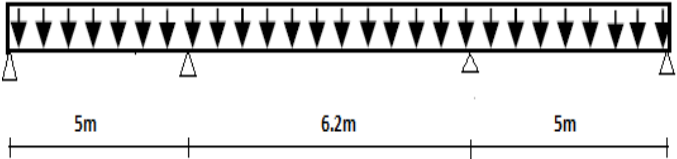
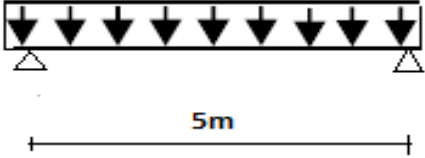
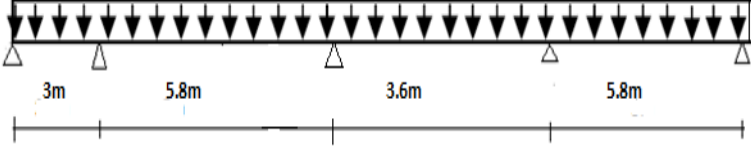
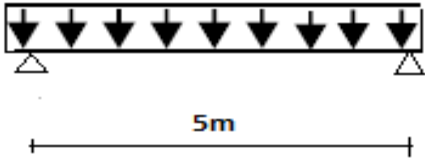
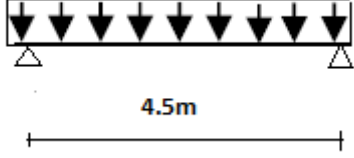
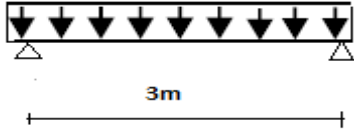
Figure.III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de deux travées

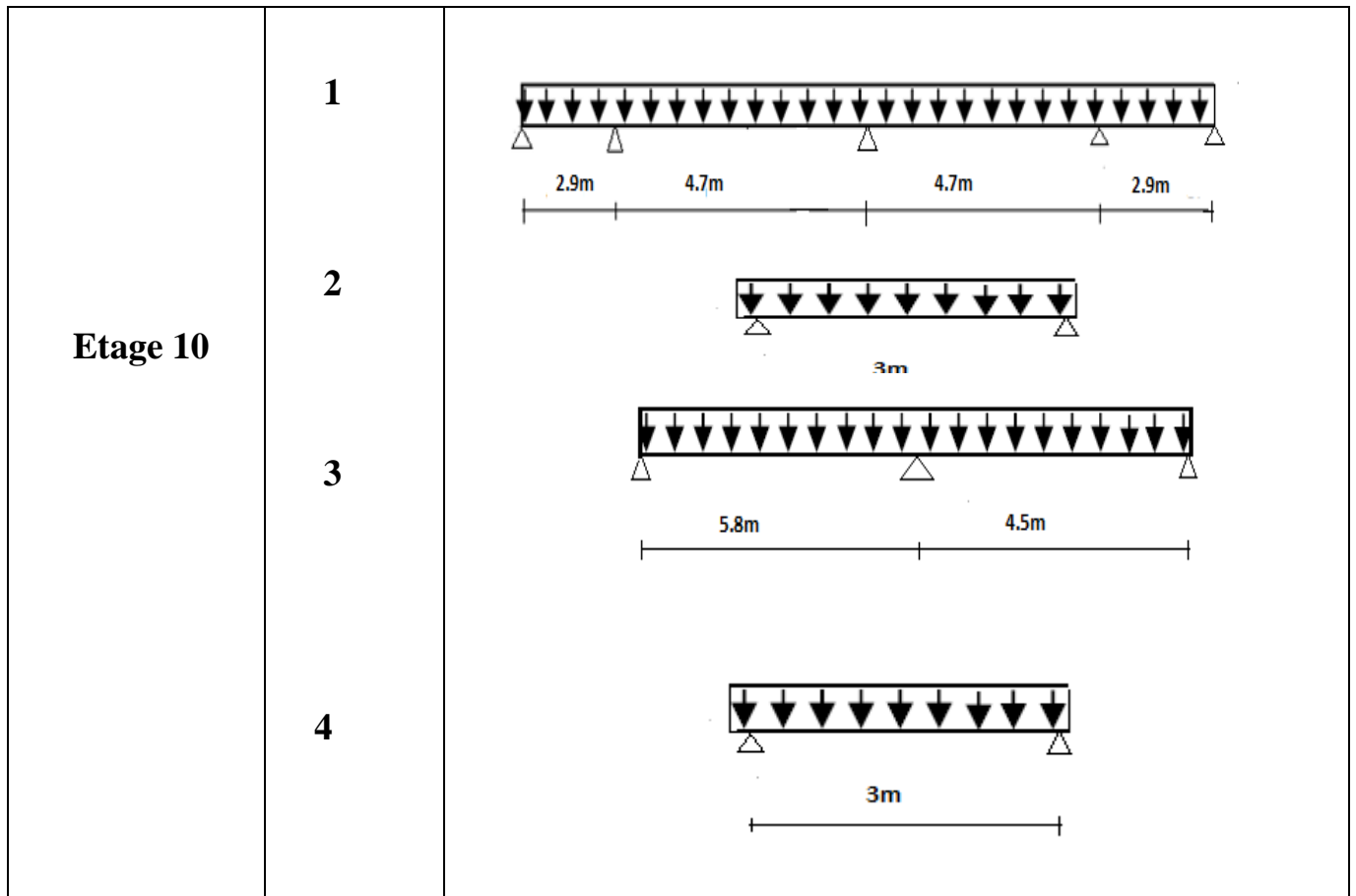
III.1.3. Les différents types de poutrelles

Le choix du sens de disposition fait ressortir différents types de poutrelles regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles

ETAGES	TYPES	schéma statique
(RDC)	1	
	2	
	3	
	4	

<p><i>Habitation</i> (premier au Huitième étage)</p>	<p>1</p>	
	<p>2</p>	
	<p>3</p>	
<p>Etage (9)</p>	<p>1</p>	
	<p>2</p>	
	<p>3</p>	
	<p>4</p>	



III.1.4. Calcul des sollicitations :

Exemple de calcul :

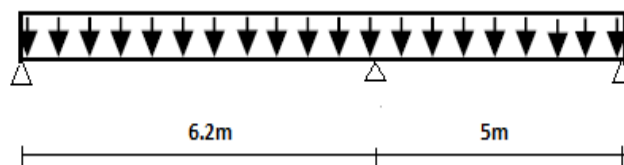


Figure III.5 Schéma statique de la poutrelle Type (RDC)

III.1.4.1. Les conditions d'applications de la méthode forfaitaire

- $1.5 \leq \min (5\text{KN/m}^2 ; 2*4.86) \rightarrow 1.5 < \min (5 \text{ KN/m}^2 ; 8.52 \text{ KN/m}^2)$ vérifié
- $0.8 < \frac{6.2}{5} < 1.25$ vérifie
- Fissuration peut nuisible.....vérifie
- inertie (I) constantevérifie

Toutes les conditions sont vérifiées ce qui implique que la méthode forfaitaire est applicable

Les combinaisons d'actions et les charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle sont dans le tableau.III.2 :

Tableau.III.2 Charges transmises sur le plancher sur la poutrelle

Désignation	G (KN/ m ²)	Q (KN/ m ²)	L ₀	Charges sur le plancher (KN/ m ²)		Charge sur poutrelle (KN/ m)
				Elu	Els	
Etage courant	4,86	1,5	0,65	Elu	8.81	5,727
				Els	6.36	4.134
Terrasse	6.28	1	0,65	Elu	9.987	6.48
				Els	7.28	4,73

III.1.4.2. Les Moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{P \times L^2}{8}$$

$$ELU \begin{cases} M_{0AB} = 27.52 \text{ KN.m} \\ M_{0BC} = 17.89 \text{ KN.m} \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_{0AB} = 19.86 \text{ KN.m} \\ M_{0BC} = 12.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Appuis de rive :

$$M_A = M_C = -0,15M_0 \dots \dots \dots \begin{cases} Elu & M_A = M_C = -4.128 \text{ KN.m} \\ Els & M_A = M_C = -2.979 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Appuis intermédiaire :

$$M_B = -0,6 M_0 \dots \dots \dots \begin{cases} Elu & M_B = -16.512 \text{ KN.m} \\ Els & M_B = -11.916 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moments en travées AB :

$$M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0; (1+0.3 \alpha) M_0)$$

$$M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) M_0 / 2$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,235 \begin{cases} (1 + 0.3 \alpha) = 1,07 \\ \frac{(1.2+0.3 \alpha)}{2} = 0,635 \end{cases} \dots \dots \dots \begin{cases} M_t \geq 1,078 M_0 - 0,6 \frac{M_0}{2} \dots \dots \dots 1 \\ M_t \geq 0,639 M_0 \dots \dots \dots 2 \end{cases}$$

$$M_t = \begin{cases} 0,778 M_{0AB} \dots \dots 1 \\ 0,639 M_{0AB} \dots \dots 2 \end{cases} \quad D'ou \quad M_t = 0,778 M_{0AB} \begin{cases} Elu & M_t = 21.21 \text{ KN.m} \\ Els & M_t = 15.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moments en travées (BC) :

$$M_t = \begin{cases} 0,731 M_{0BC} & \dots \dots 1 \\ 0,639 M_{0BC} & \dots \dots 2 \end{cases} \text{ D'ou } M_t = 0,731 M_{0BC} \begin{cases} \text{Elu} & M_t = 11.36 \text{ KN.m} \\ \text{Els} & M_t = 8.204 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.1.4.3. Evaluation des efforts tranchants :

$$\text{Travée AB} \begin{cases} V_A = V_0 = P^U * \frac{L_{AB}}{2} = 17.75 \text{ KN} \\ V_B = -1,15 * P^U * \frac{L_{AB}}{2} = -20.416 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} V_B = V_0 = +1,15 P^U * \frac{L_{BC}}{2} = 16.465 \text{ KN} \\ V_C = -P^U * (\frac{L_{BC}}{2}) = -14.31 \text{ KN} \end{cases}$$

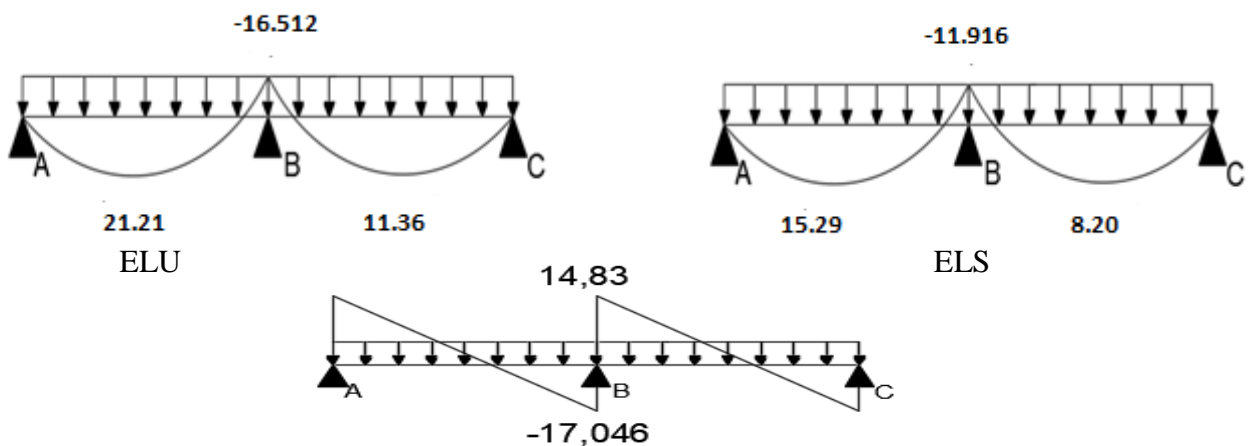


Figure.III.6. L'effort tranchant dans les poutrelles

III.1.5. Le ferrailage :

III.1.5.1 Ferrailage longitudinale :

Le calcul des armatures longitudinales se fait pour une section en T à la flexion simple, un exemple de calcul est donné ci-après :

- Plancher terrasse inaccessible :

Les sollicitations maximales

$$\text{Elu} \begin{cases} M_t = 21.21 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{inter}} = -16.512 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -4.118 \text{ KN.m} \\ V_a^{\text{max}} = 20.416 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Els} \begin{cases} M_t = 15.29 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{inter}} = -11.916 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -2.979 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} b_{\text{eff}} = 65 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \\ h_0 = 5 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ d = 28 \text{ cm} \\ d' = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

III.1.5.2. Ferrailage en travée :

- Moment équilibré par la table de compression (M_{tu}) :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b_{\text{eff}} \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,05 \times \left(0,28 - \frac{0,05}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 117,68 \text{ KN.m} > M_u \rightarrow \text{calcul d'une section rectangulaire (b*h)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{21,21 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,4 \times 0,28^2} = 0,0293 < 0,186 \text{ ----- Pivot A}$$

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \rightarrow f_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = \frac{400}{1,15 * 200000} \rightarrow \varepsilon_1 = 1,74 * 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 * \varepsilon_1} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} \rightarrow \alpha_1 = 0,667$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1) \rightarrow \mu_1 = 0,391$$

$$\mu_{bu} = 0,0293 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,0372$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,258 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_t}{(z * f_{st})} = \frac{0,02121}{(0,258 * 348)} = 2,2 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité D'après : (BAEL 91 A.4.2.1)

$$A_t^{\text{min}} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 0,65 * 0,28 * \frac{2,1}{400} = 2,2 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 2,2 \text{ cm}^2 = A_t^{\text{min}} = 2,2 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A_s = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3,05 \text{ cm}^2$

III.1.5.3. Ferrailage en appuis

- a) Appuis intermédiaire :

$$\mu_{bu} = \frac{16,512 * 10^{-3}}{14,2 * 0,12 * 0,28^2} = 0,123 < 0,186 \text{ ----- Pivot A}$$

$$\text{On a: } f_e = 400 \text{ MPa} \quad \begin{cases} \mu_1 = 0,391 \\ \alpha_1 = 0,668 \\ \varepsilon_1 = 1,74 * 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) \rightarrow \mu_l = 0,391 > \mu_{bu} = 0,12 \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,165$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,261 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{0,016 \cdot 512}{(0,261 \times 348)} = 1.81 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_t^{\text{min}} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,12 \times 0,28 \times \frac{2,1}{400} = 0,405 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\text{min}} = 0.405 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{inter}} = 1.81 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on ferraille avec } A_a^{\text{inter}} = 1.81 \text{ cm}^2$$

On opte a : A = 2HA12 = 2.26 cm²

b) Appuis de rive :

$$\mu_{bu} = 0.03089 \quad \alpha = 0.0392 \quad z = 0.275 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{rive}} = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\text{rive}} = 0,43 \text{ cm}^2 > A_t^{\text{min}} = 0,23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 0,12 * 0,28 * \frac{2,1}{400} = 0,405 \text{ cm}^2$$

III.1.6. Choix de ferrailage :

En travée2HA12+1HA10 = 3.05 cm²

En appuis intermédiaire....2HA12= 2.26 cm²

En appuis de rive1HA10= 0.79cm²

III.1.6.1. Ferrailage transversal

$$\phi_t \leq (\phi_t^{\text{min}}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}) \rightarrow \phi_t \leq \min(10 \text{ mm}; 8.57 \text{ mm}; 12 \text{ mm})$$

On prend a un étrier ϕ_8 donc $A_{t=} = 2\phi_8 = 1.01 \text{ cm}^2$

- L'espacement :

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \rightarrow St \leq 25.2 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4b} = 84.16 \text{ cm}$$

On prend pour st = 18 cm

III.1.7. Les vérifications nécessaires

III.1.7.1 à l'ELU :

- Vérifications des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{(20,416 \times 10^{-3})}{(0,12 \times 0,28)} = 0,607 \text{ MPa}$$

La fissuration est peut nuisible, et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Alors :}$$

$$\tau_u = 0,607 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Alors la condition est vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales A_s vis-à-vis de l'effort tranchant V^{\max}
- En appuis de rive

$$A_s^{\min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V^{\max} \Rightarrow A_s^{\min} \geq \frac{1,15}{400} \times 20,416 \times 10^{-3} = 0,587 \text{ cm}^2$$

On a : $A_I = 23,05 + 0,79 = 3,84 \text{ cm}^2 > 0,587 \text{ cm}^2$ alors la condition est vérifié

- En appuis intermédiaire

$$A_I \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V^{\max} + \frac{M_a^{\text{inter}}}{0,9 d} \right) \Rightarrow A_I \geq \frac{1,15}{400} \left(20,416 \times 10^{-3} + \frac{-0,016511}{0,9 \times 0,28} \right) = -2,47 \text{ cm}^2$$

On a : $A_I = 3,05 + 2,26 = 5,31 \text{ cm}^2 > -2,47 \text{ cm}^2 \rightarrow$ pas de vérification à faire pour l'appui inter

- Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{b_1 * V^{\max}}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 0,66 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \text{alors la condition est Condition vérifiée}$$

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

III.1.7.2 à l'ELS :

- Vérifications des contraintes la plus défavorable :

a) En travée :

$$M_{\text{ser}}^t = 15,29 \text{ KN/m} \quad A_s = 3,05 \text{ cm}^2$$

La Position de l'axe neutre H

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 A (d - h_0) = -239,7 < 0$$

L'axe neutre ne passe pas par la table de compression, donc on fait des vérifications des contraintes pour une section en T.

Donc il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28}$

- Calcul de la position de l'axe neutre(Y) et le moment d'inertie (I) :

$$\frac{b_0}{2} * y^2 + (15A + 15A' + (b - b_0)h_0)y - 15(Ad + A'd') - \frac{(b-b_0)*h_0^2}{2} = 0 \dots \text{avec } A' = 0$$

$$6y^2 + 180.5y - 1281.5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 378.43 \rightarrow y = 5.64 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{65}{3}5.64^3 - \frac{(65-12)(5.64-5)^3}{3} + 15 * 3.05 * (28 - 5.64)^2 = 26744.75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15.29 \times 10^{-3}}{26744.75 \times 10^{-8}} * 5.64 * 10^{-2} = 3.224 \text{ MPA}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots$ condition vérifiée

b) En appuis intermédiaire :

$$H = -110.2 < 0$$

Calcul d'une section en T

- Calcul de la position de l'axe neutre (Y) et le moment d'inertie (I)

$$6y^2 + 33.9y - 942.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 154.69 \rightarrow y = 10.06 \text{ cm} \quad I = 11315.31 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11.91 \times 10^{-3}}{11315.31 \times 10^{-8}} * 10.06 * 10^{-2} = 10.58 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \text{C. Vérifiée}$$

Alors pas de risque d'éclatement du béton.

c) En appuis de Rive :

-Calcul de la position de l'axe neutre (Y) et le moment d'inertie (I)

$$6y^2 + 11.85y - 331.8 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 125.55 \rightarrow y = 6.51 \text{ cm}$$

$$I = 6576.14 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.979 \times 10^{-3}}{6576.14 \times 10^{-8}} * 6.51 * 10^{-2} = 2.49 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \text{condition vérifiée}$$

Alors pas de risque d'éclatement du béton.

Tableau III.3. des Vérification des contraintes

position	M_{ser}	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Σ_{bc} (MPa)	Σ (MPa)
Travée	15.29	3.05	5.64	26744.75	3.22	15
A rive	2.979	0.79	6.51	6576.14	2.94	15
A intrer	11.916	2.26	10.06	11315.31	10.58	15

III.1.8. Vérification de la flèche :

III.1.8.1 Conditions de la vérification de la flèche est données :

$$l = 6.20 \text{ m} ; M_{0S} = 19.86 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 15,29 \text{ KN.m}$$

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

$$h_{poutrelle} \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0S}} \times l \Leftrightarrow h_{poutrelle} = 31.82 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 3.05 \text{ cm}^2 > 3.024 \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$L < 8 \text{ m} \Leftrightarrow L = 6.20 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \text{vérifiée}$$

Puisque les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l > 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0,5 \text{ cm} = \frac{620}{1000} + 0,5 = 1,12 \text{ cm} \quad (\text{BAEL91 ART B.6.5})$$

Δf : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé

(Retrait, fissure).

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

f_{gv}, f_{gi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ji} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

III.1.8.2. Evaluation des moments en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \\ G = 4.86 \text{ KN/m}^2 \\ j = \text{ poids mur double cloison} = 2.76 \text{ KN/m}^2 \\ p = G + Q = 6,36 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{ser}}^g = G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{\text{ser}}^j = j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{\text{ser}}^p = p \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{ser}}^g = 15.18 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}}^j = 8.62 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}}^p = 19.86 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Modules de Young instantané et différé

$$\left\{ \begin{array}{l} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \\ E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Le moment d'inertie de la section homogène Y_G

$$Y_G = \frac{\frac{b \cdot h_0^2}{2} + \left[\frac{(b-b_0)h_0^2}{2} \right] + 15 \cdot A \cdot d}{b \cdot h_0 + h_0(b-b_0) + 15 \cdot A}$$

$$Y_G = \frac{\frac{0.12 \cdot 0.3^2}{2} + 0.53 \cdot \left[\frac{0.05^2}{2} \right] + 15 \cdot 3.05 \cdot 0.28 \cdot 10^{-4}}{(0.12 \cdot 0.3) + (0.53 \cdot 0.05) + (15 \cdot 3.05 \cdot 10^{-4})} = 10.948 \text{ cm}$$

$$Y_G = 10,948 \text{ cm}$$

- Calcul des moments d'inertie homogénéisé (I_0)

$$\Rightarrow I_0 = \frac{b_0 \cdot h^3}{12} + (b_0 \cdot h) \cdot \left(\frac{h}{2} - Y_G \right)^2 + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \left(Y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 +$$

$$15 \cdot A \cdot (d - Y_G)^2 + 15 \cdot A' \cdot (Y_G - d')^2$$

$$I_0 = \frac{65 \cdot 10.94^3}{3} + 12 \cdot \frac{(30 - 10.94)^3}{3} - 53 \cdot \frac{(10.94 - 5)^3}{3} + 15 \cdot 3.05 \cdot (28 - 10.94)^2$$

$$D'où, I_0 = 65241.88 \text{ cm}^4$$

- Calcul de coefficient ρ

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{3.05}{12 \cdot 28} = 0.00907 \text{ é}$$

- Calcul des Coefficients λ_i, λ_v

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

$$\text{béton} \quad \lambda = \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 \cdot b \cdot f_{t28}}{(2 \cdot b + 3 \cdot b_0) \rho} = 4.529 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \cdot \lambda_i = 1.8117 \end{array} \right.$$

- Calcul des contraintes de traction σ_{st} :

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 190.36 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 108.10 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 249.06 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Calcul des Coefficients : μ_g, μ_j, μ_p

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0.593 \\ \mu_j = \max\left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0.390 \\ \mu_p = \max\left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0.67 \end{cases}$$

- Calcul des moments d'inertie fictive :

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 * 65241.88}{1 + 4.529 * 0.592} = 19495.46 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 * 65241.88}{1 + 4.529 * 0.39} = 25942.88 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 * 65241.88}{1 + 4.529 * 0.67} = 17788.4 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 34634.26 \text{ cm}^4 \end{cases} \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 14.02 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 3.97 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 13.34 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 9.3 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} + f_{pi}) - (f_{gi} + f_{ji}) > \bar{f}$$

$$\Delta f = (14.02 + 13.34) - (3.97 + 9.3) = 1.409 \text{ cm} < 1.12 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ la flèche pas vérifiée}$$

La flèche du plancher étage courant ne vérifie pas avec le ferrailage adopté donc on a -
 augmenté la section d'armature 2HA14+1HA12=4.21cm²

- Position de l'axe neutre :

$$\text{On a : } H = -1452.75 < 0$$

L'axe neutre passe par la nervure : section en T

$$6y^2 + 328.15y - 2430.7 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 407.45$$

$$Y = 6.609 \text{ cm}$$

$$I = 35076.047 \text{ cm}^4$$

- Le moment d'inertie de la section homogène Y_G

$$Y_G = \frac{\frac{b \cdot h_0^2}{2} + (h - h_0) b_0 \left[\frac{(h - h_0)}{2} + h_0 \right] + 15 \cdot A \cdot d}{b \cdot h_0 + b_0 (h - h_0) + 15 \cdot A}$$

$$Y_G = \frac{\frac{0.12 \cdot 0.3^2}{2} + 0.53 \cdot \left[\frac{0.05^2}{2} \right] + 15 \cdot 4.21 \cdot 0.028 \cdot 10^{-3}}{(0.12 \cdot 0.3) + (0.53 \cdot 0.05) + (15 \cdot 0.421 \cdot 10^{-3})}$$

$$Y_G = 11.38 \text{ cm}$$

- Calcul des moments d'inertie homogénéisé (I_0)

$$I_0 = \frac{b_0 \cdot h^3}{12} (b_0 \cdot h) \cdot \left(\frac{h}{2} - Y_G \right)^2 + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \left(Y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \cdot A \cdot (d - Y_G)^2 + 15 \cdot A' \cdot (Y_G - d')^2$$

$$I_0 = \frac{65 \cdot 0.1138}{3} + 12 \cdot \frac{(30 - 0.1128^3)^3}{3} - 0.53 \cdot \frac{(0.1138 - 0.05)^3}{3} + 15 \cdot 3.05 \cdot (0.28 - 0.1138)^2$$

$$\text{D'où, } I_0 = 302607.5 \text{ cm}^4$$

- Calcul de coefficient ρ :

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{4.21}{12 \cdot 28} \quad \rho = 0.00125$$

- Calcul des Coefficients λ_i, λ_v

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

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \cdot b \cdot f_{t28}}{(2 \cdot b + 3 \cdot b_0) \rho} = 3.289 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \cdot \lambda_i = 1.31 \end{cases}$$

- Calcul des contraintes de traction σ_{st} :

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 138.86 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 78.52 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 181.67 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Calcul des Coefficients μ_g, μ_j, μ_p

$$\begin{cases} \mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0.593 \\ \mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0.390 \\ \mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0.671 \end{cases}$$

- Calcul des moments d'inertie fictive :

$$\begin{cases} I_{fgi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 26373.36 \text{ cm}^4 \\ I_{fji} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 34078.11 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 24265.39 \text{ cm}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 43713.01 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 0.41 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 0.302 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 0.978 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 0.687 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) > \bar{f}$$

$$\Delta f = (0.41 - 0.302) + (0.978 - 0.687) = 0.4 < 1.12 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifiée}$$

