

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA – Béjaïa



Faculté de technologie
Département de Génie Civil
Présenté par :

Boumezoued Meziane & Messaoudi Koceila

Dans le cadre de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : Structures

Thème

Étude d'un bâtiment (R+11+sous-sol) en béton armé, a
usage d'habitation et commerce, contreventé par un système
mixte (voiles portiques)

Soutenu le 30/06/2024 devant le jury composé de :

Mr GUECHARI Lounis
Mme AZIROU Samira
Mr OURTMACHE Mourad

Président
Encadreur
Examineur

Année universitaire : 2023/2024

Remerciement

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

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

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

*On tient aussi à remercier notre promoteur Mme **Mehrez née Azirou Samira** pour ses conseils et ses remarques concernant notre travail.*

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

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

Meziane-koceila

Dédicaces

Je dédie ce travail

A mes chers parents qui m'ont soutenu durant mes études et pour tout le mal qu'ils se sont donnés afin de me faciliter la vie, pour leur bienveillance, leur affection et leur éternel amour

A mes frères bien-aimés pour leur soutien et leur disponibilité. A mes amis.

BOUMEZOUED Meziane.

Dédicaces

Je dédie ce travail

A mes chers parents qui m'ont soutenu durant mes études et pour tout le mal qu'ils se sont donnés afin de me faciliter la vie, pour leur bienveillance, leur affection et leur éternel amour

A mes frères bien-aimés pour leur soutien et leur disponibilité. A mes amis.

MESSAOUDI Kocela.

Symboles
et
Notations

Symboles Et Notations

A : Aire d'une section d'acier.

A' : Section d'aciers comprimées.

A_{ser} : Section d'aciers pour l'ELS.

A_u : Section d'aciers pour l'ELU.

A_r : Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

B : Aire d'une section de béton.

D : Diamètre.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_h : Module de déformation longitudinal du béton.

E_j : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module de d'élasticité de l'acier.

F : Force ou action générale.

G : Action permanente.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal en service.

N_u : Effort normal de service.

V : Effort tranchant.

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

Q : Action ou charge variable.

S : Section.

Br : Section réduite.

M_a : Moment sur appui.

M_t : Moment en travée.

a: Une dimension transversale.

b: Une dimension longitudinale.

b₀ : Épaisseur brute de l'arme d'une section.

d: Hauteur utile.

e: Excentricité, épaisseur.

f: Flèche.

f_e: Limite d'élasticité de l'acier.

F_{cj}: Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

F_{tj}: Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour.

f_{c28} et f_{t28} Résistance calculé à 28 jours.

h₀: Epaisseur d'une membrure de béton.

h: Hauteur totale d'une section de béton armé.

i: Rayon de giration d'une section.

j: Nombre de jours.

k: Coefficient en général

l: Longueur ou porté

l_f: Longueur de flambement.

l_s: Longueur de scellement.

St: Espacement des armatures.

x: Coordonnée en général.

y: Coordonnée.

z: Coordonnée d'altitude, bras de levier.

α: Angle en général, coefficient.

γ: Coefficient

ε: Déformation relative.

θ: Coefficient.

λ: Élancement.

μ: Coefficient.

ν: Coefficient de poisson.

ρ: Rapport de deux dimensions.

σ: Contrainte normale.

σ_b: Contrainte de compression du béton.

σ_s: Contrainte de compression dans l'acier.

σ_i: Contrainte de traction.

τ: Contrainte tangente

Liste des figures

Figure II.1 Plancher à corps creux	7
Fig. II.2 : Vue en plan de disposition des poutrelles.....	8
Fig. II.3 : Schéma d'une poutrelle.	9
Fig.II.4 Dalle sur trois Appuis.....	9
Fig.II.5 Dalle sur deux Appuis	10
Fig.II.6 Dalle sur quatre Appuis	10
Fig. II.7 Schéma de l'escalier	12
Fig II.8 : vue en plan de type de l'escalier.....	13
Fig. II.11 Dimension de l'acrotère.....	17
Fig.II.12 poteau	18
Fig.II.13 Surface afférente du poteau p1.	19
Fig.III.1 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées	29
Fig.III.2 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travée.....	29
Fig.III.3 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées	30
Fig.III.4 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.....	30
Fig. III.5 : Vue en plan de disposition des poutrelles.....	32
Fig.III.6 : Types de poutrelles dans l'étage commercial	32
Fig.III.7 : Types de poutrelles dans l'étage courant.	33
Fig.III.8 : Types de poutrelles dans terrasse inaccessible.	33
TabIII.9 : Les schémas de ferrailage des poutrelles.....	44
Fig.III.9 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	45
Fig.III.10 : panneau de dalle (poste transforme).	46
Fig.III.11 : Section de la dalle pleine a ferrailé.....	47
Fig.III.12 : Schéma de ferrailage de la dalle poste transforme.	49
Fig.III.13 : Panneau balcon.	50
Fig.III.14 : Schéma de ferrailage de dalle balcon.	53
Fig.III.15 Dalle sur deux Appuis.....	53
Fig.III.16 : Schéma de ferrailage de dalle balcon.	55
I.1 Fig III.17:Schéma statique de l'escalier.....	55
Fig.III.18 : Schéma de ferrailage des escaliers.	58
Fig III.19 : Schéma statique de la poutre palière.....	58

Fig.III.20 : schéma de ferrailage de la poutre palière.	61
Fig.III.21 : Coupe transversale de l'acrotère.	62
Fig.III.22 : Section à ferrailer.	64
Fig.III.23 : Schéma de ferrailage de l'acrotère (T.I)	67
Fig. IV.1: Le logiciel ETABS version 16.2.0.....	65
Fig.IV.2.Vue en plan des éléments structuraux (Poteaux-Voiles) de la superstructure.....	66
Fig.IV.3 : Spectre de réponse sismique de calcul utilisé selon le RPA99/2003	70
Fig.IV.4.Modélisation 3D de la Super- structure	80
Fig.V.1 : Disposition constructives des portiques.....	81
Fig.V.2 : schéma de ferrailage des poutres principales associées au voile.	89
Fig.V.3 : schéma de ferrailage des poutres principales non associées au voile.	89
Fig.V.4 : schéma de ferrailage des poutres secondaires associées au voile.	90
Fig.V.5 : schéma de ferrailage des poutres secondaires non associées au voile.	90
Fig.V.6 : schéma de ferrailage des poutres porteuses.	91
Fig.V.7 : Section d'un poteau.....	101
Fig.V.8 : Zone nodale.....	102
Fig.V.9Décomposition du voile.	114
Fig.V.10 : schéma de ferrailage du $V_x1,2,3+V_y1,2,3$ (S-sol au 5 ^{ème}).....	117
Fig.V.11: schéma de ferrailage du $V_x1,2,3+V_y1,2,3$ (6 ^{ème} au 11 ^{ème}).	117
Fig.V.12 : schéma de ferrailage du V_x4 (S-sol au 5 ^{ème}).	120
Fig.V.13 : schéma de ferrailage du V_x4 (6 ^{ème} au 11 ^{ème}).....	120
Fig.V.14 : schéma de ferrailage du V_x5 (S-sol au 5 ^{ème}).	123
Fig.V.15 : schéma de ferrailage du V_x5 (6 ^{ème} au 11 ^{ème}).....	123
Fig.V.16 : schéma de ferrailage du V_y4, V_y5 (S-sol au 5 ^{ème}).....	126
Fig.V.17 : schéma de ferrailage du V_y4, V_y5 (6 ^{ème} au 11 ^{ème}).....	126
Fig.VI.1 : schéma de la Semelle isolée de fondation.	130
Fig.VI.2 : les différentes files des semelles filantes.	131
Fig.VI.3 : les différentes files des semelles filantes.	132
Fig.VI.4 : Dimensions du radier.....	132
Fig.VI.5 : Panneau de dalle.	136
Fig.VI.6 : Section de la dalle pleine a ferrailé.....	136
Figure VI.7. Schéma de ferrailage du radier.	139

Fig. VI.10 : Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier.	140
Fig. VI.11 : Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier dans le sens (x-x).....	141
Fig. VI.12 : Schéma statique de la nervure selon (x-x).	141
Fig. VI.13 : Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier dans le sens (y-y).....	141
Fig. VI.14 : Schéma statique de la nervure selon (y-y).	141
Fig.VI.1 : Répartition des contraintes sur le voile.	147
Fig.VI.17 : schéma de ferrailage du voile périphérique.	149

Liste des Tableaux

Tab.I. 1 : f_c en fonction du type d'acier	5
Tab.I.2. Caractéristiques béton-acier.....	5
Tableau.II.1 Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.	14
Tableau.II.2 Evaluation des charges du plancher étage courant.	15
Tableau.II.3 Evaluation des charges de la dalle pleine.	15
Tableau.II.4 Evaluation des charges sur la volée($e = 15\text{cm}$).	16
Tableau.II.5 Evaluation des charges sur le palier ($e = 15\text{cm}$).	16
Tableau.II.6 Evaluation des charges du mur extérieur.....	17
Tableau.II.7 sections des poteaux préalables.	19
Tableau.II.8 Evaluation des poids propres des poteaux.	20
Tableau.II.9: Descente de charge du poteau p1.	25
Tableau II.10 : Vérification à la compression simple.	27
Tableau II.11 : Vérification au flambement.	28
TabIII.1 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.	34
TabIII.2 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles dans l'étage commerciale	34
TabIII.3 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles dans les étages courants.....	34
TabIII.4 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles dans la terrasse inaccessible	35
TabIII.5 : Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher.	42
TabIII.6 : Vérification à l'ELU.	43
TabIII.7 : Vérification à l'ELS.....	43
TabIII.8 : Évaluation de la flèche dans les planchers EC et TI.....	44
TabIII.9 : Les schémas de ferrailage des poutrelles.....	45
TabIII.10 : dimensionnement des panneaux de dalle pleine.	46
Tab.III.11 : Formules de calcul des sollicitations dans les dalles pleines.....	47
TabIII.12 : Calcul du ferrailage de la dalle	48
TabIII.13 : Vérification des contraintes.	50
Tab.III.14 : Calcul du ferrailage de la dalle (balcon).....	51
Tab.III.15 : Vérification des contraintes d'aciers et de béton.	52
Tab.III.16 : vérification de la flèche.....	53
Tab.III.18 : vérification des contraintes.	55
Tab III.19 : les sollicitations dans l'escalier.....	57

Tab.III.20 : Ferrailage de l'escalier (Volée, Palier)	57
Tab.III.21 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.	58
Tab.III.22 : vérification de la flèche.....	58
Tab III.23 : les sollicitations dans la poutre palière.	60
Tab.III.24 : Résumé des Résultats de Ferrailage.....	60
Tab.III.25 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.	62
Tab.III.26 : Les sollicitations de l'acrotère.....	64
Tab.III.27 : ferrailage de l'acrotère	66
Tab. IV.1 : Valeurs de T1 et T2	64
Tab. IV.2.Détermination du " ξ (%)" Selon le tableau 4.2 (R.P.A99/2003).	68
Tab.IV.3.Valeurs des pénalités.	69
Tab. IV.4.Périodes Participation massiques et nombre de modes à considérer.	71
Tab.IV.5.Mode de vibration de la structure.	72
Tab.IV.6 : Déterminations des efforts tranchants par niveau suivant.	72
Tab.IV.7 : Déterminations des déplacements par niveau suivant X et Y.....	72
Tab.IV.8 : Déterminations des moments par niveau suivant X et Y.....	73
Tab.IV.9 : Charges verticales et horizontales reprises par les portiques et voiles.	74
Tab.IV.10 : réponses de deux modes de vibration.	75
Tab.IV.11 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.	75
Tab.IV.12 : Vérification de déplacement inter-étages.	76
Tab.IV.13 : Vérification de l'effet P- Δ	77
Tab.IV.14 : Caractéristiques géométriques et structurelles de la structure.....	78
Tab.V.16 : Vérification de l'effort normal réduit.	79
Tab.V.1 : Sollicitations statique dans les poutres (effort tranchant)	81
Tab.V.2 : Sollicitations statique dans les poutres principales.	82
Tab.V.3 : Sollicitations statique dans les poutres Secondaires.	83
Tab.V.4 : Sollicitations statique dans la poutre Porteuse.	84
Tab.V.5 : : Sollicitations les plus défavorables dans les poutre.....	85
Tab.V.6 : Ferrailage des poutres principales et secondaires et la poutre porteuse.....	86
Tab.V.7 : Vérification des contraintes tangentielles	87
Tab.V.8 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :	87
Tab.V.9 : Vérification de l'état limite de compression du béton	87
Tab.V.10 : Vérification de l'état limite de déformation.....	88

Tab.V.11 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	92
Tab.V.12 : sollicitation statique dans les poteaux.....	93
Tab.V.13 : Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux.....	95
Tab.V.14 sollicitations sismiques dans les poteaux.	94
Tab.V.15 : Diagrammes des efforts tranchants et les poteaux.	96
Tab.V.17 : résumé le ferrailage des différentes sections de poteau.....	98
Tab.V.18 : Armatures transversales des poteaux.	99
Tab.V.19 : Vérification du flambement des poteaux.....	101
Tab.V.20 : Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.	102
Tab.V.21 : Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.	102
Tab.V.22 : Les moments résistants dans les poteaux.....	103
Tab.V.23 : Les moments résistants dans les poutres.....	103
Tab.V.24 : Vérification de la zone nodale.	104
Tab.V.25 : les schémas de ferrailage dans les différents poteaux.....	104
Tab.V.26 : Schéma de principe de ferrailage et réduction des sections des poteaux.....	107
Tab.V.27 : Sollicitation statique dans les voiles.....	109
Tab.V.28 : sollicitation statique dans le voile V_x1	110
Tab.V.29 : ferrailage voile $V_x1,2,3+V_y1,2,3$ (S-sol au 5 ^{ème}).....	116
Tab.V.30 : ferrailage voile $V_x1,2,3+V_y1,2,3$ (6 ^{ème} au 11 ^{ème}).....	117
Tab.V.31 : ferrailage voile V_x4 (S-sol au 5 ^{ème}).....	119
Tab.V.32 : ferrailage voile V_x4 (6 ^{ème} au 11 ^{ème}).....	120
Tab.V.33 : ferrailage voile V_x5 (S-sol au 5 ^{ème}).....	122
Tab.V.34 : ferrailage voile V_x5 (6 ^{ème} au 11 ^{ème}).....	123
Tab.V.35 : ferrailage voile V_y4, V_y5 (S-sol au 5 ^{ème}).....	125
Tab.V.36 : ferrailage voile V_y4, V_y5 (6 ^{ème} au 11 ^{ème}).....	126
Tab.VI.1 : les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes....	131
Tab.VI.2 : Calcul du ferrailage de la dalle.....	137
Tab.VI.3 : Vérification des contraintes.	138
Tab.VI.4 Ferrailage du radier à l'ELS.	138
Tab.VI.6 : Sollicitations des nervuresa l'ELU.	142
Tab.VI.7 : Sollicitations des nervures al'ELS.....	142
Tab.VI.8 : Résumé du ferrailage de la nervure sens x-x.....	143
Tab.VI.9 : Résumé du ferrailage de la nervure sens y-y.....	143

Tableau VI.10 .Vérification de l'effort tranchant.	143
Tab.VI.12 : Résumé des résultats (Ferrailage et vérification des contraintes).....	144
Tab.VI.13 : Section des armatures du voile périphérique.	148
Tab.VI.14 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	149