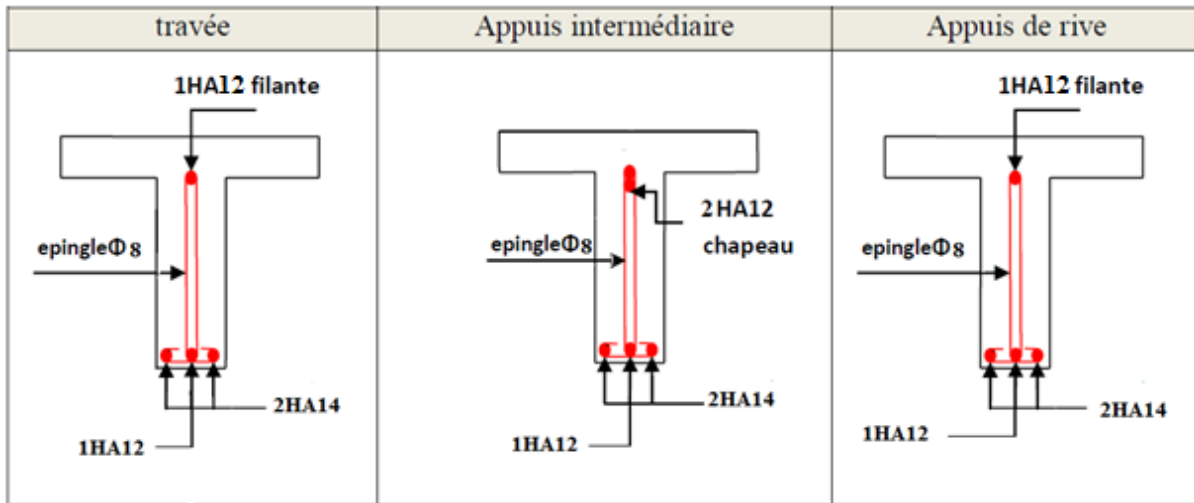


Figure.III.7. Schéma de ferrailage des poutrelles

III.2. Etude de dalles pleines :

III.2.1. Dalle sur 4 appuis :

$G = 5.51 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$L_x = 3.5 \text{ m}, L_y = 5.9 \text{ m}$

$L_x/L_y = 3.5/5.9 = 0.59 \rightarrow$ la dalle travaille selon deux sens

$$\begin{cases} P^u = 1.35 * 5.51 + 1.5 * 1.5 = 9.68 \text{ KN/m}^2 \\ P^s = 5.51 + 1.5 = 7.01 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

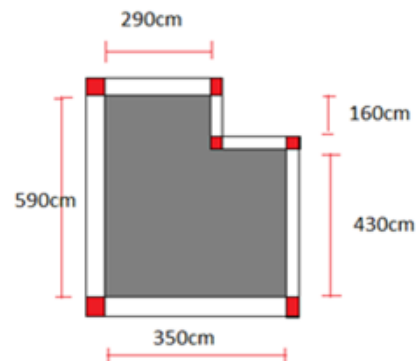


Figure.III.8. Dalle sur quatre appuis

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0836 \\ \mu_y = 0.2822 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0884 \\ \mu_y = 0.4565 \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_0^x = 9.91 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 2.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_0^x = 7.59 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 3.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t^x = 8.42 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 2.375 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_t^x = 6.45 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 2.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_a^x = -4.84 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -1.395 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_a^x = -2.277 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -1.038 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_x = 15.07 \text{ KN} \\ V_y = 3.14 \text{ KN} \end{cases}$$

$\rightarrow V_{\max} = 15.07 \text{ KN}$

III.2.1.1. Ferrailage de la dalle pleine :

En travées selon X-X : $M_{tx} = 8.42 \text{ KN.m}$ $d = 0.13 - 0.02 = 0.11$

$U_{bu} = 0.049$ $\alpha = 0.062$ $Z = 0.1072$

$$A = \frac{8.42 \cdot 10}{0.1072 \cdot 348} = 2.25 \text{ cm}^2 \text{ on opte pour } A = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

Selon Y-Y : $M_{ty} = 2.375 \text{ KN.m}$ $d = 0.13 - 0.02 = 0.11$

$U_{bu} = 0.0138$ $\alpha = 0.0894$ $Z = 0.106$

$$A = \frac{2.375 \cdot 10}{0.106 \cdot 348} = 0.634 \text{ cm}^2 \text{ on opte pour } A = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Ferrailage en appuis :

Selon X-X : $M_{ax} = 4.86 \text{ KN.m}$ $d = 0.13 - 0.02 = 0.11$

$U_{bu} = 0.0281$ $\alpha = 0.0356$ $Z = 0.108$

$$A = \frac{4.86 \cdot 10}{0.108 \cdot 348} = 1.31 \text{ cm}^2 \text{ on opte pour } A = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Selon Y-Y : $M_{ay} = 3.505 \text{ KN.m}$

$U_{bu} = 0.203$ $\alpha = 0.286$ $Z = 0.0974$

$$A = 1.03 \text{ cm}^2 \text{ on opte pour } A = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Tableau III.4. Armatures longitudinales dalles sur 04 appuis

	sens	U_{bu}	α	Z (m)	$A^{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^{opt} \text{ (cm}^2\text{)}$	St (cm)
travée	X-X	0.049	0.062	0.1072	2.25	1.25	3HA10=2.36	33
travée	Y-Y	0.0138	0.0894	0.106	0.634	0.85	3HA8=1.51	33

	Sens	U_{bu}	α	Z (m)	$A^{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^{opt} \text{ (cm}^2\text{)}$	St (cm)
appuis	X-X	0.0356	0.1084	0.1084	1.31	1.25	3HA8=1.51	33
appuis	Y-Y	0.203	0.286	0.0974	1.03	0.85	3HA8=1.51	33

III.2.1.2. Vérification à L'ELS (dalle sur 04 appuis):

$V = 0.2$ $U_x = 0.0884$ $U_y = 0.4565$

- Etat limite de compression de béton (vérification de contrainte) :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} \leq 0.6 * F_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{Avec : } y = \frac{b * y^2}{2} + 15 * A * y - 15 * A * d$$

$$I = \frac{100 * y^3}{3} + 15(A * (d - y)^2)$$

- En travées selon X-X : $I = 4017$ $y = 2.45$ $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} = 3.93 \leq 15 \text{ MPA}$$

- En travées selon Y-Y :

$$M_{ser} = 2.94 \text{ KN.m} \quad I = 2101.26 \text{ (cm}^4\text{)} \quad y = 2.01 \text{ (cm)} \quad A_s = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} = 2.38 \leq 15 \text{ MPA}$$

- en Appuis selon X-X :

$$M_{ser} = 2.277 \text{ KN.m} ; \quad I = 2101.26 \text{ (cm}^4\text{)} ; \quad y = 2.01 \text{ (cm)} ; \quad A_s = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} = 2.60 \leq 15 \text{ MPA}$$

- en Appuis selon Y-Y : $M_{ser} = 1.038 \text{ KN.m}$ $I = 2101.26 \text{ (cm}^4\text{)} ; y = 2.01 \text{ (cm)} ; A_s = 1.51 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} = 0.99 \leq 15 \text{ Mpa}$$

Tableau III.5. Vérifications des contraintes (dalle sur 4 appuis)

localisation	Mser	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma(\text{bar})$ (MPa)	Obser	σ_{st} (MPa)	$\sigma(\text{bar})$ (MPa)	obser
Travées x	6.45	2.45	4017	3.93	15	observé	200.92	201.63	Observé
Travées y	2.964	2.01	2101.25	2.38	15	observé	190.21	201.63	Observé
Appui x	2.227	2.01	2101.25	2.60	15	observé	142.92	201.63	Observé
Appui y	1.038	2.01	2101.25	0.99	15	observé	66.61	201.63	Observé

-

II.2.2. Dalle sur deux appuis :

$$G = 5.51 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 1.2 \text{ m}, L_y = 3.05 \text{ m}$$

$L_x/L_y = 3.5/5.9 = 0.39 < 0.4 \rightarrow$ la Dalle travaille selon un seul sens

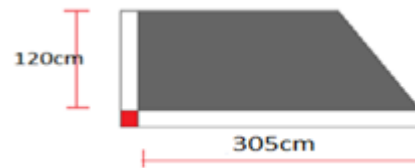


Figure.III.9. Dalle sur deux appuis

$$\begin{cases} P^u = 1.35 * 5.51 + 1.5 * 1.5 = 9.68 \text{ KN/m}^2 \\ P^s = 5.51 + 1.5 = 7.01 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \frac{p_u * l^2}{8}$$

$$M_{ox} = \frac{9.68 * 1.2^2}{8} = 1.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.75 * 1.74 = 1.305 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0.5 * 1.74 = -0.87 \text{ KN.m}$$

III.2.2.1. Ferrailage de la dalle pleine :

en Travées :

$$M = 1.305 \text{ KN.m} \quad d = 0.13 - 0.02 = 0.11 \text{ m}$$

$$U_{bu} = 7.85 * 10^{-3} \quad \alpha = 9.85 * 10^{-3} \quad Z = 0.109 \text{ m}$$

$$A = \frac{1.305 * 10}{0.109 * 348} = 0.344 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.0008 * 100 * 13 = 1.04 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec le plus défavorable (A_{min})

Ferrailage en appuis :

$$M = 0.87 \text{ KN.m} \quad d = 0.13 - 0.02 = 0.11 \text{ m}$$

$$U_{bu} = 5.06 * 10^{-3} \quad \alpha = 6.43 * 10^{-3} \quad Z = 0.109 \text{ m}$$

$$A = \frac{0.87 * 10}{0.109 * 348} = 0.229 \text{ cm}^2$$

Tableau III.6. Armatures longitudinales dalle sur 02 appuis

	Sens	U_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A^{opt} (cm ²)	St (cm)
travée	X-X	$7.85 \cdot 10^{-3}$	$9.85 \cdot 10^{-3}$	0.109	0.344	1.04	3HA8=1.51	
Appuis	X-X	$5.06 \cdot 10^{-3}$	$6.43 \cdot 10^{-3}$	0.109	0.229	1.04	3HA8=1.51	

- Vérification de l'effort tranchant dalle sur 02 appuis :

$$V_x = \left(\frac{9.68 \cdot 1.2}{2} \right) = 5.67 \text{ KN}$$

$$\Omega_{bu} \max = \frac{5.67 \cdot 10}{0.11} = 0.0515 \leq 1.25 \text{ MPA} \dots\dots \text{Vérifier}$$

III.2.2.2. Vérification a L'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq 0.6 \cdot F_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{avec : } y = \frac{b \cdot y^2}{2} + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d$$

$$I = \frac{100 \cdot y^3}{3} + 15(A \cdot (d - y)^2)$$

$$\text{En Travées : } M = 0.946 \text{ KN.m} \quad y = 2.01 \quad I = 2101.25$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} = 0.904 \leq 0.6 \cdot F_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{En appuis : } M = 0.6309 \text{ KN.m} \quad y = 2.01 \quad I = 2101.25$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} = 0.6035 \leq 0.6 \cdot F_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Tableau III.7. Des vérifications des contraintes A L'ELS dalle sur 02 appuis

localisation	M _{ser}	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPA)	σ (bar) (MPA)	Obser	σ_{st} (MPA)	σ (bar) (MPA)	obser
Travées	0.94	2.01	2101.25	1.24	15	observé	60.32	201.63	observé
Appuis	0.63	2.01	2101.25	0.60	15	observé	40.43	201.63	observé

III.2.3. Dalle sur trois appuis :

$$L_x = 1.5 \text{ m} ; L_y = 5.9 \text{ m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{5.9} = 0.25 < 0.4$$

$$\frac{L_y}{2} > L_x \rightarrow 2.95 > L_x$$

Donc :

$$q_u = 1.35 \times 5.51 + 1.5 \times 1.5 = 9.68 \text{ Km/m}$$

$$q_s = 5.51 \times 1.5 = 7.01 \text{ Km/m}$$

$$M_{0x} = \frac{1}{2} \times q_u \times l_x^2 * l_y - \frac{2}{3} q_u \times l_x^3$$

$$M_{0x} = 42.471 \text{ Km. m}$$

$$M_{0y} = \frac{1}{6} \times P_u \times l_x$$

$$M_{0y} = 5.445 \text{ Km. m}$$

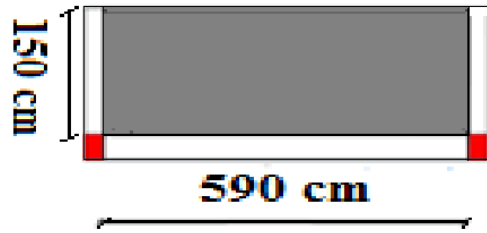


Figure.III.10. Dalle sur trois appuis

Notre panneau est un panneau de rive

$$\text{Donc : } M_{Tx} = M_{Ty} = 0.75 M_0 \quad M_{Tx} = 31.85 \text{ Km. m}$$

$$M^A_x = M^A_{y0} = -0.5 M_0 \quad M^A_x = -21.93 \text{ Km. m}$$

$$M_{Ty} = 4.08 \text{ Km. m} \quad M^A_y = -2.7225 \text{ Km. m}$$

III.2.3.1 Ferrailage de la dalle pleine :

$$M_{Tx} = 31.85 \text{ Km. m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{31.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} = 0.185$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.185}) \quad \alpha = 0.257$$

$$Z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.257) = 0.0986 \text{ m}$$

$$A = \frac{31.85 \times 10^{-3}}{0.0986 \times 348} = 9.28 \times 10^{-4} \text{ m} = 9.28 \text{ cm}^2$$

$$M_{Ty} = 4.08 \text{ Km. m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{4.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} = 0.127 \quad \alpha = 0.03 \quad Z = 0.10868 \text{ m}$$

$$\implies A = 1.07 \text{ cm}^2$$

$$M_{Ax} = 21.93 \text{ Km. m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{21.93 \times 10^{-3}}{0.11^2 \times 14.2} \quad \alpha = 0.33 \quad Z = 0.1068 \text{ m} \quad A = 1.07 \text{ c}$$

$$M^A_x = 21.93 \text{ Km. m} \quad \mu_{bu} = \frac{21.93 \times 10^{-3}}{0.11^2 \times 14.2} = 0.127$$

$$A = \frac{21.93 \times 10^{-3}}{0.102 \times 348} = 6.17 \text{ cm}^2$$

$$M_y^A = 2.7225 \text{ Km.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.0158 \quad \alpha = 0.0199 \quad Z = 0.109 \text{ m} \implies A = 0.717 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^x = 0.008 \times \left(\frac{3 - 0.25}{2} \right) \times 100 \times 13 = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^y = 1.04 \text{ cm}^2$$

Tableau .III.8. Armatures longitudinales dalle sur 03 appuis

	Sens	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	A_{opt}	St
travée	X-X	0.185	0.257	0.0986	9.28	1.43	5HA16=10.01cm ²	20cm
travée	Y-Y	0.0237	0.03	0.108	1.07	1.04	3HA8=1.51cm ²	33cm
Travée	X-X	0.127	0.171	0.1024	6.17	1.43	4HA14=6.18cm ²	25cm
travée	Y-Y	0.127	0.0199	0.109	0.717	1.04	3HA8=1.51	33cm

III.2.3.2.Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \sigma_t = 0.66 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$M_{Tx}: y = \frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 10.011y - 15 \times 10.01 \times 11$$

$$y = 50y^2 + 150.15y - 1651.65 \implies y = 4.43$$

$$I = \frac{100 \times 4.43^3}{3} + 15 \times [10.01 \times (11 - 4.43)^2]$$

$$I = 2897.94 + 6481.2097 = 9379.15$$

$$\sigma_{bc} = \frac{23.06 \times 10^{-3} \times 4.43 \times 10^{-2}}{9379.15 \times 10^{-8}} = 10.89 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$M_{ty} = 1.31 \text{ KN.m}$$

$$m_{Ty} \implies \frac{100y^2}{2} + 15 \times 1.51y - 15 \times 1.51 \times 11 \quad \text{Avec } y = 2.01 \text{ cm}$$

$$I = 270.6867 + 1830.57 \quad I = 2101.25 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.255Mpa < 15Mpa \text{ (vérifiée)}$$

$$M_{Ax} = 15.375 Km.m \quad A_s=6.18 \text{ cm}^2$$

$$y = \frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 6.18y - 15 \times 11 \times 6.18 \rightarrow y = 3.6$$

$$I = \frac{100 \times 3.68^3}{3} + 15 \times [6.18 \times (11 - 3.68)^2] = 6628.28 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15.375 \times 10^{-3} \times 3.68 \times 10^{-2}}{6628.28 \times 10^{-8}} = 8.53Mpa \leq 15Mpa \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Appuis y :

$$M_{ser} = 0.876 \text{ KN.m} \quad y = 2.01 \text{ cm} \quad I=2101.25 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.876 \times 10^{-3} \times 2.01 \times 10^{-2}}{2101.25 \times 10^{-8}} = 0.838Mpa \leq 15Mpa \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

Tableau III.9. Vérifications des contraintes à L’Els dalle sur 03 appuis

localisation	Mser(KN)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\sigma(\text{bar})(\text{Mpa})$	Obser	$\sigma_{st}(\text{Mpa})$	$\sigma(\text{bar})(\text{Mpa})$	obser
Travée x	23.06	4.43	9379.15	10.8	15	observé	242.2	201.63	Non obse
Travée y	1.31	2.01	2101.25	1.25	15	observé	84.23	201.63	Observé
Appui x	15.375	2.01	2101.2	8.35	15	observé	254.69	201.63	Non obs
Appui y	0.876	2.01	2101.2	0.838	15	observé	56.21	201.63	observé

III.2.4. Schéma de ferrailage des dalles pleines :

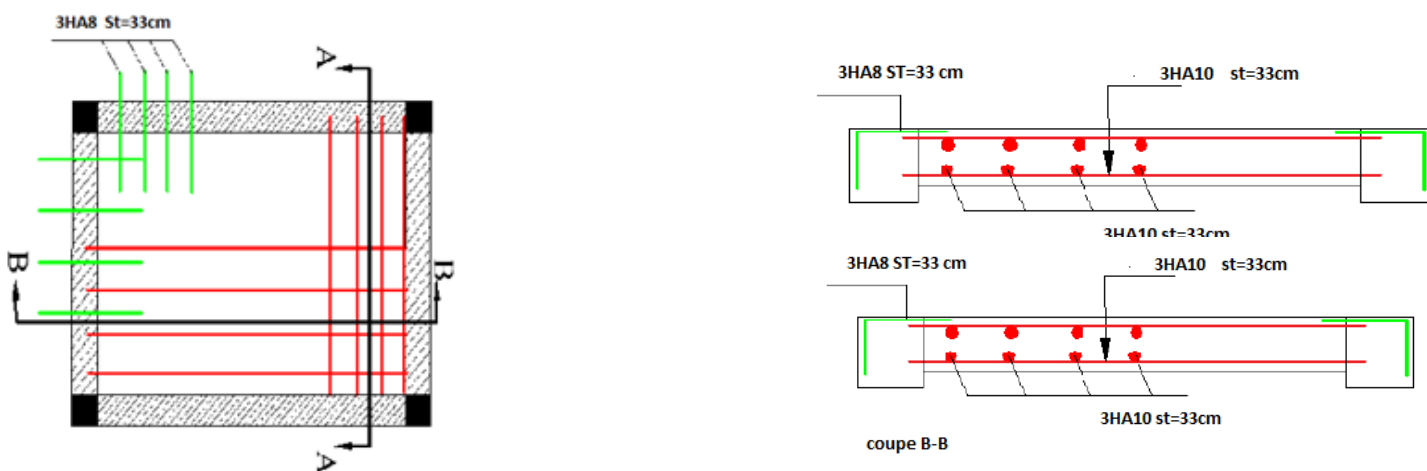


Figure.III.11. ferrailage d’une Dalle sur quatre appuis

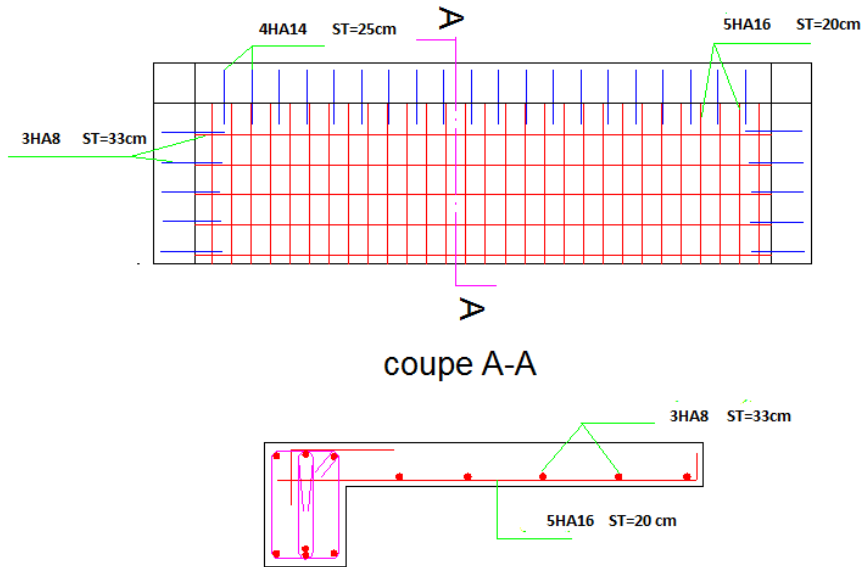


Figure.III.12. ferrailage de dalle sur trois appuis

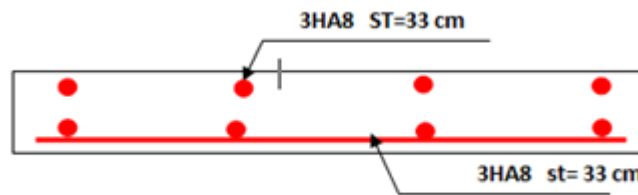


Figure.III.13. ferrailage de Dalle sur deux appuis

III.3. Etude des escaliers :

III.3.1 Evaluation des charges permanentes pour les volées 1 et 3 :

- La volée : $\begin{cases} G = 9.61KN \\ Q = 2.5KN \end{cases}$

- Le Palir : $\begin{cases} G = 6.4KN \\ Q = 2.5KN \end{cases}$

Combinaisons de charge

- à l'ELU : $q = 1.35G + 1.5Qu$

à l'ELS : $q = G + Q$

- La volée : $\begin{cases} qu = 1.35 \times 9.61 + 1.5 \times 1.5 = 15.22KN/m^2 \\ qs = 9.61 + 1.5 = 11.11KN /m^2 \end{cases}$

-Le palier : $\left\{ \begin{aligned} qu &= 1.35 \times 6.4 + 1.5 \times 1.5 = 10.89 \text{KN/m}^2 \\ qs &= 6.4 + 1.5 = 7.9 \text{KN/m}^2 \end{aligned} \right\}$

Schéma statique de l'escalier :

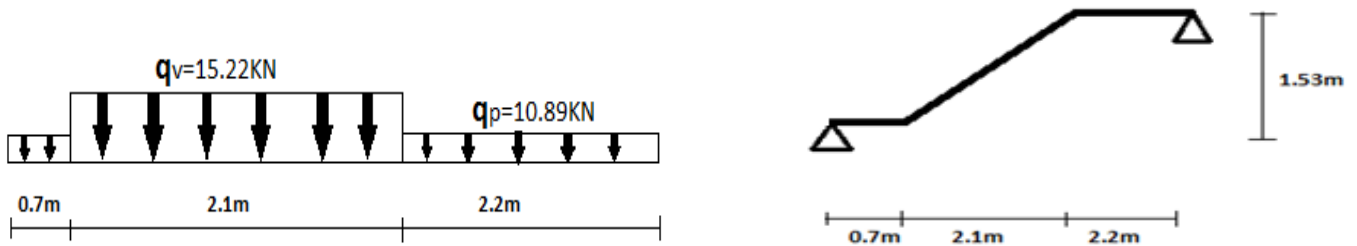


Figure. III.14. Schéma statique de l'escalier

Calcul les sollicitations :

• Réactions d'appuis : Par la méthode de RDM on trouve :

$RA = 33.13 \text{ KN}$ $RB = 30.4 \text{ KN}$

• Effort tranchant max :

$2.2 < x < 4.3$ $Ty(x) = 2.2 * qp + qv * (x - 2.2) - RB$

$Ty(x) = \left\{ \begin{aligned} T(2.2) &= -6.442 \text{K} \\ T(4.3) &= 25.52 \text{KN} \end{aligned} \right\}$ $T^{\text{max}} = 25.52 \text{KN}$

III.3.2. Moment fléchissant:

Calcul de moment max :

$\frac{dM}{dx} = 0$ $\rightarrow x = 3.25 \text{m}$

$M + (15.22 * 1.05^2 / 2) + (10.89 * 2.2 * 2.15) - (30.4 * 3.25) = 0$

$M_0^{\text{max}} = 38.9 \text{KN/m}$

Moment Réel : $\left\{ \begin{aligned} M_t^{\text{max}} &= 0.75 * 38.9 = 29.175 \text{KN.m} \\ M_a &= 0.5 * 38.9 = -19.45 \text{KN.m} \\ V_{\text{Elu}} &= 30.4 \text{KN} \end{aligned} \right.$

III.3.3. Le Ferrailage :

III.3.3.1. Ferrailage en travée :

$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{27.175}{1 \times 0.17^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.0710$

$\mu_{bu} = 0.071 < \mu_{lu} = 0.186 \Rightarrow (As' = 0).$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.092$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{29.175 \times 10^{-3}}{0.17(1-0.4 \times 0.092)348} \Rightarrow A_s = 5,12 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.17 \times \frac{2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s \geq A_{\min} = 2.05 \text{ Cm}^2$$

On adopte 5HA14 d'une section $A_s=7.7 \text{ cm}^2$

Avec un espacement : $S_t = (b/n) = (100/5) = 20 \text{ cm}$

- Les armatures de répartition:

$$A_r = (A_s/4) = (7.7/4) = 1,925 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10 d'une section $A_s=3.14 \text{ cm}^2$

Avec un espacement : $S_t = b/n = 100/4 = 25 \text{ cm}$

III.3.3.2. Ferrailage en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2f_{bu}} = \frac{19.45}{1 \times 0.17^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.047$$

$$\mu_{bu} = 0.047 < \mu_{lu} = 0.186 \quad (\text{Pas d'armature comprimée } A'_s = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.0606$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{19.45 \times 10^{-3}}{0.17(1-0.4 \times 0.0606)348} \Rightarrow A_s = 3.37 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA12 d'une section $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$