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I Généralités

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3 Caractéristique de l'ouvrage	1
I.3.1 Caractéristique géométriques et architecturales.....	1
I.3.2 Contreventement	1
I.3.3 Les planchers	1
I.3.4 Les escaliers	1
I.3.5 Les balcons.....	1
I.3.6 La maçonnerie (Les façades et les cloisons).....	2
I.3.7 L'acrotère.....	2
I.4 Règlementations et normes utilisés.....	2
I.5 Méthodes de calcul	2
I.5.1. Définition de l'état limite.....	2
I.6 Actions et sollicitations.....	3
I.6.1 Définition des actions	3
I.6.2 Les sollicitations	3
I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	4
I.7.1 Béton.....	4
I.7.2 L'Acier.....	4
I.7.2.1. Principales armatures utilisées	5
I.8 Conclusion	6

Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments

II.1 Introduction	7
II.2. Pré Dimensionnement des éléments secondaires	7

I.2.1. Les planchers	7
II.2.1.1. Plancher à corps creux	7
II.2.1.2 Les poutrelles.....	8
II.2.1.3. Plancher en dalle pleine	9
II.2.1.4 Les poutres.....	10
II.2.1.5 Les voiles de contreventement	11
II.2.1.6 Les escaliers.....	12
II.1.1.6.1 Escalier type 1 : Escalier droit à deux volées	12
II.2.1.6.2 Escalier type 2 : Escalier droit à une volée.....	13
II.3 Evaluation des charges	14
II.4 Les poteaux.....	17
II.5.CONCLUSION	27

Chapitre III Calculs des éléments secondaires

III. Introduction	28
III.1. Étude des poutrelles	28
III.1.1.Méthode Forfaitaire.....	28
III.1.2.Méthode de Caquot	30
III.1.3.Les différents types des poutrelles	31
III.1.4.Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles	32
III.1.5.Ferraillage des poutrelles	34
III.1.6.Les vérifications nécessaires	37
III.1.6.1.Calculs de ferraillage à l'ELU.....	41
III.1.6.3.Ferraillage de la dalle de compression	43
III.2.Étude des dalles pleines.....	44
III.2.1.Panneau de dalle(Dp1) sur 4(appuis) étage commerciale	45
III.2.2.Panneau DP2 (3 appuis) balcons	48
III.2.3.Panneau DP2 (2 appuis) balcons	51
III.3. Etude des escaliers	53
III.3.1.Escalier a deux volées	53
III.3.2.Ferraillage.....	54
III.3. Etude de La poutre palière	56
III.4.Étude de l'acrotère	59

III.4.1.Hypothèses de calcul.....	59
III.4.2.Charge horizontale (Charge sismique).....	59
III.4.3.Calcul des sollicitations :.....	59
III.4.4.Ferraillage de l'acrotère :	61
III.4.5.Vérifications à l'ELU	61
III.4.6.Vérifications à l'ELS (vérification des contraintes).....	62

Chapitre IV Etude dynamique

Introduction	64
IV.1.1.Classification et zone sismique de l'ouvrage selon le RPA99/2003	64
IV.1.2.Importance de l'ouvrage (A3.2./RPA99/2003)	64
IV.1.3.Site (A3.3. /RPA99/2003).....	64
IV.2. Le choix de type de contreventement	65
IV .3. Modélisation de la structure.....	65
IV.3.1.Principe de Modélisation (A4.3.2. /RPA99/2003).....	65
IV.3.2.Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis	65
IV.3.3.Programme utilisé pour la modélisation :	65
IV.4. Méthode de calcul	67
IV.5.Spectre de réponse sismique (A4.2.3. RPA99/2003).....	69
IV.6.Résultats obtenus après modélisation	70
IV.6.1.Taux de participation massique.....	70
IV.6.2.Efforts tranchants, Moments sismique et les déplacements par niveau	71
IV.6.3.Justification sismique de la structure	73
IV.6.4.Effort tranchant à la base (Réponse sismique totale de la structure)	73
IV.6.5.Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 R.P. A99/2003).....	74
IV.7.Justification de la sécurité de l'ouvrage.....	74
IV.7.1 Justification vis-à-vis les déformations (A.5.10. R.P. A99/2003)	74
IV.7.2.Justification vis-à-vis l'effet P- Δ (A.5.9. R.P.A99/2003).....	74
IV.7.3.Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble (A.5.5. R.P. A99/2003).....	76
IV.7.4.Vérification de l'effort normal réduit.....	78

IV.8.Conclusion	79
-----------------------	----

Chapitre V Etudes des éléments structuraux

V.1 .Introduction	80
V.2.Étude des poutres.....	80
V.2.1.Introduction	80
V.2.2.Recommandations du RPA99v2003 :	80
V.2.3.Dispositions constructives des portiques : (Selon le RPA 99)	80
V.2.4.Diagramme des efforts tranchants	81
V.2.5.Diagrammes des moments fléchissant	83
V.2.6.Calcul du ferrailage	86
V.2.7.Vérification des armatures selon le RPA 99	86
V.2.8.Vérification à l'ELU.....	87
V.2.9.Vérification à l'ELS	88
V.2.10.Schéma de ferrailage	89
V.3.Étude des poteaux.....	92
V.3.1.Introduction	92
V.3.2.Recommandations du RPA99 (version 2003)	92
V.3.2.1. Armatures longitudinales	92
V.3.2.2.Armatures transversales	93
V.3.2.3.Sous combinaison statique (ELU, ELS).....	93
V3.2.4.Sous combinaison sismique.....	95
V.3.3.Diagrammes des efforts tranchants	96
V.3.4.Calcul du ferrailage	97
V.3.5. Ferrailage transversale.....	99
V.3.6.Vérifications	100
V.4.Ferrailage.....	106
V.5 .Étude des voiles.....	109
V.5.1.Introduction	109
V.5.2.Recommandations du RPA99	109
V.5.3.Diagramme des moments fléchissant et l'effort normal	110
V.5.4.Calcul des voiles par la méthode des contraintes	112
V.5.5.Les Voiles à étudier	113

V.5.6.Schémas de ferrailage $V_{x1,2,3}+V_{y1,2,3}$	119
V.5.7.Schémas de ferrailage V_{x4}	122
V.5.8.Schémas de ferrailage V_{x5}	125
V.5.9.Schémas de ferrailage V_{y4}, V_{y5}	128
V.6.Conclusion.....	129

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

VI .1.Introduction.....	130
VI.2.Choix de type de fondations.....	130
VI.3.Combinaisons d'actions à considérer.....	130
VI.4.Étude des fondations	130
VI.4.1.Vérification des semelles isolées	130
VI.4.2.Vérification des semelles filantes	131
VI.4.3.Radier général	132
VI.4.3.1.Pré dimensionnement	133
VI.5.Les Vérifications nécessaires	134
VI.5.1.Vérification au poinçonnement	134
VI.5.2. Vérification de la contrainte dans le sol.....	134
VI.5.3.Vérification de la poussée hydrostatique	135
VI.5.4.Vérification au cisaillement	136
VI.5.5.Vérification à la stabilité au renversement.....	136
VI.6. Ferrailage du radier général	136
VI.6.1.Schéma de ferrailage.....	139
VI.7.Etude des nervures	140
VI.7.1.Calcul des charges équivalentes uniformes	140
VI.7.2.Calcul des sollicitations	141
VI.7.3 Ferrailage des nervures	142
VI.8.Etude du voile périphérique	146
VI.8.1.Introduction.....	146
VI.8.2.Caractéristiques des voiles	146
VI.8.3.Caractéristiques du sol	146
VI.8.4.Évaluation des charges et surcharges.....	147
VI.8.5.Ferrailage du voile	147

VI.8.6.Schéma de ferrailage du voile périphérique :	149
VI.9.CONCLUSION.....	150

Conclusion Générale

INTRODUCTION

GENERALE

Introduction Général

Le génie civil représente toutes les techniques liées à la construction civile. Les ingénieurs civils sont responsables de la conception, de la construction et de la restauration. Ils gèrent des projets de construction et des infrastructures urbaines pour répondre aux besoins de la société, tout en assurant une structure à la fois sécuritaire et économique.

L'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir car ces dernières doivent être dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis des différentes sollicitations notamment l'effet sismique.

Dans le cadre de la préparation du diplôme master, un projet nous a été confié pour l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (habitations+ commerces et services) en R + 11 + sous-sol aménagé en parking. . Implanté à **EL-KSEUR** wilaya de **BEJAIA** (zone IIa).Le bâtiment est contreventé par un système mixte (voiles portiques)

L'étude de ce bâtiment s'est faite tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U13.2 et le D.T.R BC 22. BC 2.33.2).

Pour faire du bon travail dans la recherche du projet, l'étude des sols est essentielle. Ceci est réalisé grâce à des tests en laboratoire ainsi que des tests sur le terrain. Recherche sur le Sol a conséquent, notre travail est soutenu par des laboratoires et (ingénierie Construction), dans le but de comprendre la qualité du sol local et sa capacité portante. (Voir l'annexe)

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Un pré-dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles) a été fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère, ont été calculés et ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée par le logiciel **ETAPS** et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec **RPA99/2003**. En fin nous avons fait un choix de fondation qui convient aux caractéristiques du site ainsi qu'au poids de la structure.

Chapitre I

Généralités

I.1. Introduction

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage objet de notre travail consiste en un bâtiment (R+11 avec sous-sol) à usage multiple qui regroupe commerces, services et logements d'habitation ; classé dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne) selon la classification du RPA 99 addenda 2003. (**Art : 3.2 RPA 99**).

I.3 Caractéristique de l'ouvrage

I.3.1 Caractéristique géométriques et architecturales

- Longueur : 18.45 m
- Largeur : 17.80 m
- Hauteur total du bâtiment (y compris l'acrotère) : 36.34 m
- Hauteur du sous-sol : 3.60 m
- Hauteur du rez-de-chaussée : 3.96 m
- Hauteur des autres étages : 2.88 m

I.3.2 Contreventement

Le système de contreventement représente l'ensemble des éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité de la structure vis-à-vis des forces horizontales. L'ouvrage étant d'une hauteur totale dépassant les 14 mètres ; le système de contreventement est mixte (voiles + portiques) en béton armé. (**Art : 3.4 RPA 99**)

I.3.3 Les planchers

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage. Ils sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

On a des planchers semi préfabriqués en corps creux, et des dalles pleines (les balcons, la dalle de l'ascenseur et paliers d'escalier).

I.3.4 Les escaliers

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

I.3.5 Les balcons

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

I.3.6 La maçonnerie (Les façades et les cloisons)

- Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (15+10) cm séparées par une lame d'air de 5cm.
- Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm

I.3.7 L'acrotère

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde-corps, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériels de travaux de l'entretien des bâtiments.

I.4 Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement. Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003.(Règlement Parasismique Algérien)
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL 91 modifié99. (Béton Armé Aux Etats Limites).

I.5 Méthodes de calcul

I.5.1. Définition de l'état limite

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu

a. Etat limite ultime ELU

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage. Etat limite ultime de l'équilibre statique, de résistance et de stabilité de forme.

b. Etat limite de service ELS

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage. Etat limite de service d'ouverture des fissures, de déformation et vis-à-vis de la compression du béton

I.6 Actions et sollicitations

I.6.1 Définition des actions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc Des charges permanentes, d'exploitations et climatiques.

On distingue :

a. Actions permanentes (G)

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

b. Actions variables (Q)

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

c. Actions accidentelles (FA)

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes : Séismes, incendies, chocs,...etc.

I.6.2 Les sollicitations

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

1. Les combinaisons d'action :

a. Sollicitations fondamentale de calcul vis-à-vis l'ELU :

(BAEL 91/Version 99 Art.3.3.22)

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \times Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{0i} \times Q_i$$

$\gamma_{Q1} = 1.5$ En général.

$\gamma_{Q1} = 1.35$ Pour les bâtiments agricoles à faible densité humaine

Ψ_{Qi} : Coefficient de pondération = 0.77 pour les bâtiments à usage courant.

G_{\max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

b. Sollicitations accidentelles

(BAEL 91/Version 99 Art.3.3.22)

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} \times Q_1 + \sum \Psi_{21} \times Q_i$$

F_A : Valeur de l'action accidentelle.

Q_i : Charge variable d'accompagnement.

Ψ_1, Ψ_2 : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

1. Combinaison d'action à considérer (RPA99/2003 article V.5.2)

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2E : \text{uniquement pour les structures auto-stables} \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

Avec E : action de séisme.

I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.7.1 Béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulat) avec un liant hydraulique (ciment) et de l'eau et des adjuvants, il est destiné essentiellement à équilibrer les efforts de compression

I.7.2 L'Acier

L'acier est fabriqué à partir de Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

I.7.2.1. Principales armatures utilisées

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences	Treillis soudés à fils lisses
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	TLE500
f_e [MPa]	215	235	400	500

Tab.I. 1 : f_e en fonction du type d'acier

Hypothèses de calcul

Les hypothèses adoptées pour cette étude sont dans le tableau suivant :

Tab.I.2. Caractéristiques béton-acier.

	Caractéristiques		Valeur(Mpa)	Règlement	
Béton	La résistance du béton a la compression f_{c28}		25	/	
	La résistance à la traction f_{t28}		2.1	CBA93(Art.A.2.1.1.2)	
	Contrainte limite à l'ELU durable		14.2	CBA93(Art.A.4.3.4)	
	Contrainte limite à l'ELU accidentelle		18.48		
	Contrainte limite à l'ELS σ_{bc}		15		
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}		32164.2	CBA93(Art.A.2.1.2.1)	
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}		10818.86	CBA93(Art.A.2.1.2.2)	
	Contrainte ultime de cisaillement $\bar{\tau}_U$	Fissuration peu nuisible	ELU.D	3.33	Art 5.1, 211 BAEL91
ELU.A			4.34		
Fissuration FN ou FTN		ELU.D	2.5		
		ELU.A	3.26		
Acier	La nuance d'acier longitudinale et transversale		feE400	/	
	La résistance à la traction		400	/	
	Module d'élasticité		$2 \cdot 10^5$	/	
	Contrainte limite σ_s	ELU. D		348	
		ELU.A		400	
		ELS	FN	201.63	Art A4.5.3.3 CBA93
FPN			164.97	ArtA.4.5.3.4 CBA93	

I.8 Conclusion

Ce chapitre à concerner une vue global sur notre projet, les différents règlements à utiliser ainsi les caractéristiques des matériaux à adopter.

Chapitre II

Pré-dimensionnement

Des éléments

II.1 Introduction

Le pré-dimensionnement a pour but de donner les dimensions des différents éléments résistants de la structure avant l'étude du projet, on distingue deux types :

- Eléments principaux (structuraux) : Poutres, poteaux et voiles.
- Eléments secondaires (non structuraux) : Planchers, escaliers, acrotère et l'ascenseur.

Chaque élément d'une structure doit avoir une section minimale suffisante, pour pouvoir supporter les sollicitations qui lui a été appliquées, ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93**. Les résultats obtenus de pré-dimensionnement ne sont pas définitifs, ils peuvent être redimensionnés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré Dimensionnement des éléments secondaires

I.2.1. Les planchers

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur car il supporte les charges et surcharges. Il assure aussi un rôle d'isolation thermique et acoustique.

Pour ce qui est de notre structure ; nous avons opté pour un plancher en corps creux dans les étages courants, car c'est une structure à surcharges modérées sauf les balcons et la dalle de l'ascenseur en dalle plaines.

II.2.1.1. Plancher à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \text{ (CBA93 Art B.6.8.4.2.4)}$$

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

ht : Hauteur du plancher.

$$L=360-30=330 \rightarrow h_t \geq \frac{330}{22.5}=14.66\text{cm} \quad \text{soit } h_t=16\text{cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4)=20\text{cm}$.

Avec : 16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.