Espacement : $S_t = b/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$

- Les armatures de répartition:

$$A_r = (A_s/4) = (5.65/4) = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 d'une section $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$S_t = b/n = 100/4 = 25 \text{ cm}$

On résume les calculs dans le tableau.III.10 :

Tableau III.10. Armatures longitudinales d'escalier

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	N ^{br} de barre
Travée	29.175	0.071	0.092	0.164	5.12	2.05	7.7	5HA14
Appui	19.45	0.047	0.0606	0.165	3.37	2.05	5.65	5HA12

III.3.4. Vérifications ELU :**III.3.4.1. Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{30.4 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.1788 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \dots \text{pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

III.3.4.2. Vérification de l'espacement des armatures :

En travée :

Les armatures principales : $St \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$. On prend : $St=20\text{cm}$

Les armatures secondaires : $St \leq \min(4e; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$. On prend : $St = 25\text{cm}$

En appuis :

Les armatures principales : $St \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$. On prend : $St=20\text{cm}$

Les armatures secondaires : $St \leq \min(4e; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$. On prend : $St = 25\text{cm}$

III.3.5. Verifications A L'ELS

$$R_A = 24.13 \text{ KN} \quad R_B = 22.11 \text{ KN} \quad M_{ser} = 28.36 \text{ KN/m} \quad X = 3.25 \text{ m}$$

$$\text{Calcul des moments réels: } \begin{cases} M_t^{\max} = 0.75 \times 28.36 = 21.27 \text{ KN/m} \\ M_a = 0.5 \times 28.36 = 14.18 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Etat limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

Tableau III.11. Vérifications des contraintes dans l'escalier :

localisation	Mser (kN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	observation
Travée	21.27	5.22	20768.97	5.34	15	Vérifiée
Appui	14.18	4.58	16275.62	4	15	Vérifiée

III.3.6. Vérification de la flèche :(BAEL art 7.5)

Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$e/L = 0,04 > \max [3/80 ; Mt/20M_0] = 0,0375$ Condition vérifiée

$\frac{As}{b \times d} = \frac{7.7}{100 \times 17} = 0.04529 < \frac{2}{f_e} = 0.005$ condition vérifiée

$L = 5m < 8m$ Condition vérifiée

Les conditions sont vérifiées

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

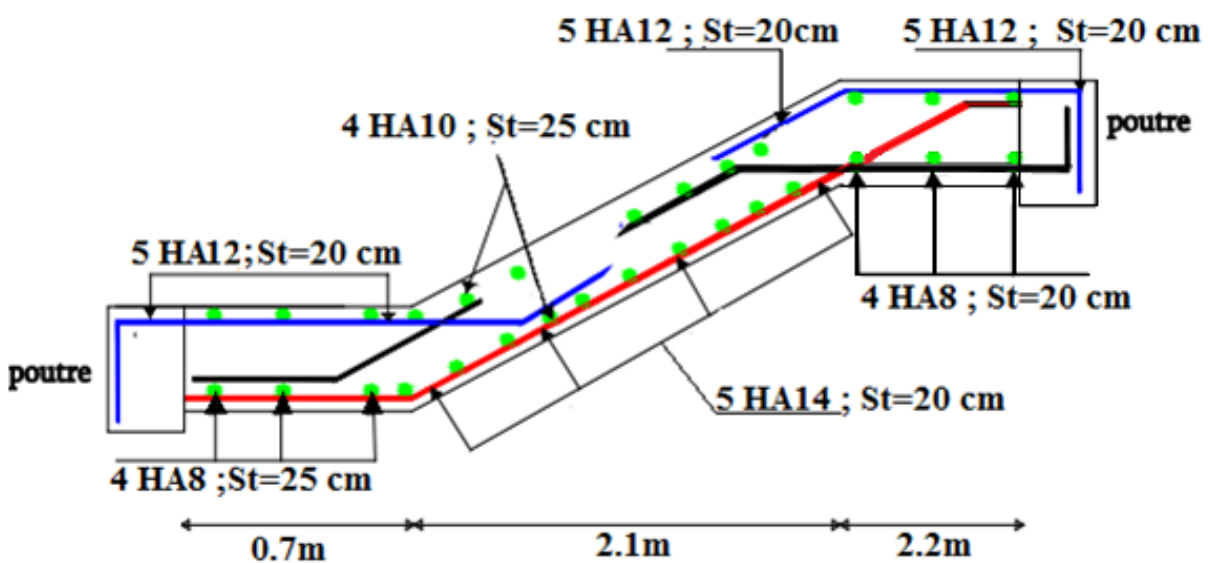


Figure III.15. Schéma de ferrailage d'escaliers

III.4. Etude de l'acrotère :

III.4.1. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion composée

- Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = M_u / N_u = 1,21 / 2,38 = 50,84 \text{ cm} \quad \rightarrow e_0 > H / 6$$

$$h/6 = 0,1/6 = 1,6 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression dont la section est partiellement comprimée

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec $M_{ua} = N_u \times e$, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement)

On remplace l'excentricité réelle ($e = M_u / N_u$) par une excentricité totale de calcul dont l'expression est : $e = e_0 + e_a + e_2$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$e_a = \max(2 \text{ cm} \cdot L/250)$, tels que L: portée de l'élément $L = 60 \text{ cm}$

$e_a = \max(2 \text{ cm} \cdot 60/250) = \max(2 \text{ cm} ; 0,24 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots \text{(RPA.Art A.4.3.5)}$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{0}{0 + 0,75} = 0$$

l_f : Longueur de flambement.

$$L_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0,75 = 1,5 \text{ m} \quad h_0 = 10 \text{ cm}$$

$$e_x = \frac{3 \times 150^2 \times 2}{10^4 \times 10} = 1,35 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } e = 50,84.66 + 2 + 1,35 = 54,19 \text{ cm}$$

Les sollicitations deviennent alors :

$$N_u = 2,38 \text{ KN}$$

$$M_u = 2,38 \times 0,5419 = 1,28 \text{ KN.m}$$

III.4.1.1 Calcul à L'ELU :

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

$e_0 > H/6$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_F rapporté au centre de gravité des armatures tendues

$$M_F = M_u + N_u (d - h/2) = 1,28 + 2,38 (0,08 - 0,1/2) \implies M_F = 1,35 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = M_F / (b d^2 f_{bu}) \implies \mu_{bu} = 1,35 \times 10^{-3} / (1 \times (0,08)^2 \times 14,2)$$

$$\mu_{bu} = 0,014 < 0,186 \quad \rightarrow \text{Pivot A } (f_{st} = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa})$$

$$\mu_{bu} < 0,396 \quad \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2\mu_{bu})})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,014)})$$

$$\alpha = 0,0176$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$z = 0,18(1 - 0,4(0,0176))$$

$$z = 0,079$$

$$A_t = M_F / (z \times f_{st})$$

$$A_t = 1,35 \times 10^{-3} / (0,079 \times 348) \quad A_t = 0,49 \text{ cm}^2$$

III.4.1.2. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{min} = (0,23 \times 1 \times 0,18 \times 2,1) / 400 \implies A_{min} = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$A = A_t - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,49 - \frac{2,38 \times 10^{-3}}{348} \implies A = 0,99 \text{ cm}^2$$

On a : $A > A_{min}$

On ferraille avec 4HA8 = 2,01 cm²

III.4.1.3 Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA6} = 1,13 \text{ cm}^2$$

III.4.1.4 L'espaceur :

- Armature principale

$$A_p : S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33,3 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Armature de répartition

$$A_r : S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33,3 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

III.4.1.5 Vérification au cisaillement :

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

$$V_u = F_p + Q = 1.44 + 1 = 2.14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.14 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.026 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(3.33 ; 4 \text{ MPA}) \quad \bar{\tau}_u \leq 3.33 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0.2 \times f_{c28} / 1.5 ; 4 \text{ MPA})$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.4.2. Calcul à l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

-Contrainte limite du béton

-Contrainte limite de l'acier

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

-Position de l'axe neutre :

$$D = 0.08 \text{ m}$$

$$C = d - e_G$$

Tel que e_G : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.75}{2.38} = 0.31 > \frac{h_0}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$$C = e_G + \frac{h}{2} = 0.31 + 0.05 = 0.36 \text{ (} C > 0 \text{ et } y_c < 0 \text{)}$$

$\Rightarrow C$ à l'intérieure de la section

$$Y_{ser} = Y_{C+} C$$

$$Y_C^3 + pYc + q = 0$$

$$\text{Tel que : } p = -3 \times c^2 + (d - c) \frac{90 \times A_s}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \frac{90 \times A_s}{b}$$

$$\begin{cases} P = -3 \times 0.36^2 + (0.12 - 0.36) \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = -0.40 \text{ m}^2 \\ q = -3 \times 0.36^3 + (0.12 - 0.36)^2 \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = -0.09 \text{ m}^3 \end{cases}$$

Par itération $Y_c = 0.275 \text{ m}$. Donc, $Y = 0.0173 \text{ m}$

Calcul des contraintes :

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = -3.903 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_{Ser}}{\mu_t} y = 1.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{Ser}}{\mu_t} (d - y) = 57.35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{array} \right.$$

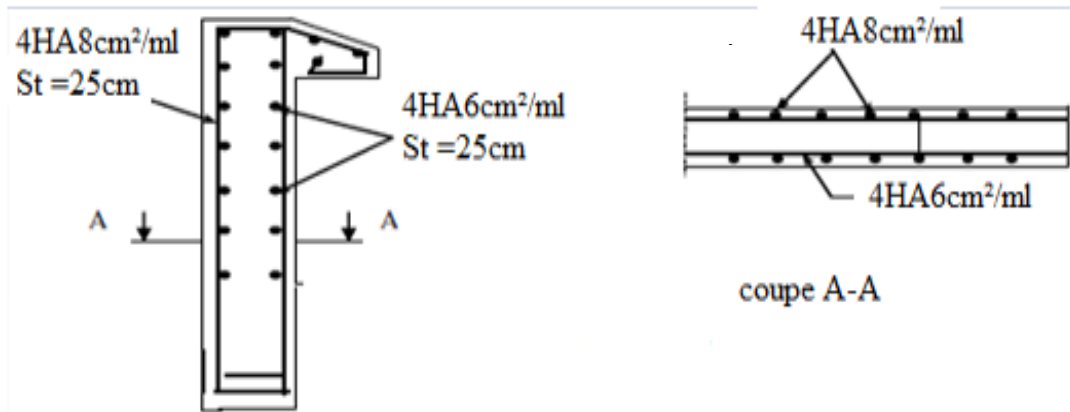


Figure III.16. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.5. Etude de la poutre palière

La poutre palière sert d'appui pour la volée et palier intermédiaire au niveau de la cage d'escalier. Son calcul se fait à la flexion simple et à la torsion.

III.5.1. Dimensionnement

$$L_{max}=3.6$$

$$L = 360 \rightarrow \frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \rightarrow 24 \leq h \leq 36$$

$$L=3.6m$$

D'après le RPA99, on doit vérifier les conditions suivantes.

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm. \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right.$$

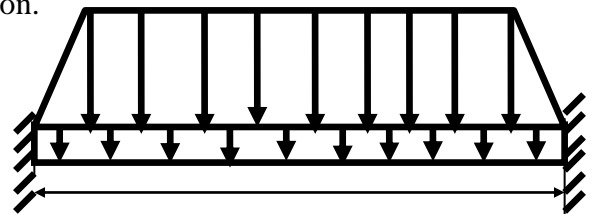


Figure. III.17 Schéma statique Palière

ELU	ELS
$R_B = 33.13 \text{ KN/ml}$	$R_B = 24.13 \text{ KN/ml}$
$g_0 = 2.625 \text{ KN/ml}$	$g_0 = 2.625 \text{ KN/ml}$
$P_{mur} = 3.16 \text{ KN/ml}$	$P_{mur} = 3.16 \text{ KN/ml}$
$P_u = 1.35 (g_0 + P_{mur}) + R_B$	$P_s = g_0 + P_{mur} + R_B$
$P_u = 40.93 \text{ KN/ml}$	$P_s = 29.91 \text{ KN/ml}$

$M_0 = (Pu \cdot L^2)/8 = 66.32 \text{ KN.m}$	$M_0 = (Pu \cdot L^2)/8 = 48.46 \text{ KN.m}$
$M_t = 0.85 \cdot M_0 = 56.37 \text{ KN.m}$	$M_t = 0.85 \cdot M_0 = 41.19 \text{ KN.m}$
$M_a = -0.4 \cdot M_0 = -26.52 \text{ KN.m}$	$M_a = -0.4 \cdot M_0 = -19.38 \text{ KN.m}$
$V_u = (Pu \cdot L)/2 = 73.67 \text{ KN}$	

Tableau.III.12 Ferrailage de poutre palier

	M (KN.m)	Ubu	α	Z (m)	A _{Flexion} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Travées	56.37	0.121	0.162	0.308	5.25	1.19
Appuis	26.52	0.057	0.073	0.32	2.38	1.19

III.5.2. Armatures transversales à la flexion simple

$A_t \geq (0.4 \times b \times S_t) / f_e \rightarrow A_t \geq 0.4 \times 0.3 \times 0.2 / 400 = 0.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Avec $S_t = 20 \text{ cm}$

RPA99 (Art 7.5.2.2)

III.5.3. Calcul de la section d'armature à la torsion

Le moment dans la paillasse M_a (au niveau de l'appui), engendre une torsion dans la poutre palière.

$M_{tor} = M_a = 19.45 \text{ KN.m/ml}$ $M_{to(max)} = M_{tor} \times L / 2 = 35.01 \text{ KN.m}$

Pour une section pleine, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. **BAEL (Art A.5.4.22)**

U : Périmètre de la section de la poutre palière.

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur.

e : Épaisseur de la paroi.

$e = \phi / 6 = b / 6 = 5$.

$\Omega = (b - e) \times (h - e) = 750 \text{ cm}^2$

$U = 2 \times ((h - e) + (b - e)) = 1$

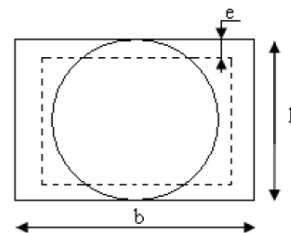


Figure III.18 section de torsion

III.5.3.1. Armatures longitudinales en torsion

$A_{long}^{tors} = \frac{M_{tor}^{max} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{0.03501 \times 1.1 \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 348} = 8.48 \text{ cm}^2$

III.5.3.2 Armatures transversales en torsion :

$A_t^{tors} = \frac{M_{tor}^{max} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} = ((0.03501 \times 0.2 \times 1.15)) / ((2 \times 348 \times 0.075)) = 1.54 \text{ cm}^2$

III.5.4. Section d'armatures longitudinales globale :

En travée :

$$A_l^t = A_{flexion} + \frac{A_{long}^{tors}}{2} = 5.25 + (8.48/2) = 9.49 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A^a = A_a + \frac{A_{torsion}}{2} = 2.38 + (8.48/2) = 6.62 \text{ cm}^2$$

III.5.5. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } \tau_u = \sqrt{\tau_{tors}^2 + \tau_{flex}^2}$$

$$\text{avec } \tau = 0.744$$

$$\tau_{tor} = \frac{MT_u}{2 \times \Omega \times e} = \frac{0.01945}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 2.59 \text{ MPa}$$

$$D'ou \tau_u = 2.7 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min [(0.2 \times f_{c28} \times \gamma_b); 5] \text{ MPa} = 3.33 \text{ MPa}$$

III.5.6. Vérification A l'ELS :

$$q_s = 29.41 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = 48.46 \text{ KN/ml}$$

III.5.6.1. Etat limite de compression du béton :

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

Tableau III.13. Contraintes de compressions dans le béton

Localisation	Mser (KN.M)	Y (cm)	I (cm4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc\text{admiss}}$ (MP)
Travée	41.19	7.72	27224.4	1.168	15
appui	19.38	6.4	18966.1	0.65	15

III.5.6.2. Etat limite de déformation**- Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$e > \min [(1/16); (M_{lx}/(10M_{ox})) * 1] \quad \longrightarrow \quad 0.35 > 0.305$$

$$A_l < (4.2 \text{ b} \cdot d / f_e) \quad \longrightarrow \quad 6.3 \cdot 10^{-4} < 10.395 \cdot 10^{-4}$$

Les deux conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche est inutile.

- Choix des armatures

Pour A_{lt} on choisit 8HA14 = 12.32 cm²

Pour A_a on choisit 4HA14+2HA12 = 8.42 cm²

Pour A_{trans} on choisit 2 cadre $\Phi 8$ = 2.01 cm²

- **Exigence du RPA**

$$A_{min}=0.5\% b \times h=5.25 \text{ cm}^2 < A=A_t+A_a=20.74 \text{ cm}^2 \quad \text{RPA (Art 7.5.2.1)}$$

III.5.7. Schéma de ferrailage :

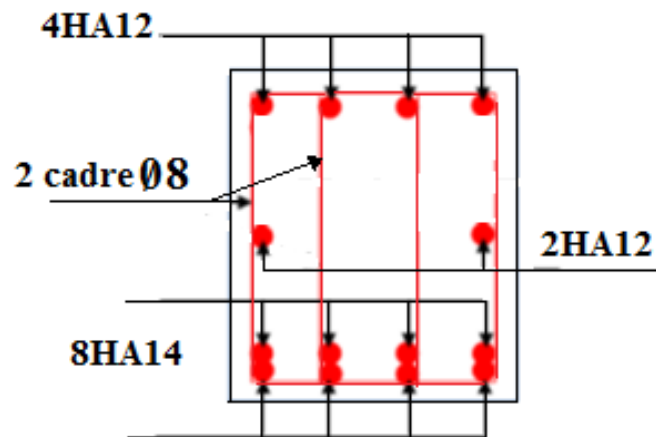


Figure.III.19. Schéma de ferrailage de poutre palier

III.6. Etude de la poutre de chaînage :

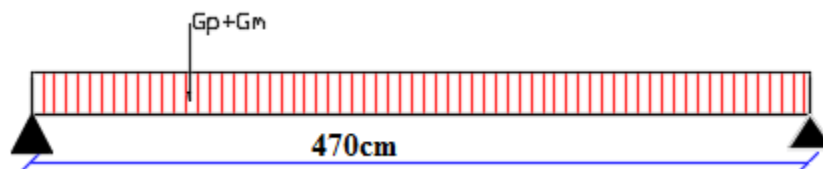


Figure.III.20. poutre de chaînage

III.6.1. Le dimensionnement :

$$(L_{max}/15) \leq h \leq (L_{max}/10)$$

$$\text{Tel que } L_{max} = 4.70 \text{ m} \quad 31.33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm}$$

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

III.6.2. Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage est conçue à reprendre son poids propre et le poids de mur qui reprend

$$G_{pch} = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.62 \text{ kn/ml}$$

$$G_{mur} = 2.76 \times (2.89 - 0.35) = 6.789 \text{ kn/ml}$$

- Calcul des moments :

$$\text{ELU: } q_u = 1.35 (G_{pch} + G_{mur}) = 12.7 \text{ KN/ml} \quad M_U = (q_u \times L^2)/8 = 35.07 \text{ KN/ml}$$

$$V_u = (q_u \times L)/2 = 29.845 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } q_s = G_{pch} + G_{mur} = 9.4 \text{ KN/ml} \quad M_s = (q_s \times L^2)/8 = 25.95 \text{ KN /ml}$$

- Correction des moments :

$$\text{Travée : } M_{tu} = 0.85M_u = 29.8 \text{ KN.m} \quad M_{ts} = 0.85 M_s = 22.06 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis : } M_{au} = -0.5M_u = -17.53 \text{ KN.m} \quad M_{as} = -0.5 M_s = -12.98 \text{ KN.m}$$

III.6.2. Ferrailage de poutre chaînage :

Tableaux.III.14. Ferrailage de la poutre de chaînage

	$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{calculée}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{choisie}(\text{cm}^2)$
En travée	29.8	0.0642	0.083	0.32	2.68	1.19	3HA12=3.39
En appui	-17.53	0.038	0.048	0.32	1.55	1.19	3HA10=2.36

III.6.3. Vérification L'ELU :

III.6.3.1. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{29.84 \times 0.001}{0.33 \times 0.3} = 0.30 \leq \bar{\tau}_u = \min((0.2f_{c28}/1.5) ; 5\text{MP}) = 3.33\text{MP}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \dots \text{ condition vérifiée}$$

III.6.3.2. Calcul des armatures transversales :

$$\phi_u \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) \quad \phi_u \leq \min(1; 0.8; 3) \quad \phi_u < 0.8$$

$$\text{On opte a : } A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

III.6.3.3. Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = 67 \text{ cm}; S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 29.7 \text{ cm}.$$

$$S_t \leq \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)A_t}{b(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})}; k = 1, \text{ car } \begin{cases} \text{FN} \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

III.6.4. Vérifications ELS :

III.6.4.1. Vérification de la contrainte dans le béton

Tableau.III.15. Vérification de la contrainte dans le béton

	$M^s(\text{KN.m})$	$Y(\text{m})$	$I(\text{m}^4)$	$\sigma_b(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_b(\text{MPa})$
Travée	22.06	9.01	36579.52	5.43	15
Appuis	- 12.98	7.72	27224.37	3.68	15

III.6.4.2. Etat limite de déformation

- Evaluation de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \quad \longrightarrow \quad \frac{35}{500} > \frac{22.06}{15 \times 25.955} = 0.07 > 0.0566 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \quad \longrightarrow \quad \frac{3.39}{30 \times 33} < \frac{3.6}{400} = 0.00342 < 0.009 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \longrightarrow \quad \frac{35}{500} \geq \frac{1}{16} = 0.07 > 0.0625 \quad \text{condition vérifiée}$$

La flèche est vérifiée .

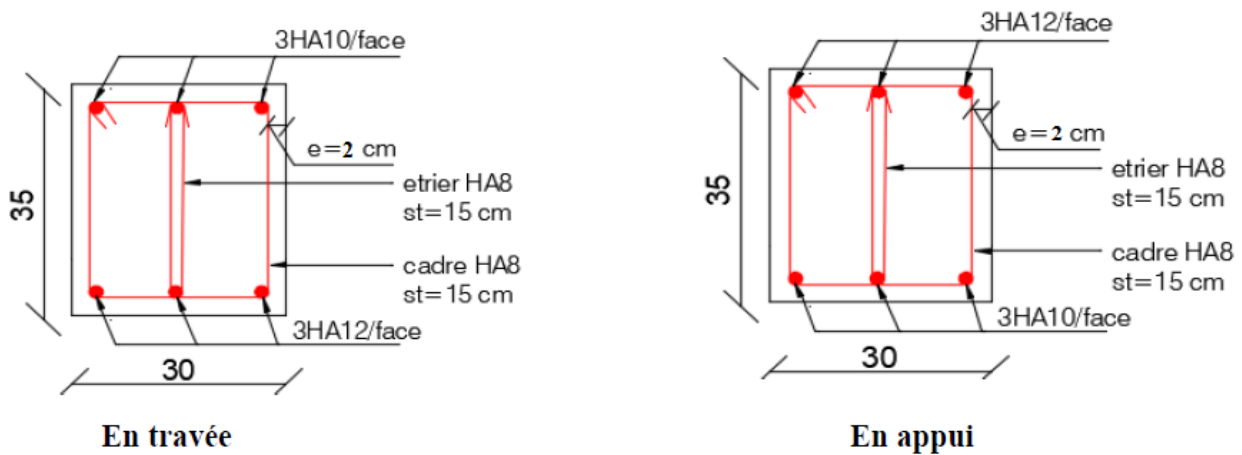


Figure.III.21. Schéma de ferrailage de poutre de chaînage

Conclusion :



Dans ce chapitre on a pu ferrailer les éléments secondaires, ce dernier est nécessaire pour leur stabilité et résistance. Toute en respectant les règles données par le BAEL et le RPA.

CHAPITRE

IV

Introduction:

Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismiques afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique nous avons modélisé notre structure à l'aide de logiciel ETABS 2016

IV.1. modélisation:

Pour la modélisation de notre structure on fait appel à l'ETABS qui est un logiciel destiné à la conception et l'analyse des structures, des ouvrages de génie civil catégorie bâtiments ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autres matériaux... ce logiciel va nous permettre d'effectuer diverses options de saisie des données la visualisation des données et des résultats l'analyse statique l'analyse dynamique éventuellement le dimensionnement et la vérification des sections des éléments de la structure complète

Les méthodes de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

IV.2. La méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente est applicable aux bâtiments irréguliers si la condition complémentaire suivante est vérifiée :

Zone IIa : Groupe d'usage 2 si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m ; or cette condition n'est pas vérifiée pour notre structure.

Donc : On utilise la méthode d'analyse modale spectrale. Néanmoins on calcule l'effort sismique à la base de la structure pour une vérification ultérieure.

IV.2.1 Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

IV.2.1.1 Calcul de la Force Sismique Totale :

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

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad (\text{Art : 4.2.3})$$

A : Coefficient d'accélération de zone, donnée par le tableau 4.1 (RPA99) suivant la zone sismique le groupe d'usage du bâtiment.

$$\begin{cases} \text{zone IIa} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{cases} \Rightarrow A_x = A_y = 0,15$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad (\text{Art : 4.2.3})$$

Avec T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le tableau 4.7 (RPA99/version 2003).

$$\text{On a un Sol meuble (Site S2)} \Rightarrow \begin{cases} T_2 = 0,4s \\ T_1 = 0,15s \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad (\text{Art : 4.2.3})$$

Où, ξ est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif du type de la structure et de l'importance des remplissages, voir tableau (4,2 , RPA99/V2003).

On a un contreventement mixte : $\xi = 7$ $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$ $\eta = 0.881$

T : Est la période fondamentale de la structure.

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = \begin{cases} C_T (h_N)^{\frac{3}{4}} \\ 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases} \quad (\text{Art : 4.2.4})$$

Avec : h_N est la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 33.92 \text{ m.}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 RPA99.

$C_T = 0,05$ (contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé).

D : Dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 23 \text{ m}$$

$$D_y = 21.9 \text{ m}$$

$$T = \min (C_t * H_n^{3/4}, 0.09 * (31.79/6.62), 0.09 * (31.79/6.79))$$

$$T_x = 0.7 \text{ s}$$

$$T_y = 0.7 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.4s \leq T_x \leq 3s \quad \rightarrow \quad 2.5\eta \left(\frac{T_2}{t}\right)^{2/3} = 1.516$$

$$T_2 = 0.4s \leq T_x \leq 3s \quad \rightarrow \quad 2.5\eta \left(\frac{T_2}{t}\right)^{2/3} = 1.516$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement (Tableau 4.2 RPA99).

On a un contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$

Q : Facteur de la qualité de la structure il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_i^6 P_q \dots\dots\dots(\text{Art : 4.2.3})$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. sa valeur est donnée par : (Tableau 4.4 RPA99).

Tableau IV.1. Valeur de pénalités

Critère	Q_x	Q_y
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0.00	0.00
Redondance en plan	0.05	0.00
Régularité en plan	0.00	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.00
Contrôle de qualité de matériaux	0.00	0.00
Contrôle de qualité de d'exécution	0.00	0.00
Total	1.1	1.05

W : Poids total de la structure

$$W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad (\text{Art : 4.2.3})$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_Q : Surcharge d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau (4.5 RPA99),

Bâtiment à usage d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.2$

$A_x=A_y=0.15 \quad D_x=1.516 \quad D_y=1.516 \quad Q_x= 1.1 \quad Q_y= 1.05$

Le poids de la structure est de $W=40317.0398 \text{ Kn}$

a. la force sismique a la base :

$VX= 2016.98 \text{ KN}$

$Vy=2016.98\text{KN}$

IV.2.2 Spectre de réponse calcul dans (la méthode modale spectrale):

Spectre de calcul:

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \dots\dots\dots(\text{Art : 4.3.3})$$

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leurs sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventements distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

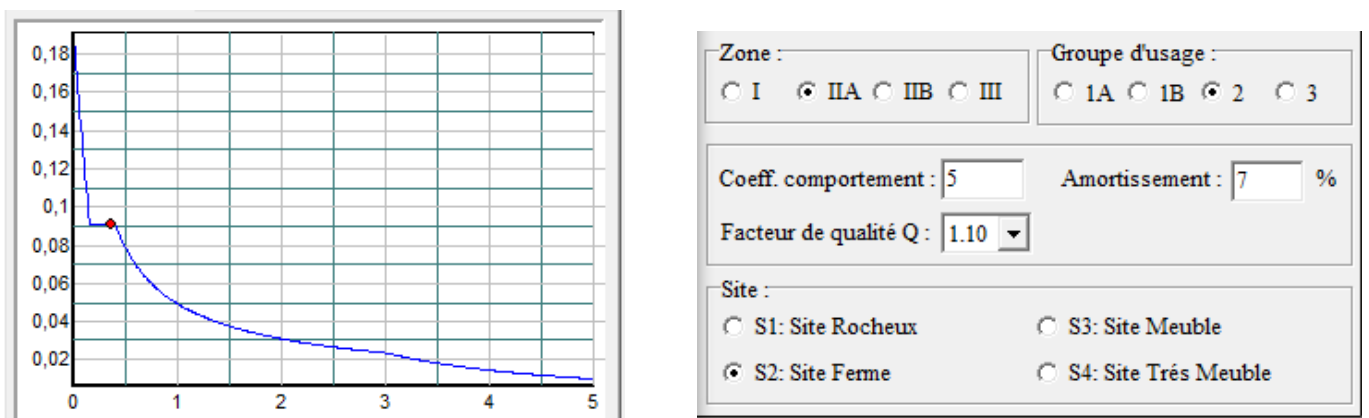
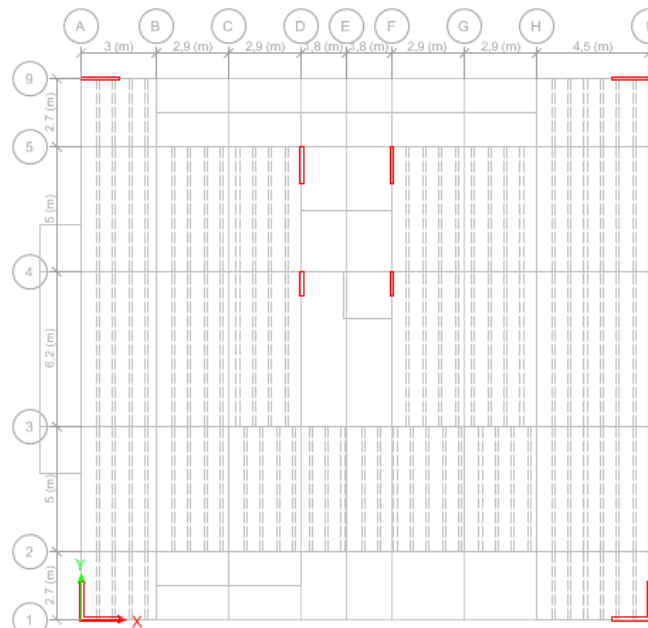


Figure.IV.1 Spectre de réponse



-Figure.IV.2 Disposition des voiles de contreventement

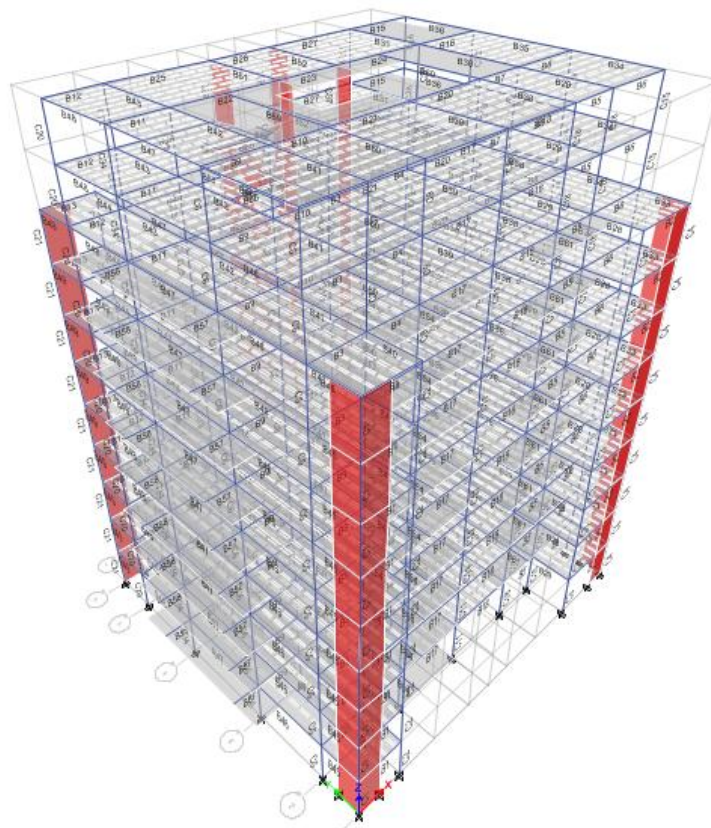


Figure.IV.3 VUE en 3D du model obtenue par le logicielle ETABS 2016

IV.3. Période de vibration et participation massique:

Le coefficient de participation massique correspond au i éme mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbée a ce mode par le bâtiment la somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment

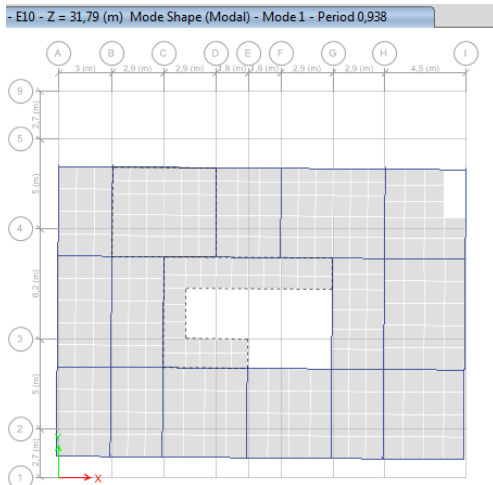
Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.2 Période de vibration et taux de participation des masses modales

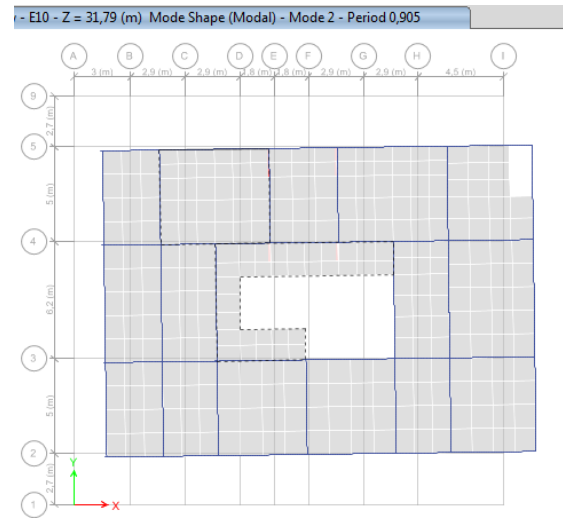
Mode	Period (sec)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RX	RY	RZ
1	0,938	0,0009	7,05E-01	0,0009	7,05E-01	3,12E-01	0,0003	0,0015
2	0,905	6,99E-01	0,001	0,7	0,7061	0,0004	3,15E-01	3,30E-03
3	0,742	0,0041	1,40E-03	0,7041	0,7075	0,0004	1,10E-03	0,68
4	0,323	0,0094	0,1222	0,7135	0,8297	0,2966	0,0209	0,0017
5	0,316	0,1173	0,0113	0,8309	0,841	0,0259	2,69E-01	0,0051
6	0,273	0,0086	0,0005	0,8395	0,8415	0,0013	0,0216	0,1063
7	0,192	0,049	0,0003	0,8885	0,8417	4,00E-04	0,0895	0,0052
8	0,182	4,00E-04	0,0523	0,8889	0,8941	0,0957	7,00E-04	0,0023
9	0,171	1,00E-03	0,0018	0,8899	0,8959	3,30E-03	0,002	0,0737
10	0,124	0,0364	1,00E-04	0,9263	0,8959	1,00E-04	0,0874	4,65E-05
11	0,116	1,00E-04	0,0346	0,9264	0,9305	0,0825	2,00E-04	2,00E-04
12	0,101	0,0001	3,00E-04	0,9265	0,9308	6,00E-04	0,0002	3,32E-02

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe X atteint les 90% au bout du 10^{ème} mode, et selon l'axe Y au bout du 11^{ème} mode.

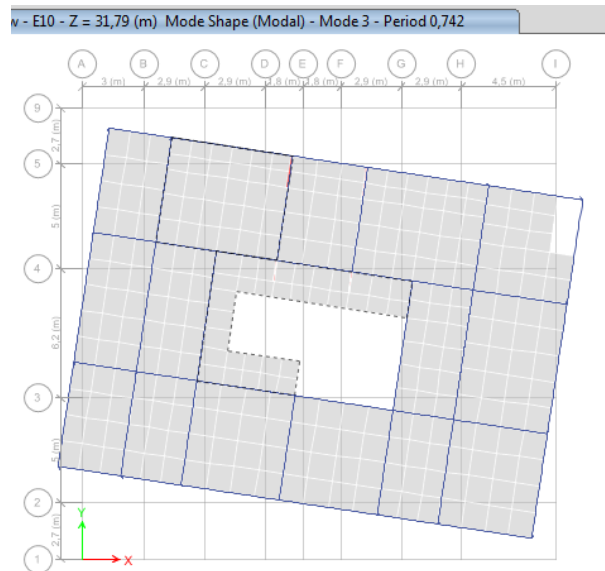
IV.3.1. les trois modes de vibrations :



MODE 1 (translation selon x)



MODE 2 (translation selon y)



MODE 3 (rotation selon Z)

Figure. IV.4 Les modes de vibrations

IV.3.2. exigences du RPA99/2003:

Le **RPA99/2003 (art 3.4.a)** exige pour le système mixte avec justification de l'interaction ce qui suit:

IV.3.2.1. Sous charges verticales : les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations

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

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations

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

IV.3.2.2 Sous charges horizontales :

Les voiles doivent reprendre au plus de 75% des sollicitations

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

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations

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

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant:

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

Niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
RDC	41461.8159	5090.8026	89.06%	10.93%

Tableau IV.4 Vérification de L'interaction voile-portique sous charge horizontales

Story	Load Case/Combo	V2 kN	Story	Load Case/Combo	V2 kN	portique%	voile%
E10	EX Max	347,268	E10	EX Max	16,7935	95.38718	4.61282
E9	EX Max	460,554	E9	EX Max	48,2242	90.521567	9.478433
E8	EX Max	536,4317	E8	EX Max	186,9918	74.151821	25.848179
E7	EX Max	557,5639	E7	EX Max	308,8679	64.351735	35.648265
E6	EX Max	797,4503	E6	EX Max	214,867	78.774738	21.225262
E5	EX Max	754,7332	E5	EX Max	388,6984	66.005977	33.994023
E4	EX Max	1049,7968	E4	EX Max	229,6045	82.053754	17.946246
E3	EX Max	1024,3029	E3	EX Max	390,7207	72.38769	27.61231
E2	EX Max	1015,4537	E2	EX Max	452,0783	69.194655	30.805345
E1	EX Max	1077,3121	E1	EX Max	492,3254	68,634452	31,365548
RDC	EX Max	1206,9496	RDC	EX Max	501,1994	70,658332	29,341668

Tableau.IV.5. vérification de l'interaction voile-portique sous charge verticale :

Story	Load Case/Combo	V2 kN	Story	Load Case/Combo	V2 kN	portique%	voile%
E10	EY Max	313,8696	E10	EY Max	98,7049	76.07586	23.92414
E9	EY Max	310,6043	E9	EY Max	147,4451	67.810219	32.189781
E8	EY Max	562,3437	E8	EY Max	158,5957	78.001521	21.998479
E7	EY Max	564,5973	E7	EY Max	292,9945	65.835203	34.164797
E6	EY Max	826,6148	E6	EY Max	196,1525	80.821395	19.178605
E5	EY Max	782,2344	E5	EY Max	362,6682	68.323227	31.676773
E4	EY Max	1057,4027	E4	EY Max	239,3569	81.541922	18.458078
E3	EY Max	994,2608	E3	EY Max	403,5941	71.127611	28.872389
E2	EY Max	1075,198	E2	EY Max	433,4144	71.270659	28.729341
E1	EY Max	1074,3543	E1	EY Max	524,8352	67.181175	32.818825
RDC	EY Max	1056,4834	RDC	EY Max	553,7763	65.609504	34.390496

IV.3.2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base :

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$$

Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismiques a la base	V_{dyn}	0.8 V_{st}	Observation
X-X	1830.3031	1796.65	Vérifier
Y-Y	1840.8022	1676.91	vérifier

IV.3.2.4 Vérification vis-à-vis des déplacements des niveaux :

Le RPA99/2003 art 5.10, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'Etage

Le déplacement relatif au niveau K de la structure donné par le RPA 99/2003 (ART4.43)

$$\Delta k = \delta k - \delta_{k-1}$$

$$\text{Avec } \delta k = R * \delta_{eK}$$

δ_{eK} = déplacement du aux forces sismiques F_i y compris l'effet de torsion

R=coefficient de comportement dynamique R=5

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant : SENS X-X

Tableau IV.7. Vérifications des déplacements relatifs sens X-X

étages	Ux (mm)	Sk (mm)	Sk-1(mm)	Dk (mm)	Hk (mm)	Dk/hk < 0,01	observation
E10	18,181	90,905	84,59	6,315	2890	0,00218512	vérifier
E9	16,918	84,59	75,545	9,045	2890	0,00312976	vérifier
E8	15,109	75,545	66,495	9,05	2890	0,00313149	vérifier
E7	13,299	66,495	56,765	9,73	2890	0,00336678	vérifier
E6	11,353	56,765	47,015	9,75	2890	0,0033737	vérifier
E5	9,403	47,015	37,045	9,97	2890	0,00344983	vérifier
E4	7,409	37,045	27,725	9,32	2890	0,00322491	vérifier
E3	5,545	27,725	18,525	9,2	2890	0,00318339	vérifier
E2	3,705	18,525	10,015	8,51	2890	0,00294464	vérifier
E1	2,003	10,015	3,285	6,73	2890	0,0034654	vérifier
RDC	0,657	3,285	0	3,285	2890	0,00113668	vérifier

Tableau IV.8. Vérifications des déplacements relatifs sens Y-Y :

étages	UY(mm)	Sk(mm)	Sk-1(mm)	Dk'(mm)	hk(mm)	Dk/hk <0,01	observation
E10	19,286	96,43	89,155	7,275	2890	0,0025173	vérifier
E9	17,831	89,155	80,61	8,545	2890	0,00295675	vérifier
E8	16,122	80,61	71,455	9,155	2890	0,00316782	vérifier
E7	14,291	71,455	61,455	10	2890	0,00346021	vérifier
E6	12,291	61,455	51,185	10,27	2890	0,00355363	vérifier
E5	10,237	51,185	40,53	10,655	2890	0,00368685	vérifier
E4	8,106	40,53	30,16	10,37	2890	0,00358824	vérifier
E3	6,032	30,16	19,95	10,21	2890	0,00353287	vérifier
E2	3,99	19,95	10,71	9,24	2890	0,00319723	vérifier
E1	2,142	10,71	3,42	7,29	2890	0,00252249	vérifier
RDC	0,684	3,42	0	3,42	2890	0,00118339	vérifier

Analyse des résultats :

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10 \quad (\text{Art : 5.9})$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi}) \quad (\text{Art : 5.9})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : hauteur d'étage (k)

Si $0,10 < \theta_k < 0,20$: Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

Si $\theta_k > 0,20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner.

Tableau IV.9. Vérification de l'effet P-Delta

			sens xx	sens xx	sens xx	sens yy	sensyy	sensyy	
étages	P	hk	VX	Dk	$\theta_k < 0,1$	VY	Dk	$\theta_k < 0,1$	
	kN	mm	kN	mm	mm	KN	mm	mm	Observation
E10	3249,0018	2890	362,3819	6,315	0,0196	364,8969	7,275	0,022414	Vérifier
E9	6422,3568	2890	591,8797	9,045	0,03396032	595,5166	8,545	0,03188708	Vérifier
E8	10696,8634	2890	829,4769	9,05	0,0403834	834,0831	9,155	0,04062633	Vérifier
E7	14971,3701	2890	1033,3263	9,73	0,04877969	1038,6995	10	0,04987395	Vérifier
E6	19328,7236	2890	1206,1355	9,75	0,05406471	1207,7947	10,27	0,05686993	Vérifier
E5	23686,0771	2890	1364,9563	9,97	0,05986482	1363,8244	10,655	0,064031	Vérifier
E4	28188,7593	2890	1505,3749	9,32	0,06038782	1506,9631	10,37	0,06712036	Vérifier
E3	32691,4416	2890	1627,046	9,2	0,06396232	1630,6044	10,21	0,07082937	Vérifier
E2	37254,956	2890	1728,6268	8,51	0,06346211	1733,9692	9,24	0,06869368	Vérifier
E1	41934,5451	2890	1801,2131	10,015	0,0806789	1810,1404	7,29	0,05843719	Vérifier
RDC	46677,8938	2890	1830,3031	3,285	0,0289885	1840,8022	3,42	0,03000768	Vérifier

La condition $\theta \leq 0,1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés

IV.3.2.5 Vérification de l'effort normale réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0,30 \quad (\text{Art : 7.1.3.3})$$

Avec : N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton

Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal réduit

étages	effort normal	section m ²	γ	Observation
E10	227,2193	0,105	0,086	vérifier
E9	393,2101	0,105	0,14	vérifier
E8	599,6057	0,1225	0,19	vérifier
E7	810,4302	0,1225	0,26	vérifier
E6	1023,9151	0,16	0,25	vérifier
E5	1239,9936	0,16	0,3	vérifier
E4	1462,5503	0,225	0,26	vérifier
E3	1687,7737	0,225	0,3	vérifier
E2	1920,6787	0,25	0,3	vérifier
E1	2161,0752	0,3025	0,28	vérifier
RDC	2408,709	0,36	0,29	vérifier

IV.5.conclusion:

L'étude au séisme de notre structure s'est faite par la méthode dynamique suite à non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente. La modélisation de notre structure s'est donc faite à l'aide du logiciel ETABS 2016.

Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu la non symétrie et le décrochement que présente la

structure pour la disposition des voiles.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure. Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- Δ).

IV.5.1. Dimensions finales des éléments structuraux :

Tableau IV.11 Dimensions finales des éléments structuraux

NIVEAUX	POTEAUX (cm ²)	Voiles (cm)	P.P	P.S
RDC	60*60	15	35*45	30*40
E1	55*55			
E2	50*50			
E3+E4	45*50			
E5+E6	40*40			
E7+E8	35*35			
E9+E10	30*35			

CHAPITRE

V

Introduction :

Une construction résiste aux charges gravitaires et sismique grâce à ses éléments porteurs Principaux, constitués de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux poutres) et les voiles. Pour cela, ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, ferrailés et bien disposés. Les éléments constructifs abordés dans ce chapitre sont :

- ❖ Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et aux efforts tranchants, donc elles sont Calculées à la flexion simple.
- ❖ Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments

Fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

V.1.Etude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS 2016, Combinée par les combinaisons les plus défavorables qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA99/2003 suivantes :

$$1.35G+1.5Q ; \quad G+Q ; \quad G+Q+E ; \quad G+Q-E ; \quad 0.8G+E ; \quad 0.8G-E$$

V.1.1 Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1):

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- ❖ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
- ❖ 4% en zone courante.
- ❖ 6% en zone de recouvrement.

V.1.2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2):

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 . s . b$

V.1.3.Sollicitations de calculs (poutres pp.ps) :

Calcul du moment réduit ultime :

Poutre principal : $b \cdot h = (45 \cdot 35)$

$M_t = 132.48 \text{ KN}$

poutre secondaire : $b \cdot h = (30 \cdot 40)$

$M_t = 107.9264 \text{ KN}$

$$M_a = 96.153 \text{ KN}$$

$$M_a = 52.657 \text{ KN}$$

V.1.3.1. Calcul ferrailage

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = (0.096.153 / (0.35 \cdot 0.42^2 \cdot 14.2)) = 0.1096$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2\mu_{bu})}) = 0.145$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.3956$$

$$A = \frac{0.096153}{0.3956 \cdot 348} = 6.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.5\% \cdot (b \cdot h) = 50 \cdot (0.35 \cdot 0.45) = 7.875 \text{ cm}^2$$

$$\text{En opte pour } 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

Tableau V.1 Ferrailages des poutres

Niveau	type	section	Endroit	M(KN)	V(KN)	A _{cal}	A _{min}	A _{adopt}	N ^{bre} de barre
RDC	P.P	35X45	Appuis	132.48	169.4641	9.88	7.875	10.18	4HA14+2HA16
			Travée	96.153		6.98		9.24	6HA14
	P.S	30X40	Appuis	107.9264	178.5193	9.36	7.875	6.79	6HA12
			travée	52.657		4.29		6.79	6HA12

V.1.3.2. Poutre principales :

Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

Poutres principales :

En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm} > A_{\text{adopté}}$ Condition vérifiée.

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 45 = 108 \text{ cm} > A_{\text{adopté}}$ Condition vérifiée.

V.1.3.3. Poutres secondaires :

En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \cdot 30 \cdot 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$ condition vérifié

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \cdot 30 \cdot 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$ condition vérifiée

• Les longueurs de recouvrement : Art (7.5.2.1). La longueur minimale de recouvrements est de :

$$\phi = 12 \text{ mm} : L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm Soit : } L_r = 50 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} : L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm Soit : } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} : L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm Soit : } L_r = 65 \text{ cm}$$

a) armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_{lmin}, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right)$$

Poutre principales :

$$\phi \leq \min(14, 12.85, 35) \text{ mm}$$

Poutre secondaires :

$$\phi \leq \min(12, 11.4, 30) \text{ mm}$$

Donc on prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$ At $\rightarrow 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ Soit : un cadre + un étrier de T₁₀ pour toutes les poutres**b) calcul des espacements armatures transversales :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t^{\min}\right)$$

-poutre principale :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}, 16.8\right) = 11.25 \text{ cm} \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \left(\frac{H}{2}\right) \quad S_t = 22.5 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

-poutre secondaire:

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 14.4\right) = 10 \text{ cm} \quad S_t = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \left(\frac{H}{2}\right) \quad S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

c) Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 1.575 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.575 \text{ cm}^2 < A = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée (P.P)}$$

$$A_{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 < A = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée (P.S)}$$

d) Vérification a L'ELU :

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_c) \leq A_{cal}$$

$$\text{Poutre principal : } A_{\min} = 1.77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} P.P = 1.77 \text{ cm}^2 \leq A_{calculé} \dots \dots \dots \text{condition Vérifier}$$

$$A_{min} P.S = 1.34 \text{ cm}^2 \leq A_{calculé} \dots \dots \dots \text{condition Vérifier}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifié.