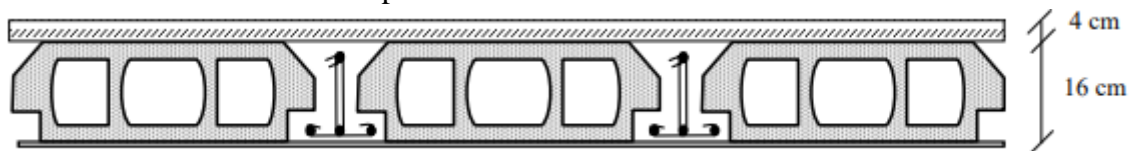


Figure II.1 Plancher à corps creux

II.2.1.2 Les poutrelles

La disposition des poutrelles est dictée par deux critères :

- Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- Le critère de la continuité (là où il y a plus d'appuis).

La disposition choisie pour notre cas respecte les deux critères, la figure suivante montre la disposition choisie.

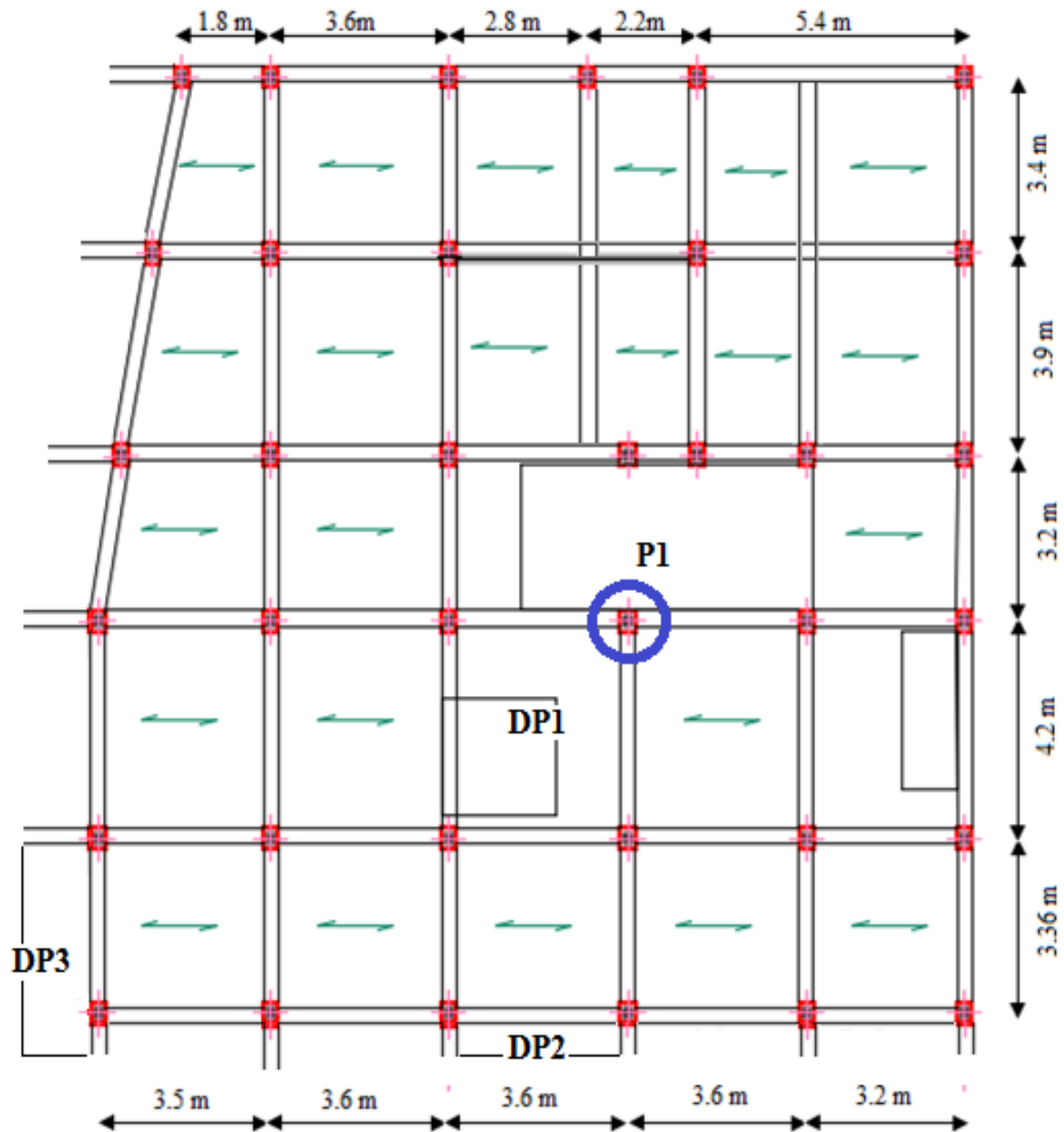


Fig. II.2 : Vue en plan de disposition des poutrelles.

Le dimensionnement des poutrelles se fait comme suivant :

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

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t = (0,8 \text{ à } 1,2)$$

On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$b_1 = \min(55/2, 390/10) = 27,5 \text{ cm.}$$

$$b = 2 b_1 + b_0 = 65 \text{ cm.}$$

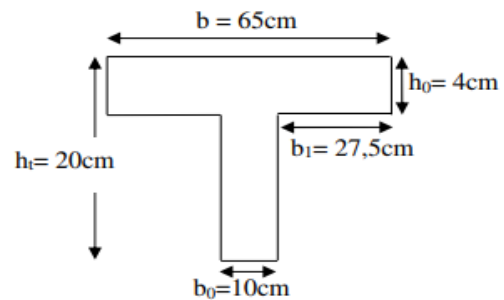


Fig. II.3 : Schéma d'une poutrelle.

II.2.1.3. Plancher en dalle pleine

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont l'une des directions (l'épaisseur h) est petite par rapport aux autres (portées L_x et L_y).

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé. Le dimensionnement de ce type de plancher dépend des critères suivants :

- **Coupes feux :**
 $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
 $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu. (CBA93)
 $e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.
- **Isolation phonique :**
 Selon les règles de la technique **CBA93** en vigueur en Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Dans ce projet on distingue deux types de dalle pleine :

- **Dalle sur 3 appuis :**

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \Rightarrow \frac{140}{50} \leq e \leq \frac{360}{40}$$

$$\rightarrow 2,8 \text{ cm} \leq e \leq 3,5 \text{ cm}$$

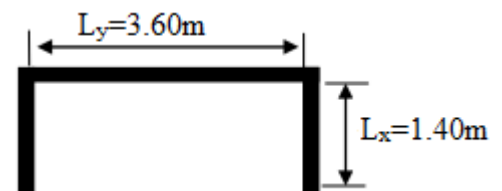


Fig. II.4 Dalle sur trois Appuis

- Dalle sur 2 appuis :

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

$$\frac{140}{35} \leq e \leq \frac{140}{30}$$

$$\rightarrow 4\text{cm} \leq e \leq 4.66\text{cm}$$

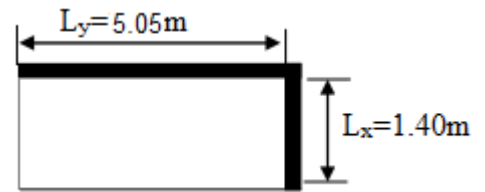


Fig.II.5 Dalle sur deux Appuis

On opte pour e = 15cm.

- Dalle sur 2 appuis :

$$\rho = \frac{3.6}{4.2} = 0.787 > 0.4$$

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

$$\frac{360}{45} \leq e \leq \frac{360}{40}$$

$$\rightarrow 8\text{cm} \leq e \leq 9\text{cm}$$

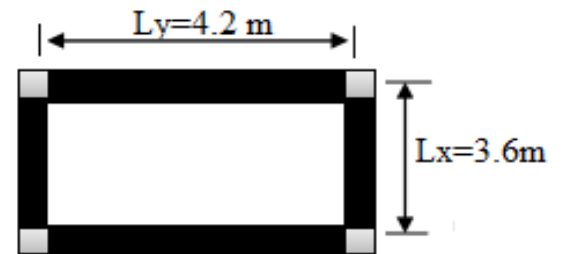


Fig.II.6 Dalle sur quatre Appuis

On opte pour e = 15cm.