V.2. Vérification des contraintes tangentielles :

$$\tau = \frac{V}{b \cdot d} \leq \tau = \min \left(\left(0.2 * \frac{25}{1.15} \right), 5 \text{ MPA} \right)$$

Tableau V.2 Vérification de l'effort tranchant :

Poutre	Vu	τ	τu	observation
Principales	169.4641	1.15	3.33	vérifier
secondaires	178.5193	1.60	3.33	vérifier

Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

-Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

En appuis :
$$A_l \geq \frac{1,15 \cdot V_u}{f_e}$$

En appuis intermédiaire :
$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \cdot \left[V_u + \frac{M_a}{0,9 \cdot d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutre	A_l (cm ²)	Vu(KN)	Ma(Kn.m)	$V_u * \gamma_s / f_e$	$(\gamma_s / f_e) * (v_u - (m_a / 0.9d))$	observé
Principales	10.18	169.4641	132.4843	4.87	-5.204	vérifie
Secondaires	6.79	178.5193	107.9264	5.13	-4.18	vérifie

V.2.1. Vérification a L'ELS :

- Etat limite d'ouvertures des fissures
- Aucun vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.
- Etat limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \cdot y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \cdot y - 15 \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul I: } I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y)^2 + A'_s \cdot (y - d')^2]$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.4. Vérification de la contrainte limite de béton a l'ELS :

	éléments	M _{ser}	Y _(cm)	I _(cm4)	σ _{bc}	σ _{bc(admis)}	observation
P.P	Travées	70.2763	14.82	142360	7.31	15	Vérifier
	appuis	103.0992	15.27	150643	10.5	15	Vérifier
P.S	travées	38.5065	12.81	80619	6.1	15	Vérifier
	appuis	51.5683	12.81	80619	8.2	15	Vérifier

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

$$\frac{ht}{L} > \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{ht}{L} > \frac{Mt}{10M_0} \dots \dots \dots (2)$$

$$\frac{ht}{L} > \frac{Mt}{10M_0} \dots \dots \dots (3)$$

Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres :

	h _t	B(cm)	L(m)	A _s (cm ²)	H _t /L	M _t /(10*M ₀)	A _s /(b*d)	4.2/f _c
P.P	45	35	5.5	10.18	8.082	0.072	0.0069	0.01
P.S	40	30	5.9	6.79	0.068	0.048	0.0061	0.01

$\frac{ht}{L} > \frac{1}{16}$	$\frac{ht}{L} > \frac{Mt}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b*d} \leq 4.2 f_c$
Vérifiée	vérifiée	vérifiée
Vérifiée	vérifiée	vérifiée

V.2.2.Schémas de ferrailage des poutres :

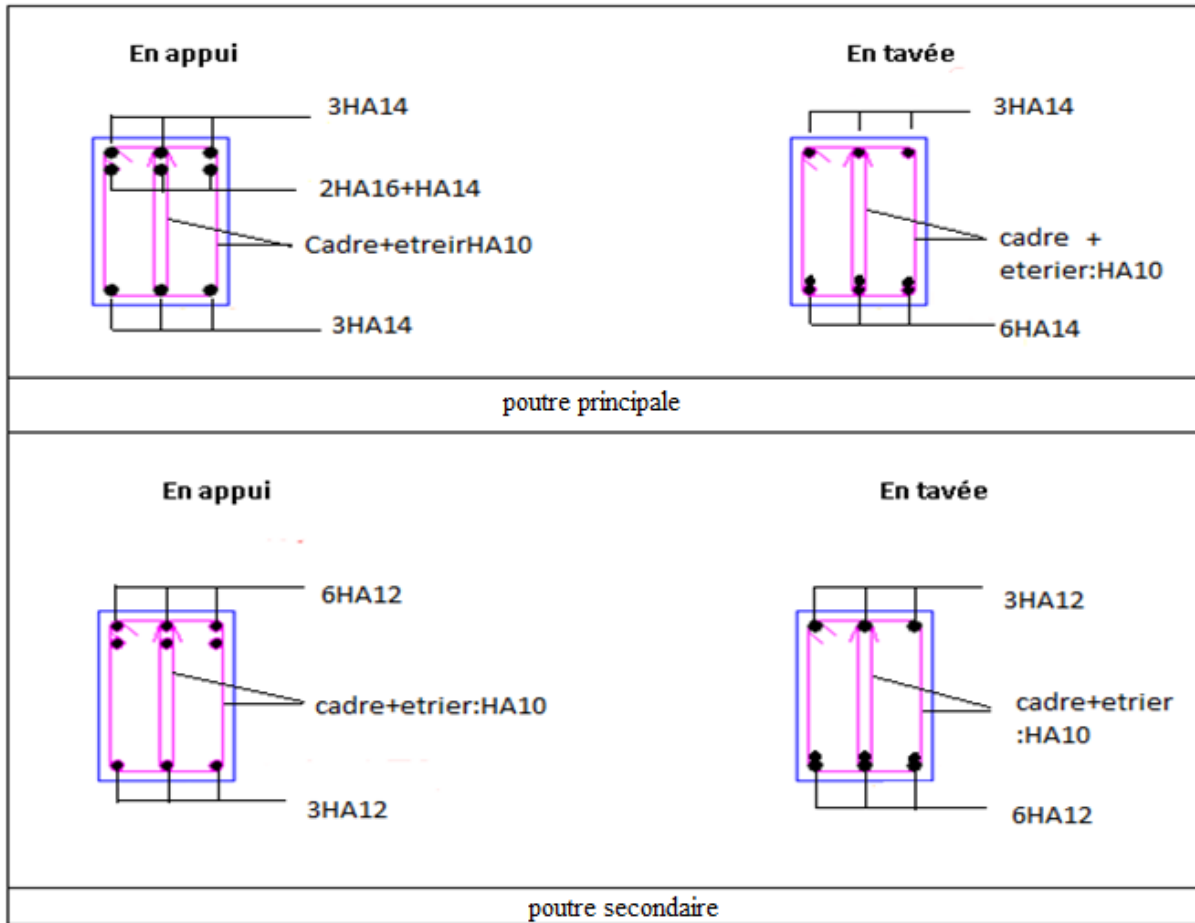


Figure.V.1. ferrailage des poutres principales, secondaire

V.3. ETUDES DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel Etabs 2016 dans l'ordre suivant :

$1,35G + 1,5Q$	$G + Q \pm Ey$
$G + Q$	$0,8 G \pm Ex$
$G + Q \pm Ex$	$0,8 G \pm Ey$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

$(N_{max} \rightarrow M_{corr}) ; (N_{min} \rightarrow M_{corr}) ; (M_{max} \rightarrow N_{corr})$

a) Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0,8 \% b_1 \cdot h_1$ en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - 4 % en zone courante
 - 6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. [1]

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.I

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau

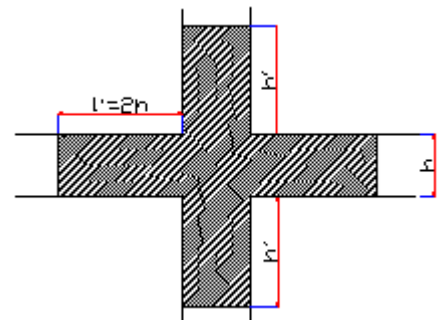


Figure.V.2. Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau	A_{\min} RPA (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{\max} (cm ²)
			courante	Recouvrement
RDC	60*60	28.8	144	216

1 ^{er}	55*55	24.2	121	181.5
2 ^{eme}	50*50	20	100	150
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	45*50	18	90	135
5 ^{eme} et 6 ^{eme}	40*40	12.8	64	96
7 ^{eme} et 8 ^{em}	35*35	9.8	49	73.5
9 ^{eme} et 10 ^{eme}	30*35	8.4	42	63

V.3.1. sollicitation :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel **Etabs 2016** dans la modélisation au chapitre étude dynamique. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant:

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	2408.709	90.0861	113.7745	1461.2641	545.5108	98.6496
1^{er}	2161.0752	62.7037	117.9073	1238.5666	461.033	79.6479
2^{eme}	2573.1963	22.7718	109.4436	996.929	350.5732	69.3018
3^{eme} et 4^{eme}	1687.7737	50.3086	105.7306	600.6225	248.8859	62.5454
5^{eme} et 6^{eme}	1239.9936	38.5247	92.2107	589.4217	109.9184	36.4542
7^{eme} et 8^{em}	810.4302	26.6125	71.0597	321.6371	29.9083	23.3709
9^{eme} et 10^{eme}	393.2847	16.0131	54.1088	175.0857	24.3943	2.8804

Tableau V.7. Sollicitation des poteaux

V.3.2. Ferrailage des poteaux :

V.3.2.1. Les armatures longitudinales :

Les poteaux sont ferrailés par le minimum donné par le RPA en zone IIa, et cela après comparaison des résultats de ferrailage donnée par des sollicitations maximales calculées à l'aide de logiciel Etabs .

a) Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau rectangulaire le plus sollicité du RDC et 1ere étage, avec les sollicitations suivantes :

$$- N_{max} = 2408.709KN \quad M_{cor} = 90.0861NK.m$$

$$-M_{\max} = 113.7745 \text{ kN.m} \quad N_{\text{cor}} = 1461.2641 \text{ KN}$$

$$N_{\min} = 545.5108 \text{ KN} \quad M_{\text{cor}} = 98.6496 \text{ KN.m}$$

- Calcul sous N_{\max} et M_{cor} (ELU) :

$$d = 0.55 \text{ m}; d_0 = 0.05 \text{ m}$$

$$N = 2408.709 \text{ KN (de compression)}$$

$$M = 90.0861 \text{ KN.m} \Rightarrow e_G = M/N = 0.037 \text{ m}$$

$e_G < h/2 = 0.60/2 = 0.3 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - MA \geq (0.337h - 0.81d_0)b \cdot h \cdot f_{bu} \dots\dots\dots 1$$

$$N(d-d_0) - MA = 2.408 \cdot (0.55 - 0.05) - 0.692 = 0.512$$

$$(0.337h - 0.81d_0)b \cdot h \cdot f_{bu} = (0.337 \cdot 0.6 - 0.81 \cdot 0.05) \cdot 0.6 \cdot 0.6 \cdot 14.2 = 0.862$$

$$MA = M + N \times (d - h/2) = 90.0861 + 2408.709 \times (0.55 - 0.60/2) = 692 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 2408.709 \times 10^{-3} \times (0.55 - 0.05) - 692 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.6 \times 0.60 \times 14.2$$

$$0.512 \geq 0.826 \text{ non vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = (0.692 / (0.6 \cdot 0.55^2 \cdot 14.2)) = 0.26849$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2\mu_{bu})}) = 0.398$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.462$$

$$A_1 = \frac{0.692}{0.462 \times 348} = 43.041 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.304 \cdot 10^{-3} - 6.92 \cdot 10^{-3} = -2.616 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 \leq 0 \quad A_s = 0$$

$$A_{\min} = 0.5\% \cdot (b \cdot h) = 50 \cdot (0.35 \cdot 0.45) = 18 \text{ cm}^2$$

En opte pour 6HA14 = 9.24 cm²

calcul sous M_{\max} et N_{corr} (G+Q+E_Y) :

$$d = 0.55 \text{ m}; d_0 = 0.05 \text{ m}$$

$$N = 1461.261 \text{ KN}$$

$$M = 113.7745 \text{ KN.m} \Rightarrow e_G = M/N = 0.077\text{m}$$

$e_G < h/2 = 0.60/2 = 0.3\text{m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - MA \geq (0.337h - 0.81d_0)b.h. f_{bu} \quad (I)$$

$$N(d-d_0) - MA = 1.46126 \times (0.55 - 0.05) - 0.479 = 0.2515$$

$$(0.337h - 0.81d_0)b.h. f_{bu} = (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.05) \times 0.6 \times 0.6 \times 18.47 = 1.075$$

$$MA = M + N \times (d - h/2) = 113.7745 + 1461.2641 \times (0.55 - 0.60/2) = 479.09 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 1461.2641 \times 10^{-3} \times (0.55 - 0.05) - 479.09 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.6 \times 0.60 \times 18.47$$

$$0.2515 \geq 1.075 \text{ non vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{Mt}{b.d^2.f_{bu}} = 0.1429$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2\mu_{bu})}) = 0.193$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.507$$

$$A_l = \frac{0.47909}{0.507 \times 400} = 23.62 \text{ cm}^2 \quad A_s = 0$$

Calcul sous N_{\min} et $M_{\text{corr}} (0.8G + E_y)$:

$$d = 0.55\text{m}; d_0 = 0.05\text{m}$$

$$N = 545.5108 \text{ KN}$$

$$M = 98.6496 \text{ KN.m} \Rightarrow e_G = M/N = 0.18\text{m}$$

$e_G < h/2 = 0.60/2 = 0.3\text{m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

b) Vérifications nécessaires :

$$N(d-d_0) - MA \geq (0.337h - 0.81d_0)b.h. f_{bu} \quad (I)$$

$$N(d-d_0) - MA = 545.5108 \times (0.55 - 0.05) - 0.235 = 0.0377$$

$$(0.337h - 0.81d_0)b.h. f_{bu} = (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.05) \times 0.6 \times 0.6 \times 18.47 = 1.075$$

$$MA = M+N \times (d-h/2) = 98.6496 + 545.5108 \times (0.55 - 0.60/2) = 235 \text{ KN.m}$$

$$545.5108 \times 10^{-3} \times (0.55 - 0.05) - 98.6496 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.6 \times 0.60 \times 18.47$$

$$0.0377 \geq 1.075 \text{ non vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.070$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2\mu_{bu})}) = 0.090$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.532$$

$$A_l = \frac{0.235}{0.532 \times 400} = 11.04 \text{ cm}^2 \quad A_s = -2.59 \text{ cm}^2 \quad A_s = 0$$

Tableau V.8 Ferrailage RDC et 1ere étage

section	niveau	AS (cm ²)	A min	A adopté	barres
60*60	RDC	-26.1	28.8	32.17	16HA16
55*55	1 ^{er}	-23.1	24.2	26.51	12HA14+4HA16
50*50	2 ^{eme}	-20.02	20	24.63	16HA14
45*50	3 ^{eme} et 4 ^{eme}	-19.15	18	18.47	12HA14
40*40	5 ^{eme} et 6 ^{eme}	-18.46	12.8	13.57	12HA12
35*35	7 ^{eme} et 8 ^{em}	-15.36	9.8	12.32	8HA14
30*30	9 ^{eme} et 10 ^{eme}	-12.24	8.4	9.05	8HA12

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (\text{Art : 7.4.2.2})$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de Rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la

direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espace des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ Dans la zone nodale $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa
- ✓ Dans la zone courante $t' \leq 15\phi_l$ en zone IIb et III

Où : ϕ_l Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau. [1]

c) La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En % est donnée comme suit :

- ✓ $A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- ✓ $A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elencement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right);$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Tableau V.9 Armatures transversales des poteaux

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	Etage 2	Etages 3 et4	Etages 5 et 6	Etage 7et8	Etage 9et10
Section (cm ²)	60*60	55*55	50*50	45*50	40*40	35*35	30*30
ϕ_l^{\max} (cm)	1.6	1.6	1.4	1.4	1.2	1.4	1,2
ϕ_l^{\min} (cm)	1.6	1.4	1.4	1.4	1.2	1,4	1,2
l_f (cm)	309.4	202.3	202.3	202.3	202.3	202.3	202.3
λ_g	5.15	3.678	4.046	4.49	5.05	5.78	6.74
Vu (KN)	85.128	75.91	75.54	75.31	65.60	49.85	39.14
l_r (cm)	64	64	56	80	48	56	48
S_t zone nodale (cm)	15	10	10	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	20	20	20	20	15	20	15
A_t (cm ²)	1.77	1.29	1.42	1.76	1.17	1.038	0.978
A_t^{\min} (cm ²)	3.6	4.4	4	3.6	1.2	1.05	0.9
A_t adopté (cm ²)	4.71	4.71	4.71	4.71	3,02	1.41	1.41
Nbre de barres	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA8	5HA6	5HA6

V.3.3.Vérification au flambement :

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

$$B_r \geq B_r^{\text{calculé}} = \frac{Nu}{\alpha} \times (1 / (fc28 \cdot 0.9 \times \gamma_b + fe \cdot 100 \times \gamma_s))$$

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé :

Tableau V.10 Vérification au flambement

NIVEAU	Section	L ₀ (m)	L _f (m)	λ	α	Nu(KN)	B _r	B _r ^{calculé}	OBS
RDC	60*60	4.42	3.094	17.84	0.808	2408.709	0.3364	0.135	vérifier
Etage1	55*55	2.89	2.023	12.72	0.828	2561.0752	0.2809	0.1186	vérifier
Etage2	50*50	2.89	2.023	13.99	0.823	2573.1963	0.2304	0.142	Vérifier

Etage3+4	45*50	2.89	2.023	15.62	0.817	1687.7737	0.2064	0.817	Vérifier
Etage 5+6	40*40	2.89	2.023	17.49	0.809	1239.9936	0.1444	0.0696	Vérifier
Etage 7+8	35*35	2.89	2.023	19.99	0.797	810.4302	0.1089	0.0462	vérifier
Etage 9+10	30*30	2.89	2.023	23.33	0.780	393.2847	0.0784	0.0229	vérifier

On remarque que $Br < Br^{\text{calculé}}$ pour tous les niveaux de notre structure, donc il n'y pas de risque de flambement

V.3.4.Vérification des contraintes de compression :

Etant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités a chaque niveau, a la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \cdot v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \cdot (v^3 + v'^3) + 15 \cdot A'_s \cdot (v - d')^2 + 15 \cdot A_s \cdot (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \cdot (v^3 + v'^3) + 15 \cdot A_s \cdot (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \cdot \left(\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d \right)$$

$$\text{Et } d = 0,9h \quad v' = h - v$$

$$B = b \cdot h + 15 \cdot A_s$$

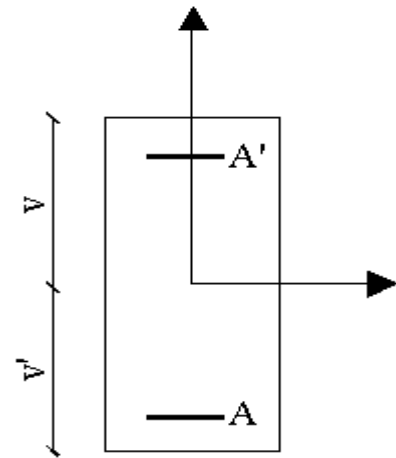


Figure.V.3. disposition des armateurs

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Tableau.V.11 Vérification des contraintes de compression

Niveau	RDC	Etage 1	Etage 2	Etage3et4	Etage 5et6	Etage 7et8	Etage 9et10
Section	60*60	55*55	50*50	45*50	40*40	35*35	30*30
D (cm)	55	50	45	45	35	30	25
A cm ²	32.17	26.51	24.63	18.47	13.57	12.32	9.05
V cm	32.95	30.114	27.57	27.19	21.69	19.13	16.31
V' cm	27.05	24.886	22.43	22.81	18.31	15.87	13.69
I _{yy} ' m ⁴	0.01345	0.00999	0.00649	0.005674	0.002167	0.00214	0.001138
N ^{ser} (KN)	2346.039	2103.0721	1869.189	1643.3359	1210.010	792.311	382.5023
M ^{ser} (KN.m)	4.6429	18.3065	16.5075	18.2667	13.4182	11.9465	11.9386
M _{g^{ser}} (KN.m)	73.85	73.28	64.54	54.255	33.59	24.86	16.24
σ _{bc1} (Mpa)	7.555	8.35	9.256	9.78	10.07	7.84	6.02
σ _{bc2} (Mpa)	4.26	4.318	4.2828	4.338	3.87	3.77	2.25
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15
Observé	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

V.3.5.Vérification aux des sollicitations tangentes :

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tous les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau V.12 :

Tableau V.12 Vérification des sollicitations tangentes

NIVEAU	Section	L _f (m)	λ	P _d	d(cm)	V(KN)	τ	τ _{adm}	Obs
RDC	60*60	3.094	17.84	0.075	55	54.75	0.166	1.875	Vérifier
Etage1	55*55	2.023	12.72	0.04	50	75.54	0.274	1	Vérifier

Etage2	50*50	2.023	13.99	0.04	45	75.91	0.337	1	Vérifier
Etage3+4	45*50	2.023	15.62	0.04	45	75.31	0.371	1	Vérifier
Etage 5+6	40*40	2.023	17.49	0.075	35	65.60	0.467	1.875	Vérifier
Etage 7+8	35*35	2.023	19.99	0.075	30	49.85	0.474	1.875	Vérifier
Etage 9+10	30*30	2.023	23.33	0.075	25	39.14	0.521	1.875	Vérifier

V.3.6. Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux,

le RPA99 (Art.762) exige que : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à

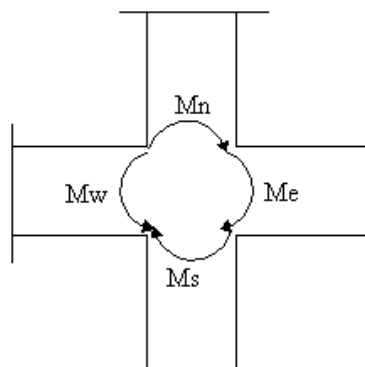


Figure.V.4 zone nodales

V.3.7. Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$M_R = Z \cdot A_s \cdot \sigma_s$ Avec : $Z = 0.90 \cdot h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-

Tableau.V.13 Moment résistant dans les poteaux

niveau	section	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (kn.m)
RDC	60*60	54	32.17	604.538
Etage1	55*55	49.5	26.51	456.661
Etage2	50*50	45	24.63	385.705
Etage3+4	45*50	45	18.47	289.2402
Etage 5+6	40*40	36	13.57	170.004
Etage 7+8	35*35	31.5	12.32	135.051
Etage 9+10	30*30	27	9.05	85.033

V.3.8.Les moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux

Les résultats de calculs sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales.

Tableau.V.14 Vérification de la zone nodale :

Niveau	M _N (KN.m)	M _s (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _n + M _s (KN.m)	1,25*(M _w +M _e) (KN.m)	Observé
RDC	604,24	604,24	85,15	143,41	1208,48	250,58	Vérifiée
ETAGE 1	456,43	604,24	85,15	143,41	1060,67	250,58	Vérifiée
ETAGE 2	385,51	456,43	85,15	143,41	841,94	250,58	Vérifiée
ETAGE 3	289,10	456,43	85,15	143,41	745,53	250,58	Vérifiée
ETAGE4	289,10	377,41	85,15	143,41	666,51	250,58	Vérifiée
ETAGE5	170,00	377,41	85,15	143,41	547,41	250,58	Vérifiée
ETAGE6	170,00	385,50	85,15	143,41	555,50	250,58	Vérifiée
ETAGE 7	135,05	385,50	85,15	143,41	520,55	250,58	Vérifiée
ETAGE8	135,05	289,10	85,15	143,41	424,15	250,58	Vérifiée
ETAGE 9	85,03	289,10	85,15	143,41	374,13	250,58	Vérifiée
ETAGE10	85,03	170,02	85,15	143,41	255,05	250,58	Vérifiée

V.3.9. Schéma de ferrailage des poteaux :

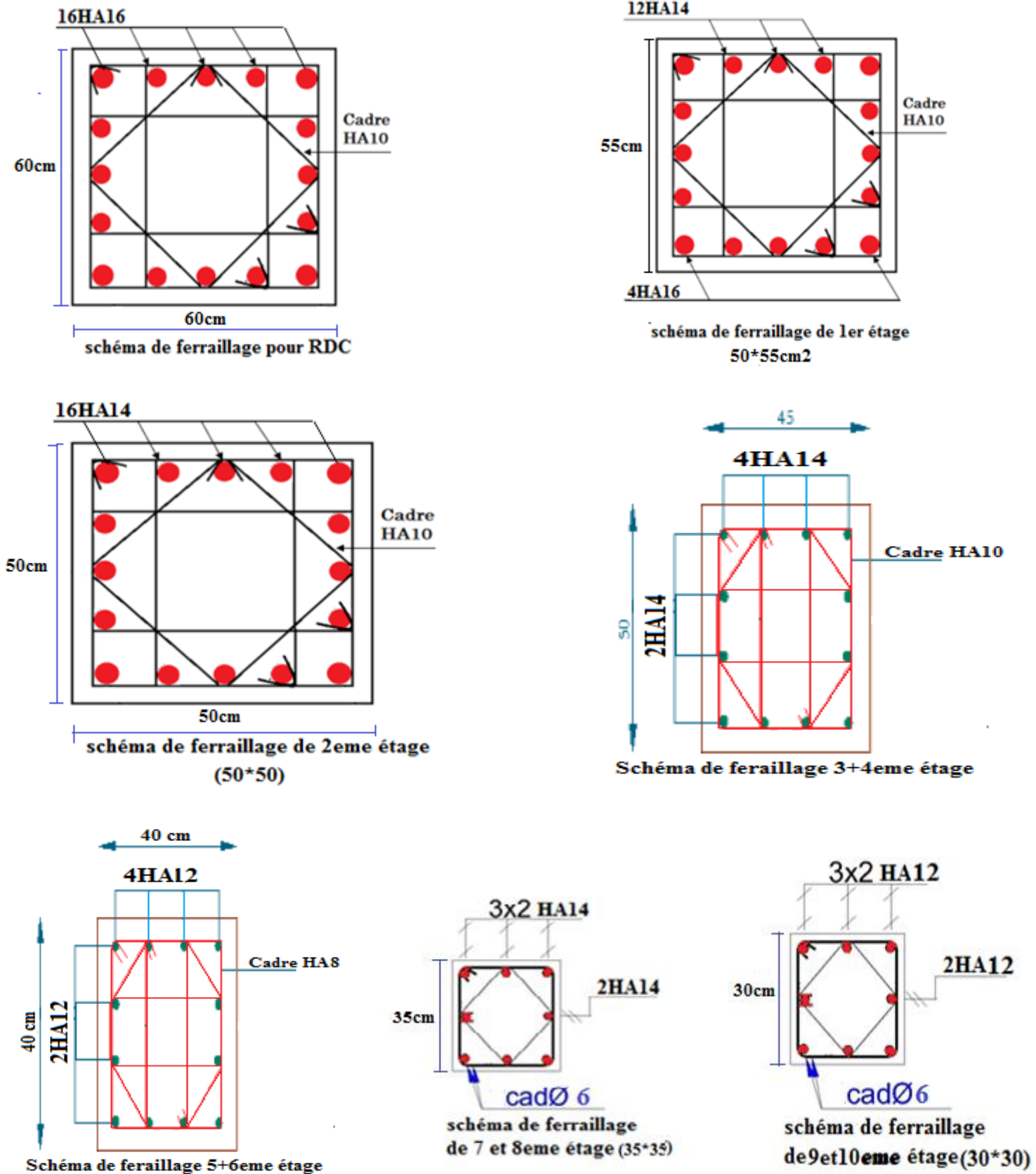


Figure.V.5 schéma de ferrailage des poteaux

CONCLUSION :

La vérification des zones nodales est justifiée donc les roules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

V.4. Etude des voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

V.4.1. Définition :

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), Les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan.

Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travail comme une console encastré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont un comportement différent :

- ✓ Voiles élancés : $(\frac{h}{l} > 1,5)$
- ✓ Voiles courts : $(\frac{h}{l} < 1,5)$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de ruptures dans un voile élancé causé par ces sollicitations :

- ✓ Rupture par flexion
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.4.2. Recommandation du RPA :**a) Armatures verticales :**

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} = 0,2 \cdot L_t \cdot e$

L_t : Longueur de la zone tendue. e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont

l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).

- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

b) Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants,

Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

d) Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

e) Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1,4 \cdot V_u$$

F) Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0,15\% b \cdot h \dots \dots \dots \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0,10\% b \cdot h \dots \dots \dots \text{dans la zone courante.}$$

- $\phi_l \leq \frac{1}{10} e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement : $s_t = \min(1,5a; 30\text{cm})$;

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.3. Le ferrailage :**a) Les armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($b \times h$) a section trouvée (A) sera répartie sur toute la moitié de la section en respectant toujours les recommandations du RPA99, addenda 2003

b) Les armatures horizontales :

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau - 0,3 \cdot f_{tj} \cdot k}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

Les résultats de ferrailages seront récapitulés dans le tableau ci-après où :

$A_v^{\min} / \text{voile}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$$(A_{\min} = 0,15\% b \cdot l)$$

$A_v^{\text{calculée}} / \text{face}$: Section d'armature calculée pour une seule face de voile.

$A_v^{\text{adoptée}} / \text{face}$: Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement.

$A_h^{\min} / \text{voile}$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet ($A_{\min} = 0,15\% b \cdot l$)

$A_h^{\text{calculée}} / \text{face}$: Section d'armature calculée ($A_v^{\text{adoptée}} / 4$).

$A_h^{\text{adoptée}} / \text{ml}$: Section d'armature adoptée pour un mètre linière.

$N^{\text{bre}} / \text{ml}$: Nombre de barres adopté par un mètre linière.

Nous présentons ici un exemple de calcul de ferrailage pour le voile Vx :

Tableau V.15 : sollicitations max de calcul dans les voiles VX=1.5m

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		Vd(KN)
	N(KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	1452.0289	38.3688	412.1001	735.275	328.361	40.0502	190.6736
+1^{er}+2^{eme}				9	4		

3^{eme} et 4^{eme} et 5^{eme} et 6	1264.9846	34.6615	195.6017	323.733	69.5841	37.5777	154.0337
				2			
7^{eme}+8^{eme}+ 9^{eme}+10^{eme}	754.8151	40.8294	137.0037	96.7422	45.6445	42.9668	118.6642

Les autres voiles sont calculés de la même manière.

Données : $L = 1.5 \text{ m}$; $e = 0.15 \text{ m}$; $d = 1.45 \text{ m}$; $d' = 0.05 \text{ m}$.

$$N_{\max} = 1452.0289 \text{ KN (traction)} \quad M_{\text{cor}} = 38.3688 \text{ KN}$$

Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :

$eG = M/N = (38.3688/1452.0289) = 0.026 < L/2 = 0.75 \text{ m} \rightarrow$ N Effort de traction et 'c' le centre de pression est à l'intérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

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

$$\text{On a : } M_{ua} = M_{UG} + Nu(d - (h/2)) = 38.3688 \times (10^{-3}) + 1452.0289 \times 10^{-3} \times (1.45 - 0.075)$$

$$\rightarrow M_{ua} = 1.0547 \text{ MN. m}$$

$$Nu(d - d') - M_{ua} = 1452.0289 \times 10^{-3} \times (1.45 - 0.05) - 1.0547 = 0.978$$

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

$$\text{On a : } M_{ua} = M_{UG} + Nu(d - (h/2)) = 38.3688 \times (10^{-3}) + 1452.0289 \times 10^{-3} \times (1.45 - 0.075)$$

$$\rightarrow M_{ua} = 1.0547 \text{ MN. m}$$

$$Nu(d - d') - M_{ua} = 1452.0289 \times 10^{-3} \times (1.45 - 0.05) - 1.0547 = 0.978$$

$$(0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = (0.337 \times 1.5 - 0.81 \times 0.05) \times 0.2 \times 1.4 \times 14.2 = 1.4856$$

Donc $0.978 < 1.4856 \rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = M_{ua} / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 1.0574 / (0.15 \times 1.45^2 \times 14.2) = 0.2355 < \mu_l = 0.372$$

$$\rightarrow A' = 0 \quad \alpha = 0.3408 ; z = 1.25 \text{ m} \rightarrow A_1 = M_{ua} / z \times f_{st} = 24.2 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - Nu / f_{st} = 24.2 - (14.52 \times 10^{-4} / 348) \rightarrow \text{soit } A_s = -17.47 \text{ cm}^2$$

V.4.4. Voile V_y :

Tableau V.16 : sollicitations max de calcul dans les voiles $V_y=1m$

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC +1 ^{er} +2 ^{eme}	1197.1148	105.4758	105.4758	1197.114	14.1727	100.7845	75.9114
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et5 ^{eme} et 6	912.642	36.1042	87.0494	356.4939	138.5067	59.085	85.366
7 ^{eme} +8 ^{eme} +9 ^e +10 ^{eme}	556.5354	42.4125	83.0913	265.7316	27.7134	24.3682	83.2497

Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} lt = (\sigma_{min} \times L) / (\sigma_{max} + \sigma_{min}) \\ lc = L - 2lt \end{array} \right.$$

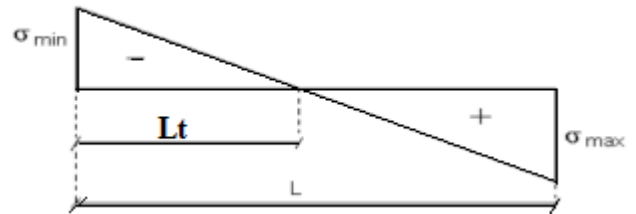


Figure V.6. Schémas des contraintes.

lt : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile)

lc : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile)

$$\sigma = N / S \pm M / I \times V$$

$$\sigma_1 = N / S + M / I \times V = 6.62 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = N / S - M / I \times V = 6.28 \text{ MPA}$$

$$lt = \frac{6.28 \times 1.5}{6.28 + 6.62} = 0.2265 \text{ m}, \quad lc = 1.5 - 2 \times 0.2265 = 1.047 \text{ m}$$

a) Armatures minimales en zone tendue et zones comprimée (courante) :

$$A_{min}^{Z.T} = 0.2\% \times (e \times l) = 0.2\% \times 0.15 \times 0.2265 = 0.6795 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{Z.C} = 0.1\% \times (e \times l) = 0.1\% \times 0.15 \times 1.047 = 1.57 \text{ cm}^2$$

b) Armatures minimales dans tout le voile

Selon le RPA99/V2003, on a : $A_{min} = 0.1\% \times (e \times l) = 0.15\% \times 0.15 \times 1.5 = 3.375 \text{ cm}^2$

c) Armatures horizontales :

$$V_{max} = 190.6736 \text{ KN} \quad A_h = \frac{\tau_u \times e \times S}{0.8 f_e} \quad \tau_u = \frac{1.4 \times v}{e \times d} \quad s \leq \min(1.5 \times e, 30 \text{ cm})$$

$$\tau_u = 1.227 \text{ MPa} \quad s \leq \min(22.5 \text{ cm}, 30 \text{ cm}) \quad s = 20 \text{ cm}$$

$$A_h = \frac{1.227 * 0.15 * 0.2}{0.8 * 400} \quad A_h = 1.15 \text{ cm}^2 \quad A^{\text{adopt}} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

V.4.5. Ferrailage de voile selon l'axe x :

Tableau V.17 . Ferrailage du voile Vx

Niveau	RDC+1 ^{er} +2 ^{eme}	2,3,4,5 et 6 ^{eme} étage	7,8,9 et 10 ^{eme} étage
Section (cm ²)	0.15x1.5	0.15x1.5	0.15x1.5
N (KN)	1452.0289	1264.9846	745.8151
M (KNm)	38.3688	34.6615	40.8294
V (KN)	190.6736	154.0337	118.6642
τ_u (MPa)	1.227	0.9912	1.21
τ_u^{bar} (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	17.47	15.69	9.47
Lt	0.2265	0.261	0.34
Lc	1.047	0.977	0.8166
$A_{\text{min}}^{\text{Z.T}}$ (cm ²)	0.6795	0.783	1.02
$A_{\text{min}}^{\text{Z.C}}$ (cm ²)	1.57	1.4655	1.2249
A_v adoptée (cm ²)	18.10	15.83	10.21
St (cm)	20	20	20
Nombre de barre	16HA12	14HA12	13HA10
A_h^{cal} (cm ²)	1.15	1.045	1.27
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.45	0.45
$A_h^{\text{adopté}}$ (cm ²)	1.57	1.57	1.57
N ^{bre}	2HA10	2HA10	2HA10
St (cm)	20	20	20

V.4.6. Ferrailage de voile selon l'axe y :

Tableau V.18 : Ferrailage du voile Vy

Niveau	RDC+1 ^{er} +2 ^{eme}	2,3,4,5 et 6 ^{eme} étage	7,8,9 et 10 ^{eme} étage
Section (cm ²)	0.15x1	0.15x1	0.15x1
N (KN)	1197.1148	912.642	556.5345
M (KN.m)	105.4758	36.1042	42.4125
V (KN)	75.9114	85.366	83.2497
τ_u (MPa)	0.74	0.839	0.817
τ_u^{bar} (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	9.64	10.61	6.33

Lt	0.117	0.158	0.25
Lc	0.883	0.684	0.5
A_{min}(cm²)(z.t)	0.348	0.474	0.75
A_{min}(cm²)(z.c)	1.3245	1.026	0.75
A_v adoptée (cm²)	10.18	11.31	7.85
St (cm)	20	20	20
N^{mbr} de barre/face/ml	9HA12	10HA12	10HA10
Ah cal (cm²)	1.15	0.884	0.86
Ah min (cm²)	0.6	0.45	0.45
Ah adopté (cm²)	1.57	1.01	1.01
N^{bre}	2HA10	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20

V.4.7. Schéma de ferrailage de voile Vx:

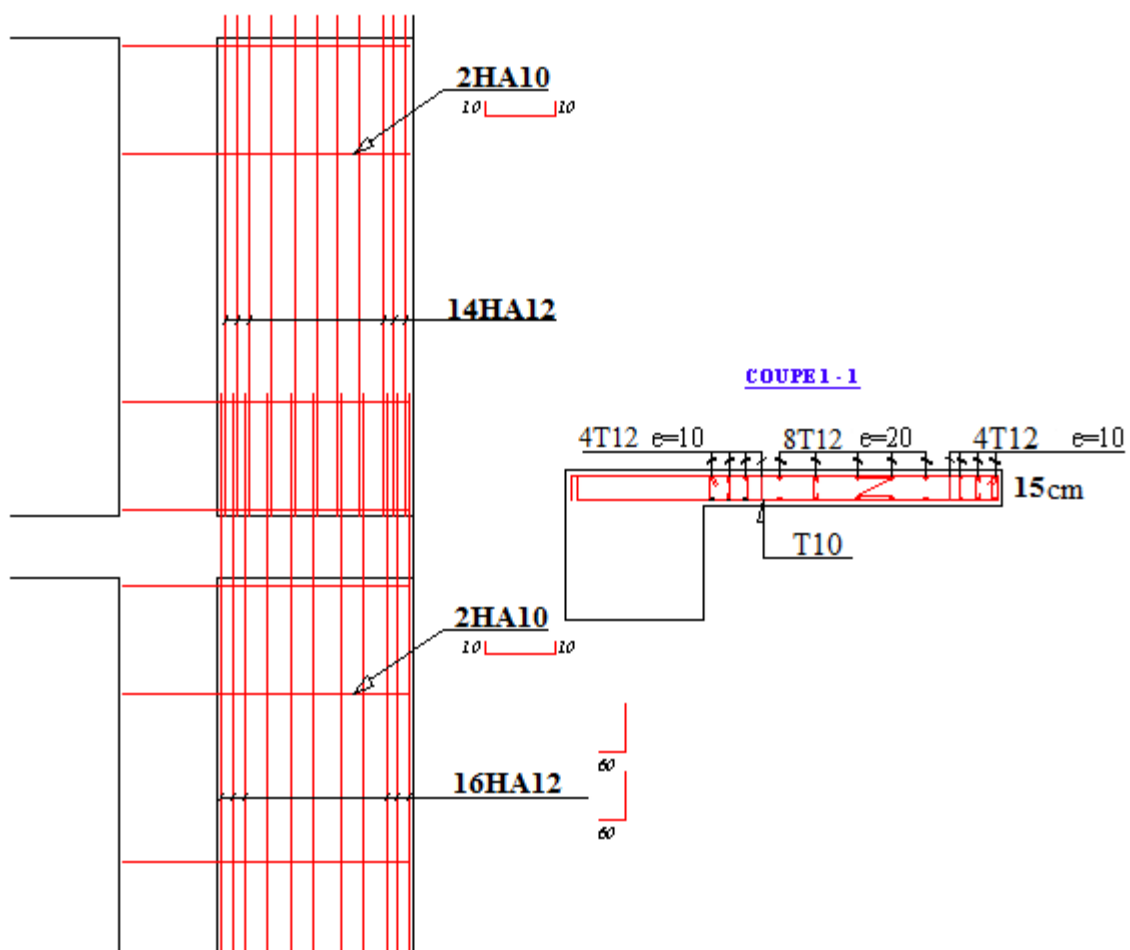


Figure.V.7 Schéma de ferrailage de voile Vx

CHAPITRE

VI

Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la super structure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Vu la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, il nous est recommandé des fondations superficielles, ancrées à partir de $D=1,5$ m de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel et de prendre comme contrainte admissible égale à 2,00 bars.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes:

- La capacité portante du sol
- La charge à transmettre au sol
- La dimension des trames
- La profondeur d'ancrage

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes

Fondation profonde (semelle sous pieux)

VI. Etude des fondations

VI.1. Combinaisons de calcul

D'après le **RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées, sous les combinaisons suivantes :

$$-G + Q \pm E$$

$$-0.8G \pm E$$

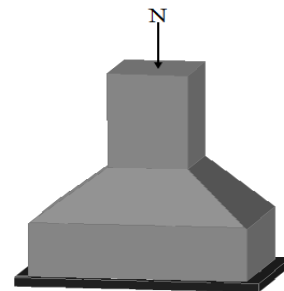


Figure.VI.1. Semelle isolée

VI.2. Vérification de la semelle isolée

En premier lieu, on propose des semelles isolées donc la vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots 1$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N : l'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel **ETABS 2016**

On a : $N_{ser} = 2346.039 \text{ KN}$

S : surface d'appui de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2,00 \text{ bars}$

On adoptera une semelle homothétique :

$$B^2 = \frac{2346.039}{200} = 11.73 \text{ m} \longrightarrow \mathbf{B=3.42 \text{ m}}$$

D'après le résultat, on remarque qu'il Ya un chevauchement entres les Semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux Sens donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas

VI.3. Vérification de la semelle filante

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes Combinaisons en utilisant le logiciel **ETABS 2016**, pour déduire les efforts normaux situés sous les files des portiques

Tableau VI.1. Efforts des poteaux

File de portique	1	2	3	4	5	6
Efforts	1676.1243	2012.4148	2064.4609	1935.3097	2346.039	1358.8891

D'après les résultats du tableau précédent on constate que la file numéro 2 est le plus sollicitée.
Données : $L = 22.7 \text{ m}$; $N = 11393.2414 \text{ KN}$; $\bar{\sigma}_{sol} = 2,00 \text{ Bars}$

Calcul de la largeur B:

$$B \geq \frac{13393.24}{200 \cdot 22.7} = 2.5 \text{ m}$$

$$S = 22.7 \cdot 2.5 = 56.75 \text{ m}^2 \quad S(\text{structure}) = (21.6 \cdot 22.7)$$

VI.3.1. Pré dimensionnements :

La hauteur totale de la semelle:

$$H \geq \frac{B - b}{4} + 0.05$$

$$H \geq \frac{2.5 - 0.05}{4} + 0.05 = 0.6625 \text{ m}$$

VI.3.2 Vérification de la contrainte dans la semelle Filante :

$$N_s = [(S \cdot H) + (1 \cdot a \cdot b) \cdot \partial] \quad N_s = 9949.75 \text{ KN}$$

$$N_s = [(56.966 \cdot 0.6625) + (0.6 \cdot 0.6)] \cdot 25 = 949.75 \text{ KN}$$

$$\partial_{st} = \frac{N_i + N_s}{S_s} = \frac{941.75 + 11393.2415}{56.966} = 216.67 \text{ KPA}$$

$$\partial_{st} = 216.67 > 200 \text{ KPA}$$

Conclusion: on opte pour un radier

VI.4. Etude d'un Radier

Le radier fonction comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les piliers de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

VI.4.1. Pré dimensionnement :

VI.4.1.1. Condition de coffrage:

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$$

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{max} = 662 \text{ cm}$$

En remplaçant dans la relation (1) on obtient :

$$h_r \geq 662/20 \quad , \quad h_r = 33.1 \text{ cm}$$

$$h_t \geq 662/10 \quad , \quad h_t = 66.2 \text{ cm}$$

VI.4.1.2. La condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{4} L_e \geq L_{max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{k \cdot b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K= 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

On a : $L_e \geq 1.044 \text{ m}$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- La hauteur de la nervure $h_t = 66.2 \text{ cm}$
- La hauteur du radier $h_r = 31 \text{ cm}$.

VI.4.1.3.Surface du radier :

$N_s = 46677.8933 \text{ KN}$ (Poids total transmis par la superstructure a l,ELS).

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$S_{\text{rad}} \geq 233.389 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment $S_{\text{bât}} = 22,7 * 21.6 = 490.32 \text{ m}^2$

Alors la surface de radier égale à la surface de bâtiment.

VI.4.2.Vérification des contraintes dans le sol :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

- Dans le sens xx :

$$\sigma_{\sigma_{1,2}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y \cdot X}{I_y}$$

Avec :

N: poids totales de la structure

M_y : Moment sismique à la base

$N=40137.0398 \text{ KN}$ $M_x=509127.0375 \text{ KN.m}$ $M_y=510436.8625 \text{ KN.m}$

Sens X-X

$$\sigma_1 = \frac{40.13703}{490.32} + \frac{509.12703}{11683.82} = 0.1255 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = \frac{40.13703}{490.32} - \frac{509.12703}{11683.82} = 0.0385 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{[(3 * 0.1255) + 0.0385]}{4} = 0.1903 \text{ MPA}$$

0.1903 MPA ≤ 0.2 MPA.....condition vérifié

Sens Y-Y:

$$\sigma_1 = \frac{40.13703}{490.32} + \frac{510436.8625}{15980.9058} = 0.1139 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{40.13703}{490.32} - \frac{510436.8625}{15980.9058} = 0.0501 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{[(3 * 0.1139) + 0.0501]}{4} = 0.098 \text{ Mpa}$$

0.98 A ≤ 0.2 MPA.....condition vérifier

VI.4.3. Vérification de la stabilité de renversement :

Selon le RPA 99. On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \dots\dots\dots (\text{Art : A.10.1.5})$$

$$\text{Sens X-X } e = \frac{509127.0375}{401370.398} = 1.262\text{m} \leq 5.675\text{m}$$

$$\text{Sens Y-Y } e = \frac{510436.8625}{401370.398} = 1.2717\text{m} \leq 5.4 \text{ m}$$

Donc il n'y pas risque de renversement.

VI.4.4. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

VI.4.4.1 Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{64207.8168}{490.32} = 130.95 \text{ KN.m}$$

Avec : N_u : est l'effort ultime

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \alpha = \frac{5.8}{6.2} = 0.93 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

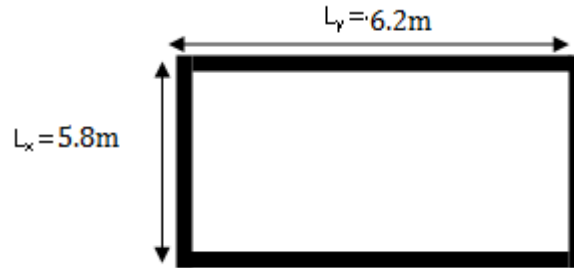


Figure.VI.2. Dalle sur quatre appuis

VI.4.4.2.Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m

- A l'ELU : ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.845 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 188.54 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 154.3163 \text{ KN.m}$$

a) Moment en travées :

$$M_t^x = 0.75 M_{0x} = 0.75 * 188.54 = 141.405 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 M_{0y} = 0.75 * 159.316 = 119.48 \text{ KN.m}$$

b) Moment en appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 * 188.54 = -94.27 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0,31) \text{ m}^2$

Tableau VI.2. Tableau de ferrailage du radier

Localisation	M_t (KNm)	M_a (KNm)	A_t calculée (cm ²)	A_a calculée (cm ²)	A_t adoptée (cm ²)	A_a adoptée (cm ²)
Sens xx	141.405	94.27	16.92	10.98	11T14=16.93	10T12=11.31
Sens yy	119.48	94.27	14.15	10.98	13T12=14.7	10T12=11.31

VI.4.4.3. Vérification de condition de non fragilité :

Pour : $h > 12$ cm et $\alpha \geq 0,4$:

a) En travée :

$$A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) b h$$

$$\Rightarrow A_x = 16,93 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) b h = 0,0008 \left(\frac{3-0,93}{2} \right) \cdot 100 \cdot 31 = 2,56 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq \rho_0 b h \Rightarrow A_y = 14,15 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 b h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 31 = 3,2 \text{ cm}^2$$

b) En appuis :

$$A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) b h$$

$$\Rightarrow A_x = 11,31 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) b h = 0,0008 \left(\frac{3-0,93}{2} \right) \cdot 100 \cdot 31 = 2,56 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq \rho_0 b h \Rightarrow A_y = 11,31 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 b h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 31 = 3,2 \text{ cm}^2$$

VI.4.4.4. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_x = \frac{p \cdot l_x \cdot l_y^4}{2 (l_x^4 + l_y^4)} = \left(\frac{0,13095 \cdot 5,8}{2} * \frac{6,2^4}{5,8^4 + 6,2^4} \right) = 0,214 \text{ MN} \quad / \quad V_{u_x} = 0,214 \text{ MN}$$

$$V_y = \frac{q \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \left(\frac{0,13095 \cdot 5,8}{2} * \frac{5,8^4}{5,8^4 + 6,2^4} \right) = 0,175 \text{ Mn} \quad / \quad V_{u_y} = 0,175 \text{ MN}$$

$$\tau u = \frac{0,214}{1 \cdot 0,26} = 0,690 \leq 1,16 \text{ MPA}$$

VI.4.4.5. Vérification à l'ELS :**a) État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

b) Les contraintes dans l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \quad (\text{A.4.5.32})$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{totale}} = \frac{46677.8938}{490.32} = 95.19 \text{ KN/m}^2$$

Avec : N_s : est l'effort normal de service (Le poids du radier inclus).

On a: $v=0.2$ $\mu_x = 0.05$ $\mu_y = 0.08939$ Annexe 02

$$M_x = \mu_x Q_s L_x^2 = 0.05 * 5.82 * 95.19 = 160.109 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 160.109 * 0.8939 = 143.1134 \text{ KN.m}$$

-Moment en travées

$$M_x^t = 0.75 * M_{0x} = 120.08 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 * M_{0y} = 107.3354 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a = -0.5 * M_{0xy} = -80.05 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.3. Vérification des contraintes a l'Els

Localisation	M(KN.m)	Y (cm)	I (cm)	σ_{bc} (MPa)	Obs.	σ_s (MPa)	obs.
Travées X	120.08	9.22	197796.11	5.58	Vérifier	152.80	Vérifier
Travées Y	107.3354	8.72	171159.82	5.46	Vérifier	162.54	Vérifier
Appuis	80.05	7.84	130746.41	4.80	vérifier	166.77	vérifier

Le schéma de ferrailage est présenté dans le figure.VI.3 :

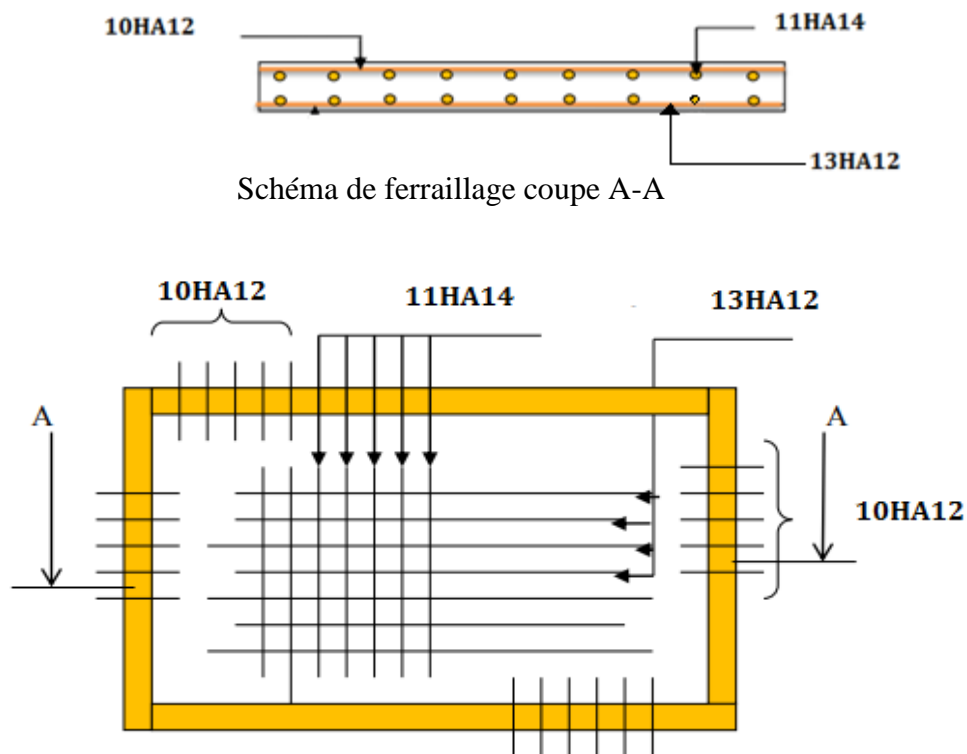


Figure.VI.3. Schéma de ferrailage de la dalle de radier

VI.4.5. Calcul des nervures :

Les sollicitations sur les nervures Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- **charges triangulaires** : $p_U = \frac{Nu * L_x}{3}$

- **charges trapézoïdales** : $p_U = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) * \frac{Nu * L_y}{2}$

$$Nu = \frac{81022.07}{391.04} = 207.19 \text{KN/m}^2 .$$

a) Calcul des sollicitations :

- Calcul des moments en appuis :

$$M_I = \frac{(P_g * l_g^3 + P_d * l_d^3)}{8,5 * (l_g + l_d)}$$

Avec : $l' = 0.8 * l$: Pour une travée intermédiaire.

$l' = l$: Pour une travée de rive.