II.2.1.4 Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis, on a deux types (poutres principales, poutres secondaires).

a. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

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

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

$L_{\max} = 390\text{cm}$.

$$\rightarrow 26\text{cm} \leq h \leq 39\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots\text{Vérfiée} \\ h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots\text{Vérfiée} \\ h/b = 35/30 = 1.17 < 4 \dots\dots\dots\text{Vérfiée} \end{array} \right.$$

(RPA 99 Art.7.5.1)

Soit : $h=35\text{cm}$ (hauteur) et $b=30\text{cm}$ (largeur de la poutre).

b. Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

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

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 330\text{cm}.$$

$$22\text{cm} \leq h \leq 33\text{cm}$$

Soit : $h=30\text{cm}$ (hauteur) et $b=30\text{cm}$ (largeur de la poutre).

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{ cm} \dots\dots\dots\text{Vérfiée} \\ h = 30\text{cm} > 30\text{ cm} \dots\dots\dots\text{Vérfiée} \\ h/b = 35 / 30 = 1.0 < 4 \dots\dots\dots\text{Vérfiée} \end{array} \right.$$

II.2.1.5 Les voiles de contreventement

Selon le **RPA99 (article 7.7.1)** un voile de contreventement doit satisfaire les conditions suivantes :

- l'épaisseur minimale du voile est de 15cm
 $a \geq \max [h_e / 22, 15\text{cm}]$.

Avec :

- h_e : hauteur libre d'étage.

- a : épaisseur du voile.

On a: $h_e = 3.60\text{ m}$ pour le sous-sol.

$h_e = 3.96\text{ m}$ pour le RDC.

$h_e = 2.88$ du 2^{ème} niveau au 11^{èmes} niveau.

$$- a \geq \frac{360}{22} = 16.36\text{cm}.$$

$$- a \geq \frac{396}{22} = 18\text{cm}.$$

$$- a \geq \frac{288}{22} = 13.09\text{cm}.$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de « $a = 20\text{ cm}$ »

II.2.1.6 Les escaliers

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches et de contremarches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. La figure II.4 montre les différents éléments constituant un escalier :

- (1) : Epaisseur du palier de repos (e).
- (2) : projection horizontale de paillasse (L_0)
- (3) : Giron (g)
- (4) : Hauteur de la contre marche (h)
- (5) : Hauteur de la volée (h)
- (6) : Inclinaison de la paillasse (α)
- (7) : Emmarchement
- H : Hauteur d'étage

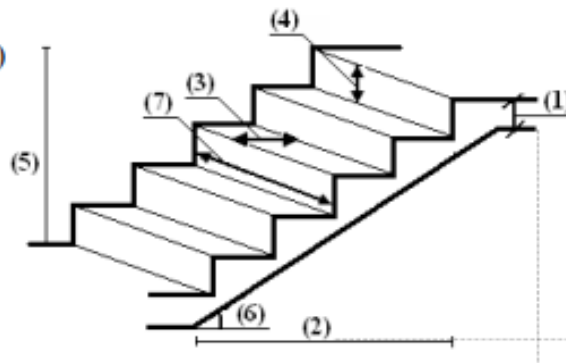


Fig. II.7 Schéma de l'escalier

Notre projet présente deux types d'escalier :

Le 1^{er} type: Escalier deux volées avec un palier intermédiaire (de +1.08m au dernier niveau).

Le 2^{ème} type : Escalier a une volée avec un palier (RDC).

$$0.59m \leq g + 2 \times h \leq 0.64m \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \begin{cases} n : \text{ Nombre de contremarches.} \\ n-1 : \text{ Nombre de marches.} \end{cases}$$

$$h = \frac{H_0}{n}$$

Remplaçant dans (1) on trouve :

$$64 n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

II.1.1.6.1 Escalier type 1 : Escalier droit à deux volées

$L_0 = 2.10m$

$H_0 = 1.44m$

$L_p = 1.30m$

En remplaçant dans l'équation (2)

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times 144 + 210) \times n + 2 \times 144 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

$n=8$ (nombre de contre marche).

$n-1=7$ (nombre de marche).

$$\text{Donc : } h = \frac{144}{8} = 18 \text{ cm}$$

$$g = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H_0}{L_0} = \frac{144}{210} = 0.685 \rightarrow \alpha = 34.438^\circ$$

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{210^2 + 144^2} = 246.98 \text{ cm}$$

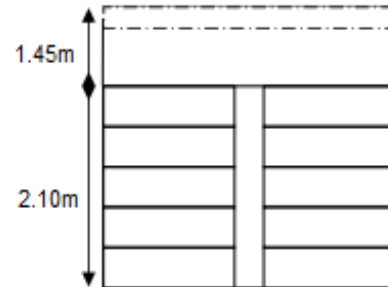


Fig II.8 : vue en plan de type de l'escalier

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = 145 + \sqrt{210^2 + 130^2} = 376.98 \text{ cm}$$

Soit $L=3.77 \text{ m}$

Epaisseur de la pailasse :

$$\frac{377}{30} \leq e \leq \frac{377}{20}$$

$$\rightarrow 12.57 \text{ cm} \leq e \leq 18.85 \text{ cm}$$

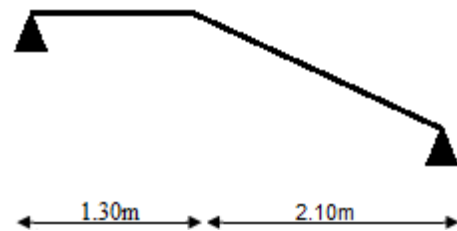


Fig. II.9. Schéma statique l'escalier.

Soit $e=15 \text{ cm}$

II.2.1.6.2 Escalier type 2 : Escalier droit à une volée

$$L_0 = 1.75 \text{ m}$$

$$H_0 = 1.08 \text{ m}$$

$$L_p = 1.80 \text{ m}$$

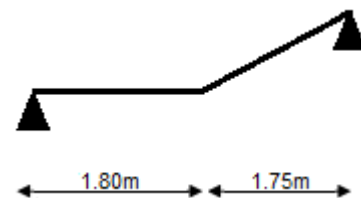


Fig. II.10. Schéma statique l'escalier RDC.

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{1.75^2 + 1.08^2} = 2.06 \text{ m}^2$$

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = 1.80 + \sqrt{1.75^2 + 1.08^2} = 3.86 \text{ m}^2.$$

II.3 Evaluation des charges

- **Plancher terrasse inaccessible.**

Tableau.II.1 Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.04	20	0.8
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.015	18	0.27
Plancher à corps creux	0.20	14	2.8
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Forme de pente	0.065	22	1.43
Charge permanente totale	G=5.62 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q=1 KN/m²		

- **Plancher étage courant.**

Tableau.II.2 Evaluation des charges du plancher étage courant.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	14	0.20	2.8
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Cloison de séparation	10	0.10	1
Charge permanente totale	G=5.2 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q=1.5KN/m²		

- **Dalle pleine & Balcons.**

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanente totale	G=5.22KN/m²		
Charge d'exploitation	Q_{Balcon}=3.5KN/m² Q_{étagecourant}=1.5 KN/m²		

Tableau.II.3 Evaluation des charges de la dalle pleine.

- **Escalier.**

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement du sol en carrelage horizontal	22	0.02	0.44
Mortier de pose Horizontal	20	0.02	0.4
Mortier de pose Vertical	20	$\frac{0.02 \times 0.18}{0.3}$ =0.012	0.24
Paillasse	25	0.15/cos34.438	4.55
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
Revêtement du sol en carrelage vertical	22	0.02	0.44
Marche	25	0.15/2	1.88
Charge permanente totale	G=8.1KN/m²		
Charge d'exploitation	Q=2.5KN/m²		

Tableau.II.4 Evaluation des charges sur la volée(e =15cm).