- Calcul des moments en travées :

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

$$M_0(x) = \frac{P * x}{2} * (l - x)$$

$$\text{Avec : } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P * l_i}$$

Pour l'appui de rive : $M_a = 0.15 * M_0$ avec : $M_0 = \frac{Nu * L^2}{8}$

Tableau VI.4. Sollicitation Max de la nervure de radier dans le sens X-X

localisation	Appui	Travées
Mu (KN.m)	-1153.677	1210.303
Ms (KN.m)	-838.459	879.621
V (KN)	-1596.154	-1596.154

Tableau VI.5. Sollicitation Max de la nervure de radier dans le sens Y_Y

localisation	Appui	Travées
Mu (KN.m)	-874.765	999.461
Ms (KN.m)	-606.947	712.545
V (KN)	1242.64	1242.62

b) Ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$h = 100\text{cm}$$

$$h_0 = 35\text{cm.}$$

$$b_0 = 70\text{ cm}$$

$$d = 95\text{cm.}$$

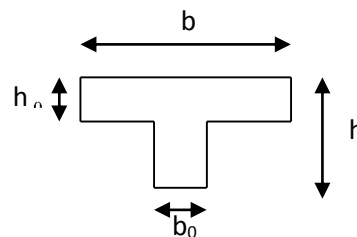


Figure VI.4. Schéma de la nervure

$$b1 \leq \min\left(\frac{lx}{10}, \frac{ly}{2}\right) \quad b1 \leq \min\left(\frac{580}{10}, \frac{620}{2}\right)$$

$$b1 \leq 58 \text{ cm on opte} \quad b1 = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } b = 2 * b1 + b0 = 170 \text{ cm}$$

Le résultat de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI.6. Ferrailage de la nervure

localisation	Mu KN.m	A calculer (cm ²)	A rpa (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Travées X-X	1210.303	72.06	19.5	15HA25=73.63
Appuis X-X	1153.67	70.70	19.5	15HA25=73.63
Travées Y-Y	999.461	67.03	19.5	14HA25=68.72
Appuis Y-Y	874.765	64.09	19.5	14HA25=68.72

c) **Les Vérifications nécessaires :**

- Effort tranchant :

$$\text{La fissuration est préjudiciable} \Rightarrow \tau_u^- = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 2.5 \text{MPa}.$$

Tableau VI.7. Vérification d'effort tranchant

Sens	Vu (KN)	tu	τ_u	OBS
X-X	1596.154	0.98 MPA	2.5 MPA	Vérifier
Y-Y	1242.64	0.77MPA	2.5 MPA	vérifier

d) **Vérification à l'ELS :**

- Etat limite de compression du béton

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

- Les contraintes dans l'acier

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201,6 \text{ MPA}. \quad (\text{A.4.5.32})$$

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

Tableau VI.8. Vérification de la contrainte dans l'acier

sens	Localisation	Mt (KNm)	A _t (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
x-x	Travées	879.621	73.63	29.23	4778193	5.38	15	181.61	201.63
	Appuis	838.459	73.63	29.23	4778193	5.12	15	173.116	201.63
y-y	Travées	712.545	68.72	28.41	5075916.50	3.98	15	140.216	201.63
	appuis	606.947	68.72	28.41	5075916.50	3.39	15	119.436	201.63

❖ . Les armatures transversales :

$$\emptyset t \leq \min [(ht/35) ; (b_0/10) ; \emptyset l] \quad \emptyset t \leq \min (28.57 , 70 , 20) \quad \text{alors on prend : } \emptyset t = 10 \text{ mm}$$

• Espacement des aciers transversaux :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12, 10\phi_{\min} \right) \Rightarrow St \leq \min (25, 12, 10)$$

On prend St=10 cm en zone nodale et 15cm en travée.

Le schéma de ferrailage de la nervure est présenté dans la figure.VI.5 :

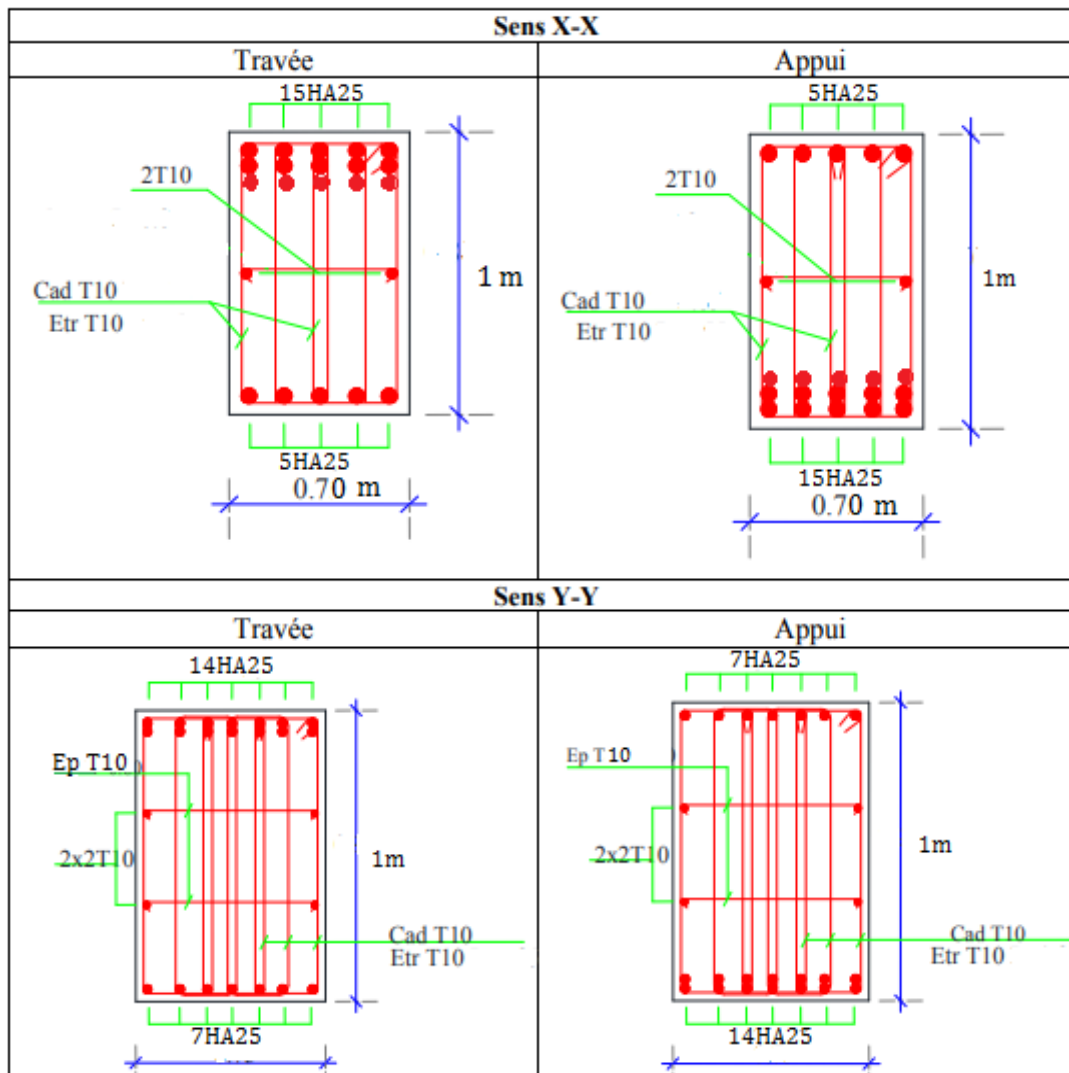


Figure.VI.5. Schéma de ferrailage de la nervure

VI.5. Voile périphérique :

VI.5.1. Introduction

Afin de donner plus de rigidité à la partie enterrée de la construction (sous-sol) et une capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé entre semelle inférieure et chaînage supérieur, il est armé d'un double quadrillage d'armature. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur minimale $e_p \geq 15$ cm. On prend $e_p = 15$ cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens
- Le voile est considéré comme une dalle appuyée sur deux cotés encastrée en pied et articulé en tête.

- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importantes.

VI.5.2 Caractéristiques des voiles :

- Hauteur $h = 1.8$ m.
- Epaisseur $e = 15$ cm.
- Largeur $L = 3$ m

VI.5.2.1. Dimensionnement :

On calculera le panneau de dimensions: $Lx = 3$ m et $Ly = 1.8$, pour l'épaisseur, nous avons opté pour la même épaisseur des voiles de contreventement ($e = 15$ cm)

VI.5.2.2. Caractéristiques du sol :

Caractéristiques du sol Notre sol présente une densité de grains de $\gamma = 20.16$ KN/m² ainsi qu'un angle de frottement interne $\varphi = 6^\circ$ et une cohésion $C = 0.35$ bar.

VI.5.2.3. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

a) La poussée des terres :

La répartition des contraintes sur le voile est triangulaire avec un maximum à $z = h$: Etude des fondations

$$G = [\gamma \times h \times tg^2 ((\pi/4) - (\varphi/2))] - 2 \times C \times tg ((\pi/4) - (\varphi/2))$$

$$G = 20.16 \times 1.8 \times tg^2 (45 - 3) - 2 \times 0.35 \times tg (45 - 3) = 28.789 \text{ KN/m}$$

La surcharge d'exploitation :

$$Q = q \times tg^2 ((\pi/4) - (\varphi/2)) = 8.107 \text{ KN/ml} \quad \text{Avec } q = 10 \text{ KN/m}^2$$

VI.5.3. Ferrailage du voile :

Le voile se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis uniformément chargé d'une contrainte moyenne tels que :

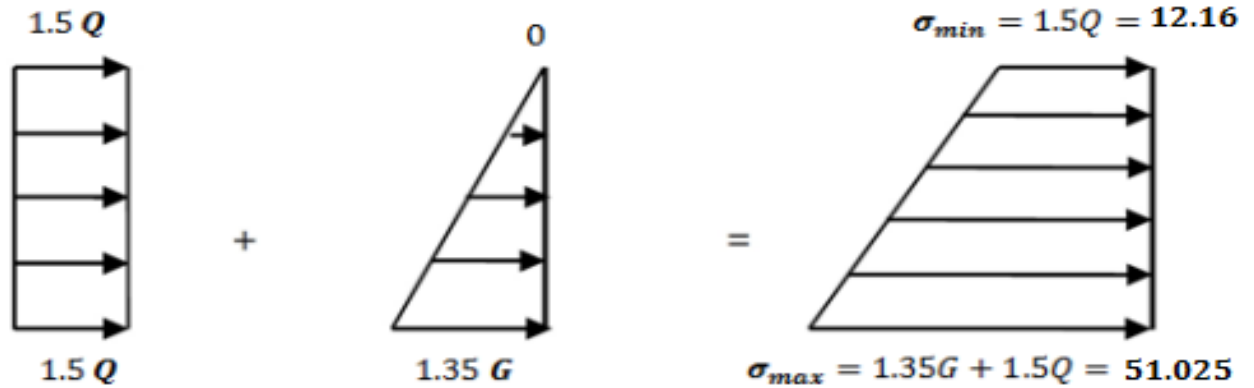


Figure.VI.6. Répartition des contraintes sur le mur

$$\sigma_{min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 8.107 = 12.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 28.789 + 1.5 \times 8.107 = 51.025 \text{ KN/m}^2$$

$$ELU: qu = \sigma_{moy} = (3\sigma_{max} + \sigma_{min})/4 = (3 \times 51.025 + 12.16) / 4 = 41.31 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 3\text{m} \quad L_y = 1.8 \text{ m}$$

$\rho = (1.8 / 3) = 0.6 > 0.4$ la dalle travaille dans les deux sens.

b) Evaluation des moments :

$$\mu_x = 0.0822$$

$$\mu_y = 0.2948$$

$$M_0^x = \mu_x \cdot Pu \cdot L_x^2 = 0.0822 \cdot 41.31 \cdot 9 = 30.561 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \cdot Pu \cdot L_y^2 = 0.2948 \cdot 30.561 \cdot 10 = 9 \text{ KN.m}$$

$$M_t^x = 0.85 M_0^x = 25.97 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_0^y = 7.65 \text{ KN.m}$$

En Appuis :

$$M_a^x = M_y^x = -0.5 M_0^x = -15.28 \text{ KN}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-après :

$$A = 0.1\% \cdot b \cdot h \quad \text{Condition exigée par le RPA}$$

$$A_{min} = \frac{0.1 \cdot 15 \cdot 100}{100} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.9. Ferrailage de voile périphérique

Sens	M (KN.m)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{opt} (cm ²)	St (cm)
Travée (X-X)	25.97	5.42	1.5	5HA12=5.65	20
Travée (Y-Y)	7.65	1.72	1.5	5HA10=3.93	20
Appuis	15.28	6	1.5	5HA10=3.93	20

• **Vérifications :**

Condition de non-fragilité :

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$A_x^{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \cdot 1 \cdot 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{\min}$$

$$A_a > A_{\min} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

c) **Effort tranchant :**

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \cdot f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

$$\tau_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 \times l_x^4} = ((41.31 \cdot 3 \cdot 1.8^4) / (2 \cdot 1.8^4 \cdot 3^4)) = 32.91 \text{ KN}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{32.91}{1 \cdot 0.13} = 0.2194 < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) **Vérification à l'ELS :**

$$\rho = 0.6 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.087 \\ \mu_y = 0.4672 \end{cases}$$

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 8.107 = 12.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 28.789 + 8.107 = 40.949 \text{ KN/m}^2$$

$$\mathbf{ELS} : \sigma_{\text{moy}} = (3\sigma_{\max} + \sigma_{\min})/4 = (3 \times 40.949 + 12.16) / 4 = 33.74 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0^x = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2 = 0.087 \cdot 33.74 \cdot 9 = 26.418 \text{ KN.m}$$

$$M_t^x = 0.85 M_x^0 = 22.45 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \cdot M_0^x = 0.4672 \cdot 26.418 = 12.34 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y^0 = 10.49 \text{ KN.m}$$

En Appuis :

$$M_a^x = M_y^x = -0.5 M_y^0 = -6.17 \text{ KN}$$

e) Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{eff}}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M}{I} \cdot (d - y) \leq \bar{\sigma} = 201.63 \text{ Mpa}$$

Tableau VI.10. Vérification des contraintes dans le voile périphérique

Sens		M (KN.M)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
x-x	En travée	22.45	3.92	9.79<15	339.91	Pas Vérifiée
	En appui	13.209	3.37	65.24<15	224	Pas Vérifiée
y-y	En travée	10.49	3.37	6.6<15	282	Pas Vérifiée
	En appui	6.17	3.37	3.08<15	132	Vérifiée

On voit que $\sigma_s > 201.61$ alors on augmente la section des armatures pour vérifier la contrainte :

Tableau.VI.11. Nouveau ferrailage de voile périphérique

Sens	M (KN.m)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{opt} (cm ²)	St
Travée (X-X)	25.97	5.42	1.5	9HA12=10.18	20
Travée (Y-Y)	7.65	1.72	1.5	8HA10=6.28	20
Appuis	15.28	6	1.5	8HA10=6.28	20

Tableau.VI.12 Vérification a nouveau des contraintes dans le voile périphérique

Sens		M (KN.M)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
x-x	En travée	22.45	4.95	7.98<15	194.38<201.16	Vérifiée
	En appui	13.209	4.23	5.54<15	180.78<201.16	Vérifiée
y-y	En travée	10.49	4.09	4.27<15	132.74<201.16	Vérifiée
	En appui	6.17	4.09	2.59<15	84.462<201.16	Vérifiée

Schéma de ferrailage de voile périphérique est présenté dans la figure.V.7 :

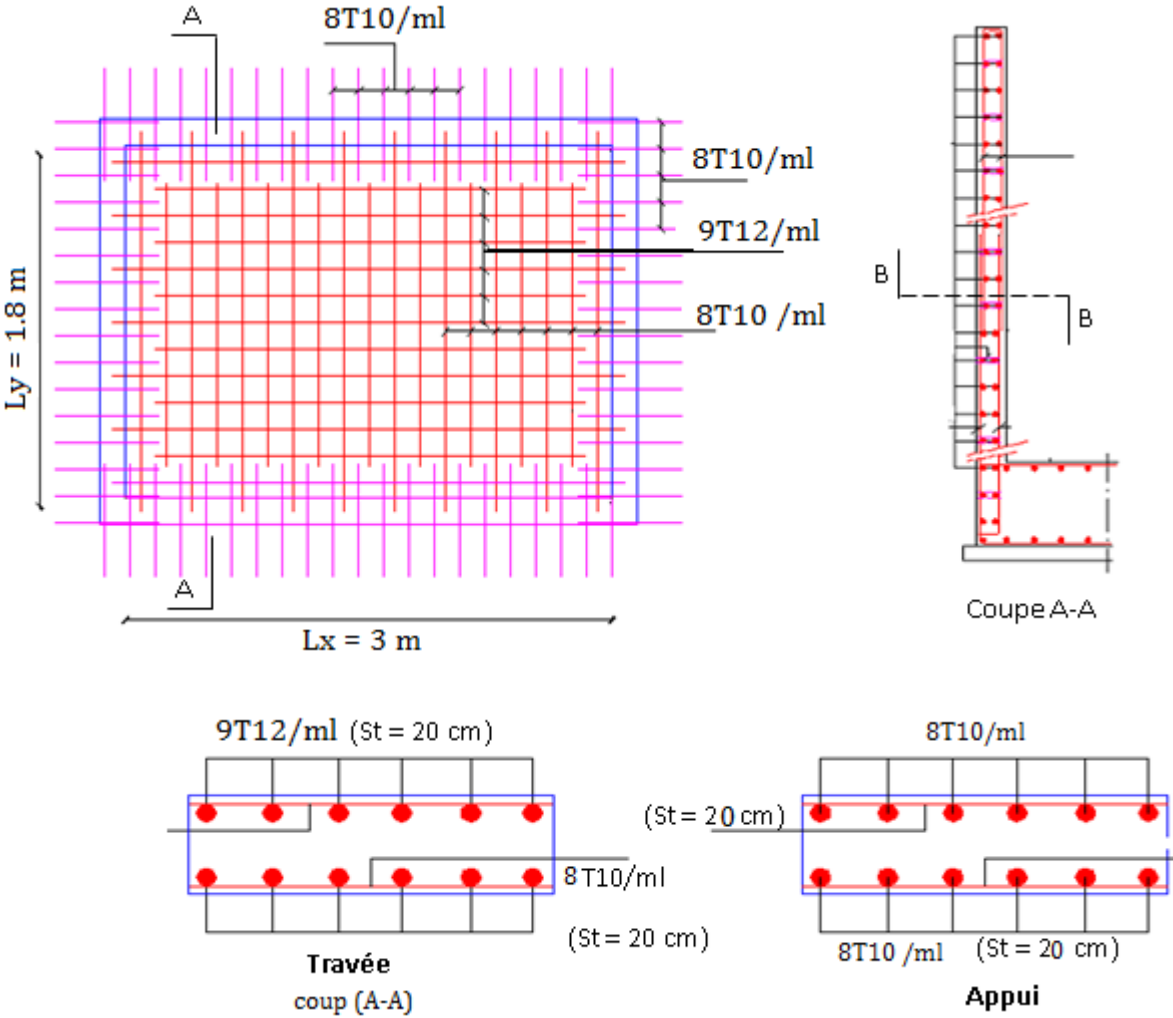


Figure.VI.7. Schéma de ferrailage du voile Périphérique

Conclusion générale

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, tout en consultant des documents de référence de base pour le calcul en béton armé, ainsi par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériens.

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. Les points importants tirés de cette étude sont :

La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influencent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Bibliographie

- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (B.A.E.L.91). Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (C.B.A.93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Document technique règlementaire (DTR.B.C.2.2), Edition CGS, Octobre1988.
- Cours Béton armé.....université de Bejaia.
- Cours Dynamique des structures.....université de Bejaia.
- Logiciel d'analyse des structures ETABS 2016.
- Outil de conception AUTO CAD 2016.
- Outil de de calcul EXCEL 2013.
- Outil de saisie Word 2013.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

Annexe III

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

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

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

NON

OUI

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\%$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

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

Annexe I

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe II
Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx *$

Ly

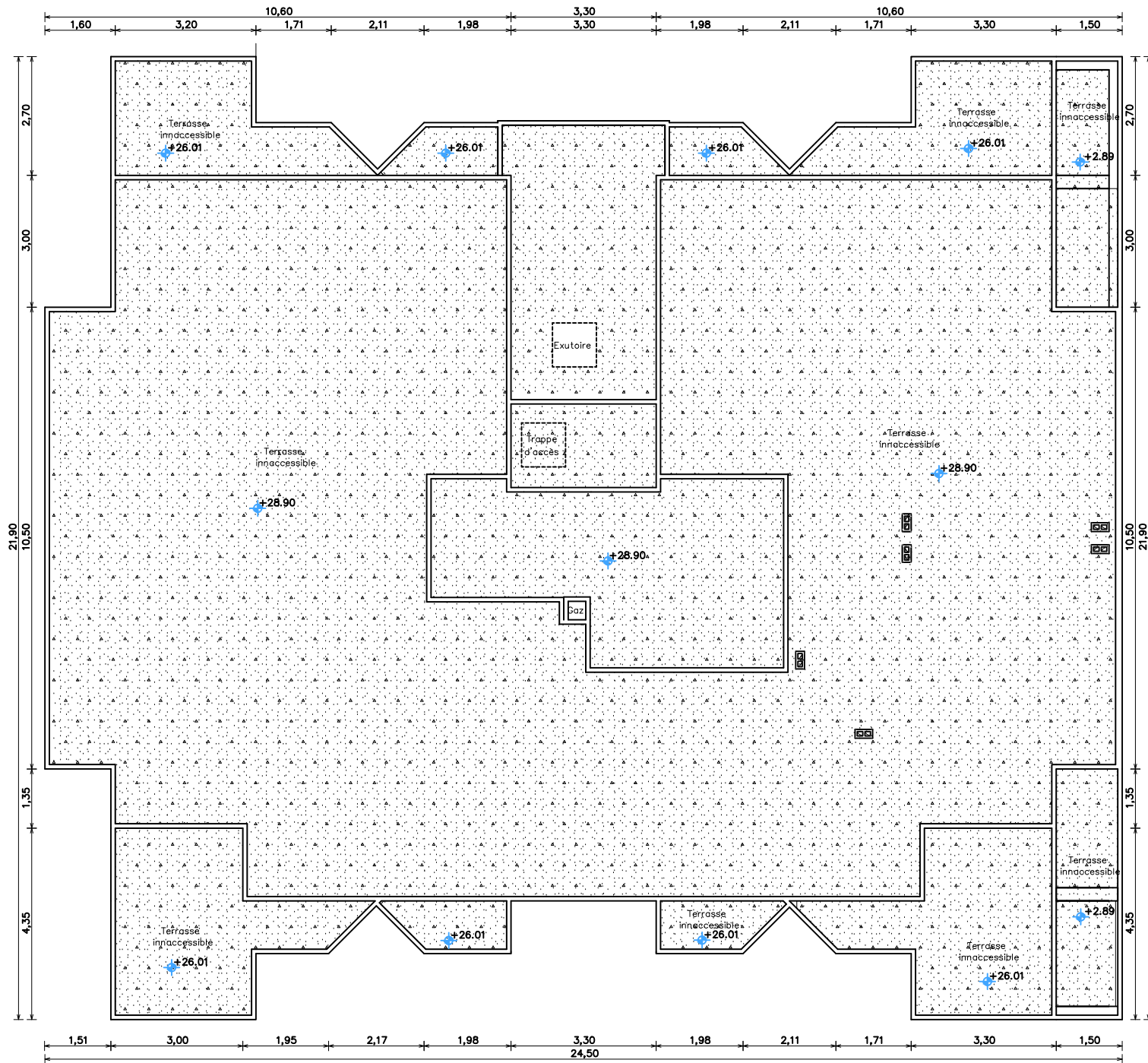
Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.5$

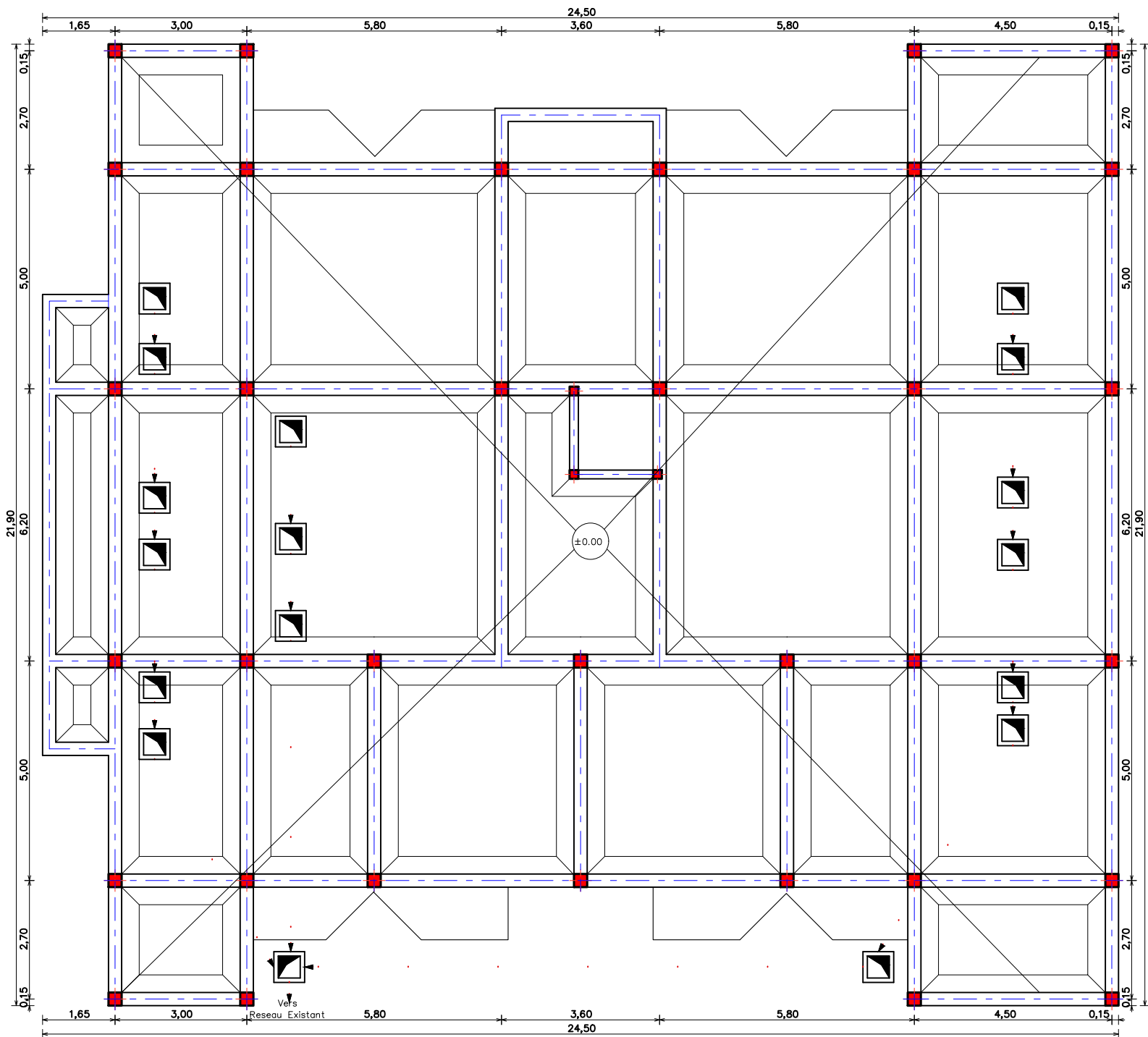
	$\frac{u/Lx}{v/Ly}$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M_1	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053
1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M_2	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010
1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