- **Evaluation des charges sur le palier (e = 15cm).**

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement de sol en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
Charge permanente totale	G=5.1 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q=2.5 KN/m²		

Tableau.II.5 Evaluation des charges sur le palier (e =15cm).

- **Mur extérieur.**

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Brique creuse	-	0.15	1.35
Lame d'air	-	0.05	-
Brique creuse	-	0.1	0.9
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente totale	G=2.65 KN/m²		

Tableau.II.6 Evaluation des charges du mur extérieur.

Remarque : Q= 5 KN/m² pour le RDC, sous-sol et niveau 1.

- **Acrotère :**

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse Cet élément est réalisé en béton armé. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale.

$$S = 0.6 \times 0.1 + (0.1 + 0.07) \times 0.1 / 2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}$$

- **charge Permanente :**

- **Poids propre :**

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

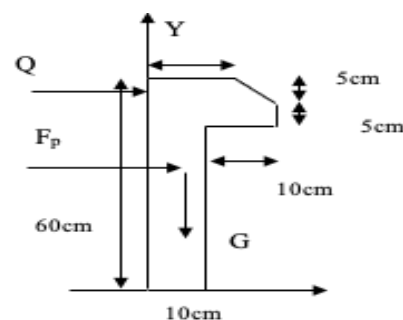


Fig. II.11 Dimension de l'acrotère

- **Enduit de ciment :**

$$G = \gamma_c \times e$$

$$G = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/ml}$$

$$G_T = 1.7125 + 0.4 = 2.1125 \text{ KN/ml}$$

II.4 Les 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. 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 a 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** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$

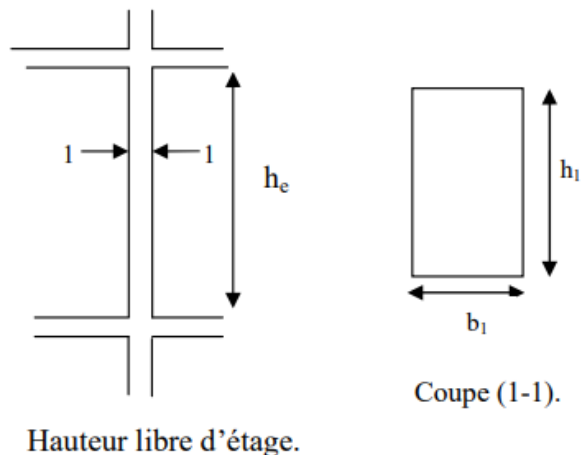


Fig.II.12 poteau

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage.

$h_e = 3.40 \text{ m}$ (sous-sol)

$h_e = 3.76 \text{ m}$ (RDC)

$h_e = 2.68 \text{ m}$ (de R+1 a R+11)

On adopte préalablement aux sections des poteaux comme suit :

Etage	Sous-sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3et 4	5 et 6	7 et8	9 et 10	11
Section (b×h)cm ²	50×50	45×50	40×45	35×40	35×35	30×35	30×30

Tableau.II.7 sections des poteaux préables.

• **Descente de charge :**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

• **Poteau p1 :**

La surface afférente :

$$S_T = (1.45 + 1.95) \times (1.65 + 1.65)$$

$$S_T = 11.22 \text{ m}^2$$

$$S_{cc} = (1.45 + 1.95) \times 1.65$$

$$S_{cc} = 5.61 \text{ m}^2$$

$$S_{DP} = 1.95 \times 1.65$$

$$S_{DP} = 3.22 \text{ m}^2$$

On a $L_v = 2 \text{ m}$

$$S_{esc} = 2 \times 1.4$$

$$S_{esc} = 2.8 \text{ m}^2$$

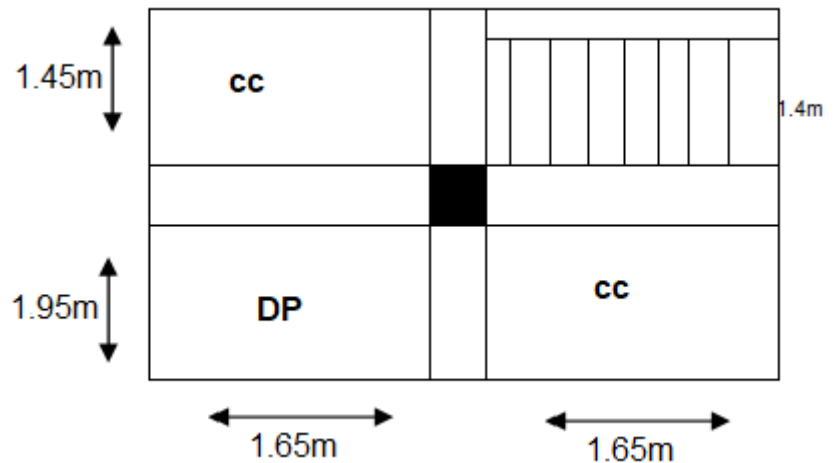


Fig.II.13 Surface afférente du poteau p1.

• **Les charges et surcharges :**

➤ Plancher terrasse inaccessible : $\begin{cases} G = 11.22 \times 5.62 = 63.06 \text{ KN} \\ Q = 11.22 \times 1 = 11.22 \text{ KN} \end{cases}$

➤ Plancher RDC, sous-sol : $\begin{cases} G = 5.2 \times 5.61 = 29.17 \text{ KN} \\ Q = 5 \times 5.61 = 28.05 \text{ KN} \end{cases}$

➤ Dalle plane RDC, sous-sol : $\begin{cases} G = 4.47 \times 3.22 = 14.4 \text{ KN} \\ Q = 5 \times 3.22 = 16.10 \text{ KN} \end{cases}$

➤ Escalier RDC, sous-sol : $G = 7.86 \times 2.8 = 22 \text{ KN}$

- Plancher étage 1 à 11 : $\begin{cases} G = 5.2 \times 5.61 = 29.17 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times 5.61 = 8.41 \text{ KN} \end{cases}$
- Dalle pleine étage 1 à 11 : $\begin{cases} G = 5.22 \times 3.22 = 16.81 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times 3.22 = 4.83 \text{ KN} \end{cases}$
- Les poutres : $\begin{cases} G_{pp} = 3.4 \times 0.35 \times 0.3 \times 25 = 8.92 \text{ KN} \\ G_{ps} = 3.3 \times 0.3 \times 0.3 \times 25 = 7.43 \text{ KN} \end{cases}$
-

Etage	Sous-sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{et} 4	5 et 6	7 et 8	9 et 10	11
S (b×h)m ²	0.25	0.225	0.18	0.14	0.123	0.105	0.09
G _p (KN)	18	16.2	12.96	10.08	8.86	7.56	6.48

Tableau.II.8 Evaluation des poids propres des poteaux.

- Application de la dégression (DTR BC 2.2.6.3).