Tableau des Armatures (en cm²)

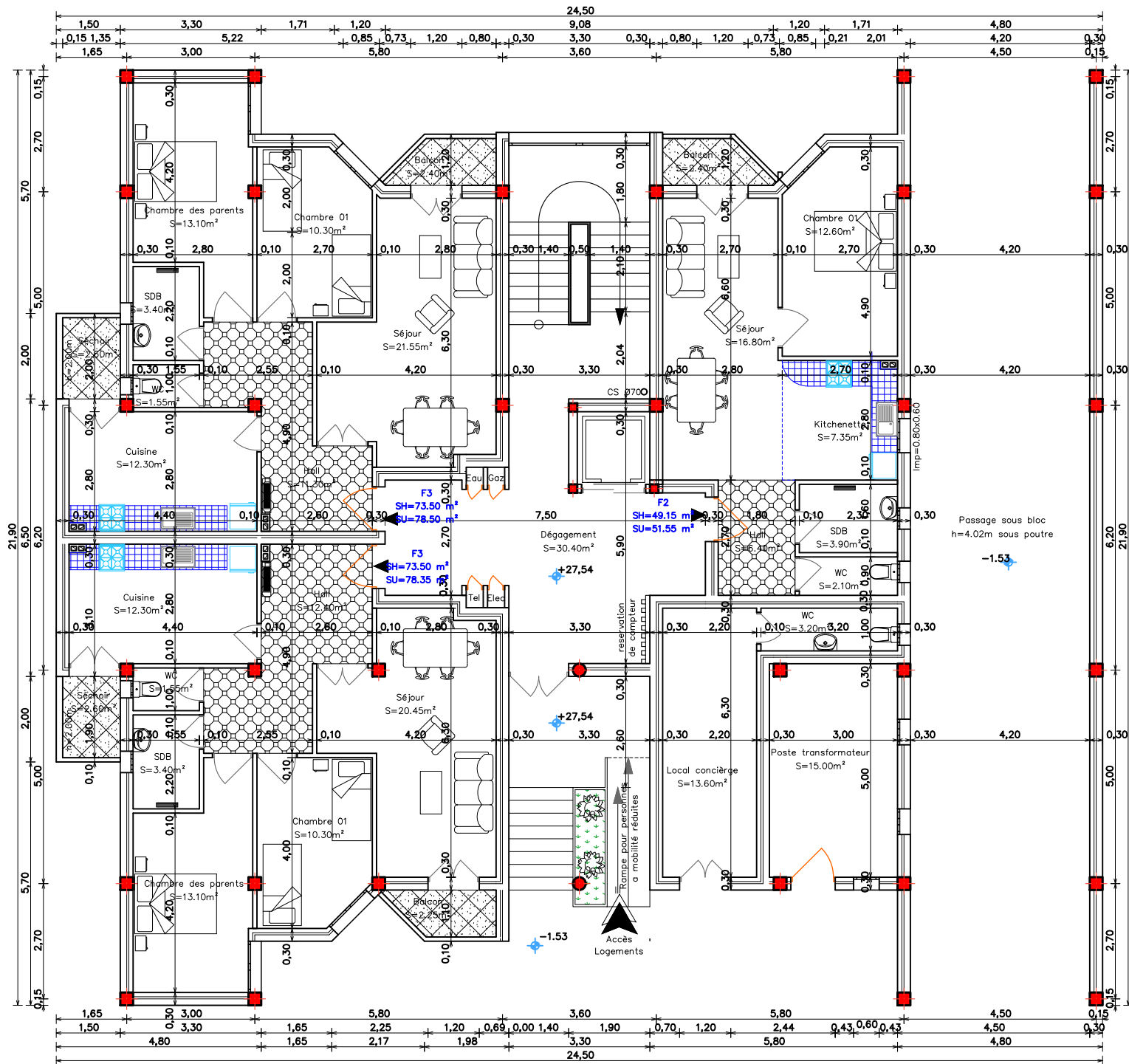
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



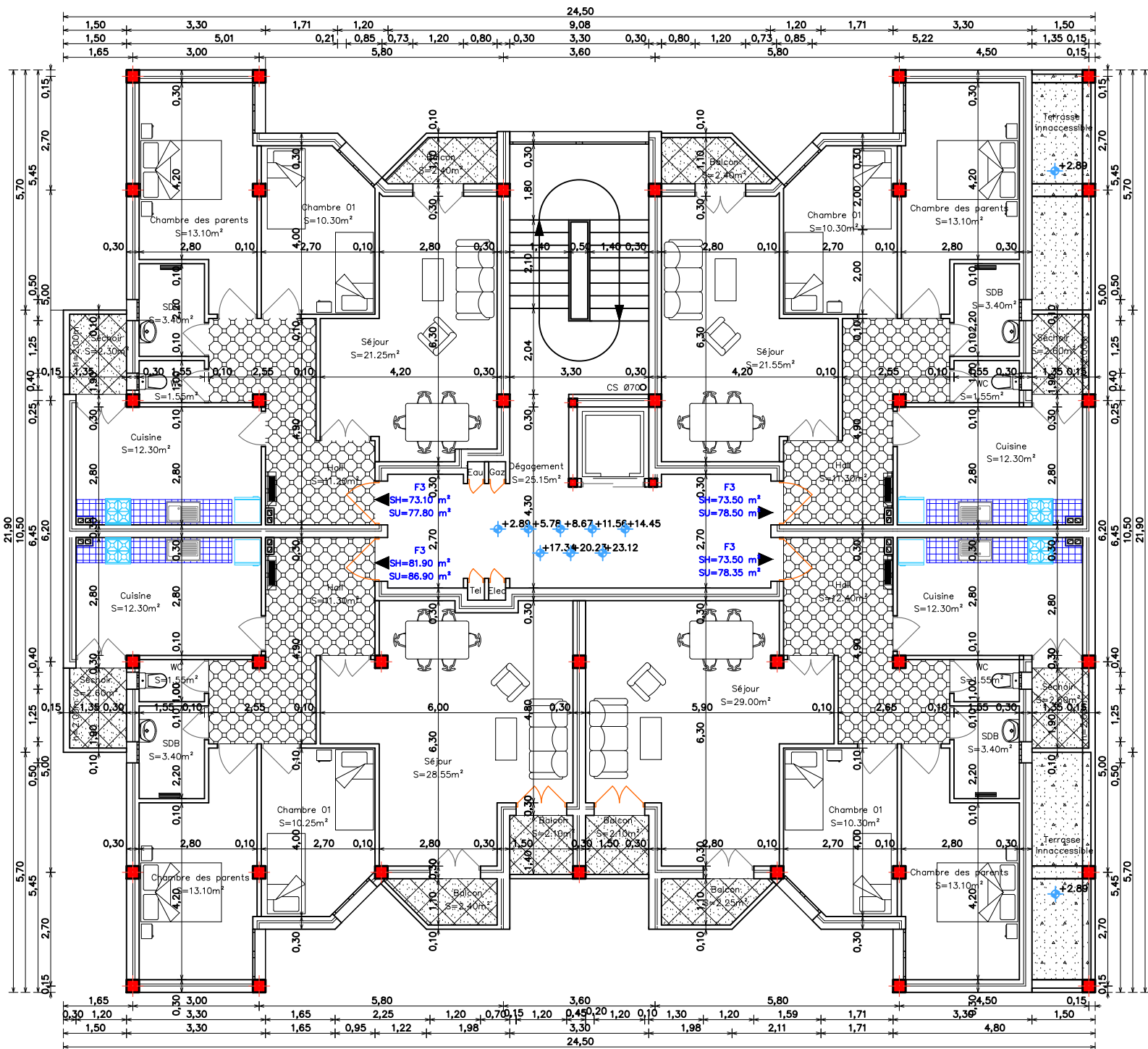
PLAN TOITURE Ech 1/100



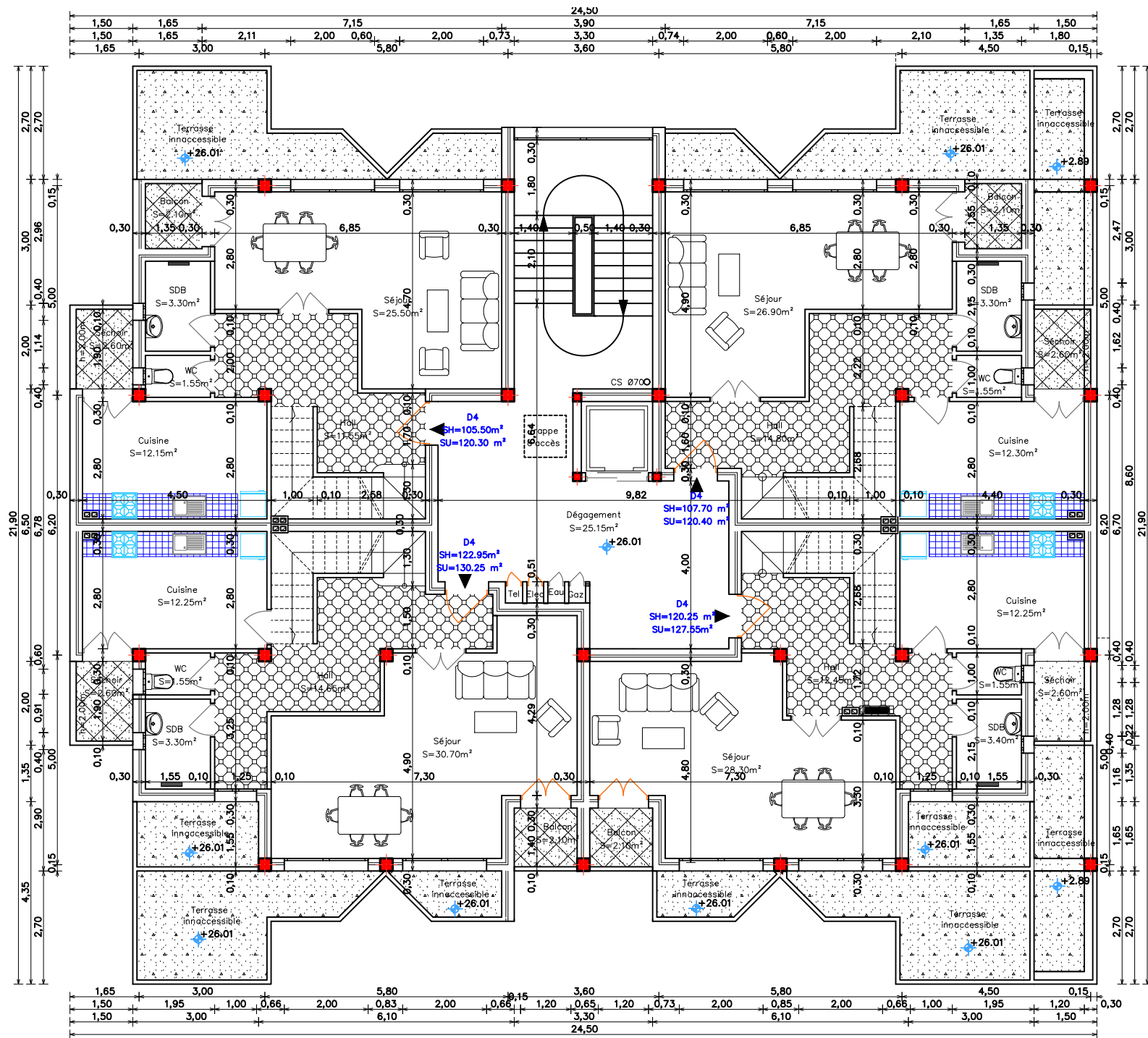
PLAN FONDATIONS Ech 1/100



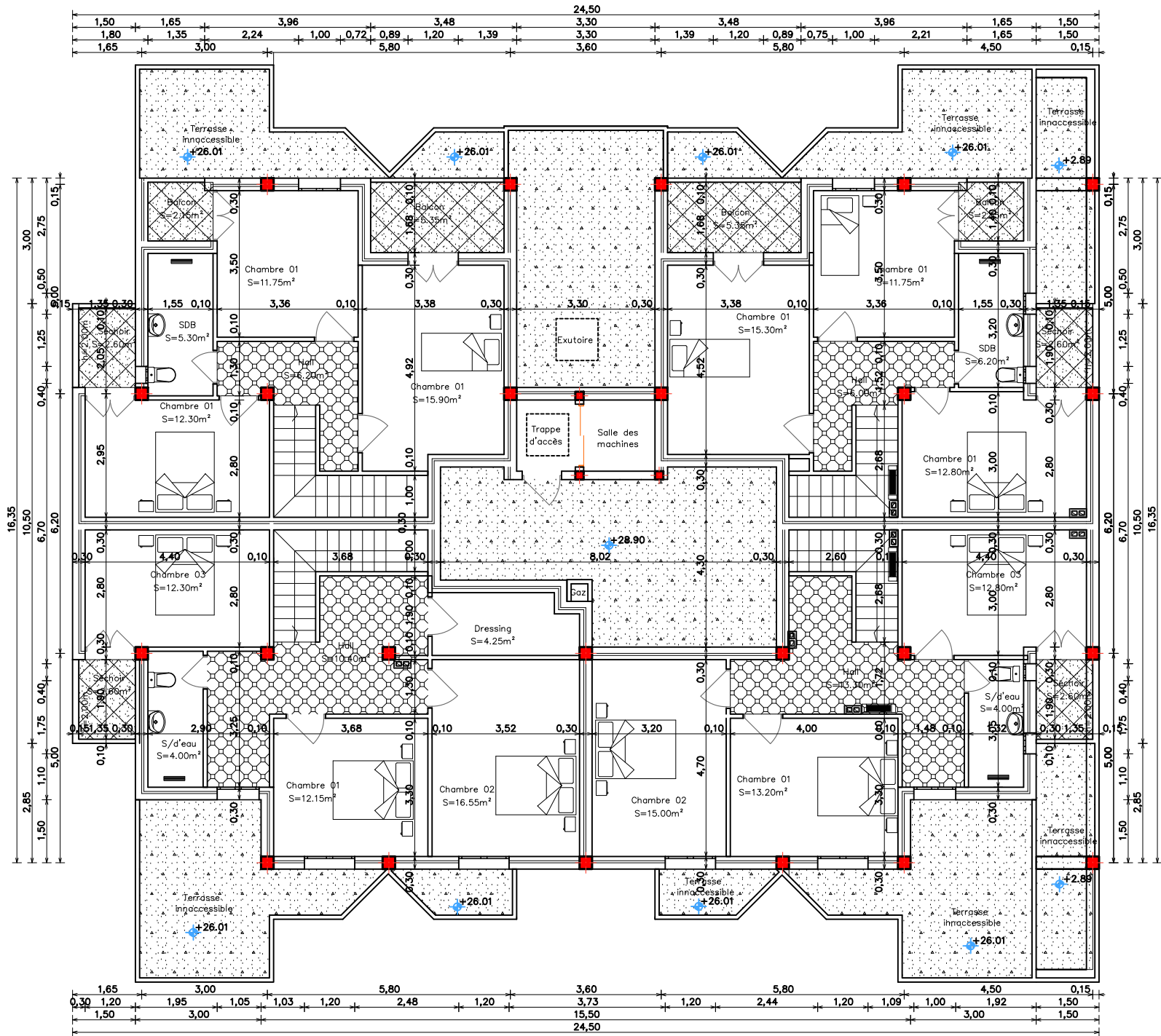
PLAN RDC Ech 1/100



PLAN ETAGE 01 A 08 Ech 1/100

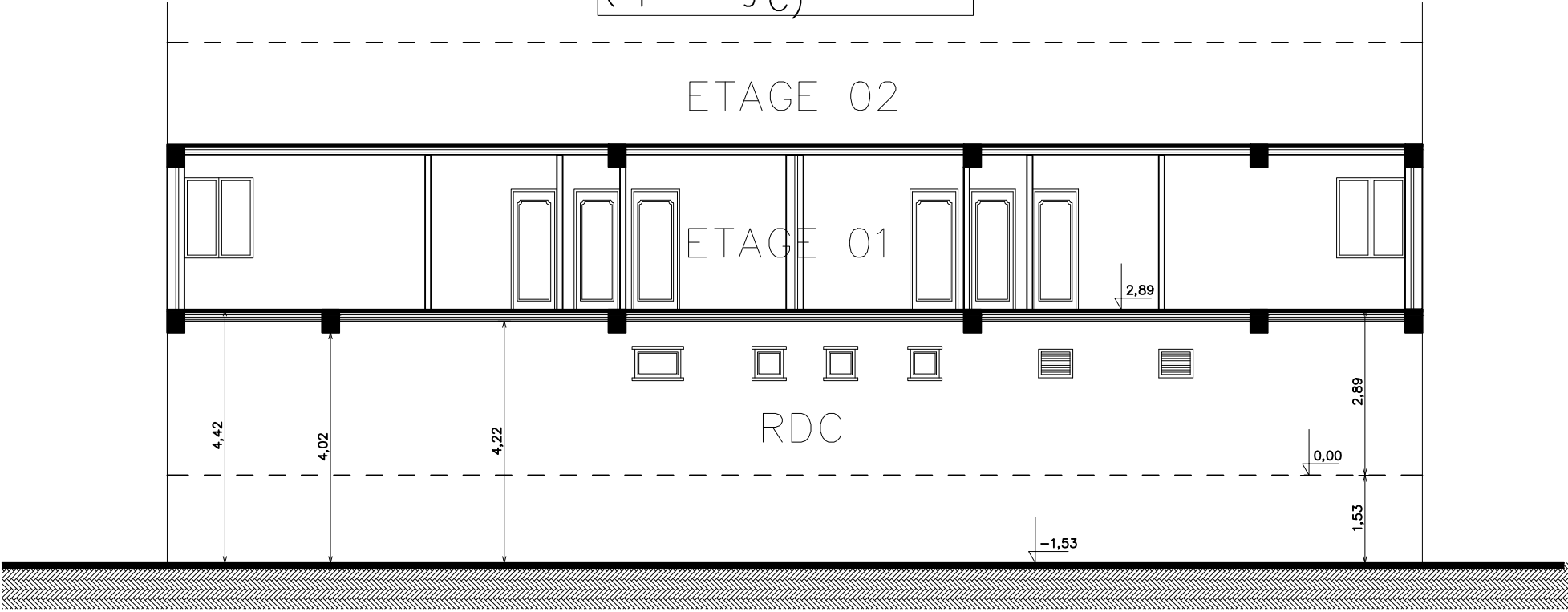


PLAN ETAGE 09 (Bas duplex) Ech 1/100

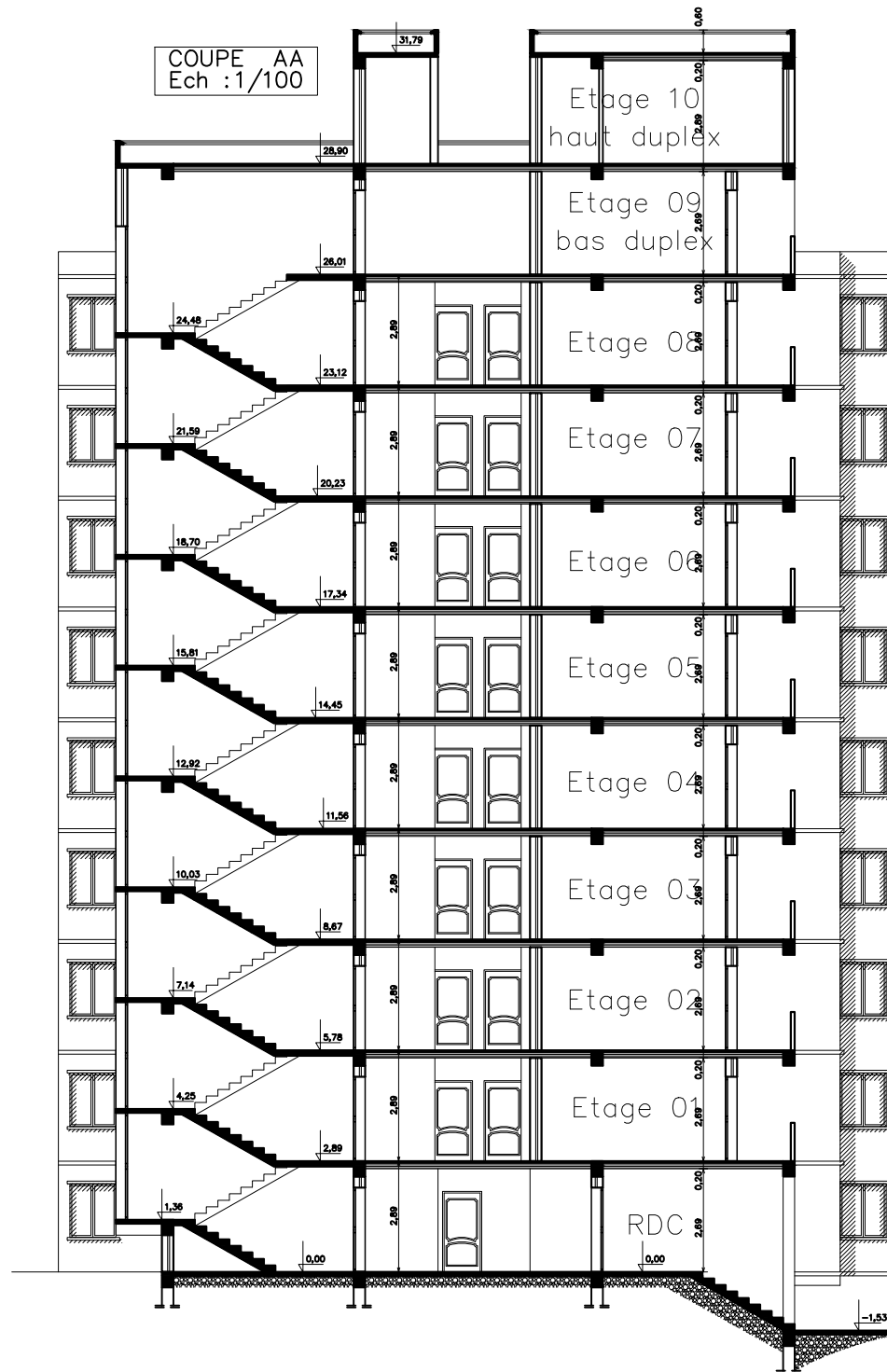


PLAN ETAGE 10 (Haut duplex) Ech 1/100

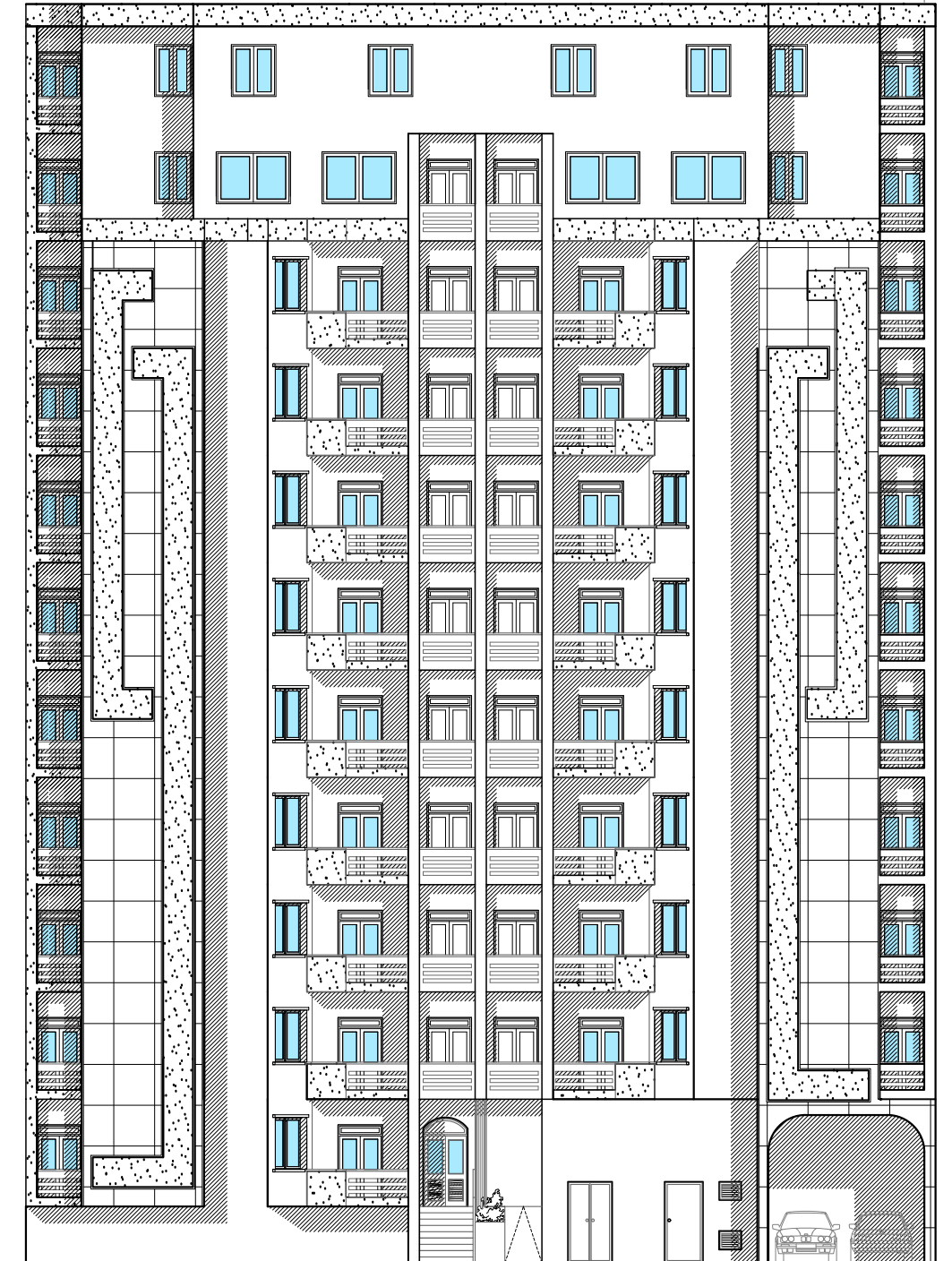
COUPE 1/100 Ech
(passage sous bloc)



COUPE AA
Ech : 1/100



FACADE PRINCIPALE
Ech : 1/100



FACADE POSTERIEURE
Ech : 1/100