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

On a le nombre d'étage est supérieur à 5, donc le coefficient $\left(\frac{3+n}{2 \times n}\right)$ étant valable, et on obtient les valeurs suivantes

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

$$Q_e = 1.5 \times S_{cc} + 1.5 \times S_{DP} + 2.5 \times S_{esc} = 20.245 \text{ KN}$$

$$Q_{RDC} = Q_{ss} = 5 \times (S_{ss} + S_{DP} + S_{esc}) = 58.15 \text{ KN}$$

$$\text{Terrasse inaccessible (N1)} : Q_{12} = Q_{TI} = 1 \times S_T = 11.22 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 11 (N}_2\text{)} : Q_{11} = Q_{TI} + 1.5 \times S_{cc} + 1.5 \times S_{DP} + 2.5 \times S_{esc} = 31.465 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 10 (N}_3\text{)} : Q_{10} = Q_{TI} + 0.95 \times (Q_e + Q_e) = 49.685 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 9 (N}_4\text{)} : Q_9 = Q_{TI} + 0.90 \times (Q_e + Q_e + Q_e) = 65.88 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 8 (N}_5\text{)} : Q_8 = Q_{TI} + 0.85 \times (Q_e + Q_e + Q_e + Q_e) = 80.05 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 7 (N}_6\text{)} : Q_7 = Q_{TI} + 0.80 \times (Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e) = 92.2 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 6 (N}_7\text{)} : Q_6 = Q_{TI} + 0.75 \times (Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e) = 102.32 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 5 (N}_8\text{)} : Q_5 = Q_{TI} + 0.71 \times (Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e) = 111.84 \text{ KN}$$

Etage 4 (N₉) : $Q_4 = Q_{TI} + 0.68 \times (Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e) = 121.35 \text{ KN}$

Etage 3 (N₁₀) : $Q_3 = Q_{TI} + 0.667 \times (Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e) = 132.8 \text{ KN}$

Etage 2 (N₁₁) : $Q_2 = Q_{TI} + 0.65 \times (Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e) = 142.81 \text{ KN}$

Etage 1 (N₁₂) : $Q_1 = Q_{TI} + 0.63 \times (Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e) = 151.52 \text{ KN}$

RDC (N₁₃) : $Q_{Rdc} = \text{venant du niveau 1} + Q_{RDC} = 209.67 \text{ KN}$

Sous-sol(N₁₄) : $Q_{ss} = \text{venant du RDC} + Q_{ss} = 267.82 \text{ KN}$

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N ₁	Plancher terrasse inaccessible	63.06	
	G _{pp} (30×35) cm ²	8.92	
	G _{ps} (30×30) cm ²	7.43	
	Total :	79.41	11.22
N ₂	Venant de N ₁	79.41	
	G _{plancher cc}	29.17	
	G _{pp} (30×35) cm ²	8.92	
	G _{ps} (30×30) cm ²	7.43	
	G _{esc}	22.01	
	G _{DP}	16.81	
	Poteau (30×30) cm ²	6.48	
Total :	170.23	31.465	
N ₃	Venant de N ₂	170.23	
	G _{plancher}	29.17	
	G _{pp} (30×35) cm ²	8.92	
	G _{ps} (30×30) cm ²	7.43	
	G _{esc}	22.01	
	G _{DP}	16.81	
	Poteau (30×35) cm ²	7.56	
Total :	262.13	49.685	

N ₄	Venant de N ₃	262.13	
	G _{plancher}	29.17	
	G _{pp(30×35) cm²}	8.92	
	G _{ps(30×30) cm²}	7.43	
	G _{esc}	22.01	
	G _{DP}	16.81	
	Poteau (30×35) cm ²	7.56	
	Total :	354.03	65.88
N ₅	Venant de N ₄	354.03	
	G _{plancher}	29.17	
	G _{pp(30×35) cm²}	8.92	
	G _{ps(30×30) cm²}	7.43	
	G _{esc}	22.01	
	G _{DP}	16.81	
	Poteau (35×35) cm ²	8.86	
	Total :	447.23	80.05
N ₆	Venant de N ₅	447.23	
	G _{plancher}	29.17	
	G _{pp(30×35) cm²}	8.92	
	G _{ps(30×30) cm²}	7.43	
	G _{esc}	22.01	
	G _{DP}	16.81	
	Poteau (35×35) cm ²	8.86	
	Total :	540.43	92.20
N ₇	Venant de N ₆	540.43	
	G _{plancher}	29.17	
	G _{pp(30×35) cm²}	8.92	
	G _{ps(30×30) cm²}	7.43	

	G _{esc}	22.01	
	G _{DP}	16.81	
	Poteau (35×40) cm ²	10.08	
	Total :	634.85	102.32
N ₈	Venant de N ₇	634.85	
	G _{plancher}	29.17	
	G _{pp} (30×35) cm ²	8.92	
	G _{ps} (30×30) cm ²	7.43	
	G _{esc}	22.01	
	G _{DP}	16.81	
	Poteau (35×40) cm ²	10.08	
	Total :	729.27	111.84
N ₉	Venant de N ₈	729.27	
	G _{plancher}	29.17	
	G _{pp} (30×35) cm ²	8.92	
	G _{ps} (30×30) cm ²	7.43	
	G _{esc}	22.01	
	G _{DP}	16.81	
	Poteau (40×45) cm ²	12.96	
	Total :	826.57	121.35
N ₁₀	Venant de N ₉	826.57	
	G _{plancher}	29.17	
	G _{pp} (30×35) cm ²	8.92	
	G _{ps} (30×30) cm ²	7.43	
	G _{esc}	22.01	
	G _{DP}	16.81	
	Poteau (40×45) cm ²	12.96	
	Total :	923.87	132.80

N ₁₁	Venant de N ₁₀	923.87	
	G _{plancher}	29.17	
	G _{pp(30×35) cm²}	8.92	
	G _{ps(30×30) cm²}	7.43	
	G _{esc}	22.01	
	G _{DP}	16.81	
	Poteau (45×50) cm ²	16.2	
	Total :	1024.41	142.81
N ₁₂	Venant de N ₁₁	1024.41	
	G _{plancher}	29.17	
	G _{pp(30×35) cm²}	8.92	
	G _{ps(30×30) cm²}	7.43	
	G _{esc}	22.01	
	G _{DP}	16.81	
	Poteau (45×50) cm ²	16.2	
	Total :	1124.95	151.52
N ₁₃	Venant de N ₁₂	1124.95	
	G _{plancher}	29.17	
	G _{pp(30×35) cm²}	8.92	
	G _{ps(30×30) cm²}	7.43	
	G _{esc}	22.01	
	G _{DP}	16.81	
	Poteau (50×50) cm ²	18	
	Total :	1227.29	209.67
N ₁₄	Venant de N ₁₃	1227.29	
	G _{plancher}	29.17	
	G _{pp(30×35) cm²}	8.92	
	G _{ps(30×30) cm²}	7.43	

	G_{esc}	22.01	
	G_{DP}	16.81	
	Poteau (50×50) cm ²	18	
	Total :	1329.63	267.82

Tableau.II.9: Descente de charge du poteau p1.

➤ **Les vérifications nécessaires :**

• **Poteau sous-sol :**

-L'effort normal ultime :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1329.63 + 1.5 \times 267.82 = 2196.73 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93 (article B.8.11)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que : $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

Donc : $N_u = 1.1 \times 2196.73 = 2416.40 \text{ KN}$

▪ **Vérification à la compression simple :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq f_{bu} \text{ Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{f_{bu}} \Rightarrow B \geq \frac{2416.40 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.170 \text{ m}^2$$

On a $B = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ m}^2$

$B = 0.25 \text{ m}^2 \geq 0.170 \text{ m}^2$ Condition vérifiée.

▪ **Vérification au flambement :**

On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

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

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

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 2.88 = 2.016 \text{ m.}$$

$$B = 0.25 \text{ m}^2.$$

$$I = \frac{0.5 \times 0.5^3}{12} = 0.52 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.375 \times 10^{-2}}{0.25}} = 0.144$$

$$\lambda = \frac{2.016}{0.1224} = 19.25 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{19.25}{35}\right)^2} = 0.76$$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_{\text{rcal}} \geq \frac{2416.40 \times 10^{-3}}{0.76 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.050 \text{ m}^2.$$

Or nous avons :

$$B_r = (50-2) \times (50-2) \times 10^{-4} = 0.2304 \text{ m}^2.$$

0.2304 > 0.050.....donc le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats concernant les autres poteaux de la structure sont résumés sur les tableaux suivants :

● **Vérification à la compression simple :**

poteau	Sous-sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 et 4	5 et 6	7 et 8	9 et 10	11
N _u (KN)	2416.40	1920.559	1599.066	1267.502	954.668	634.436	304.709
B _{cal} (m ²)	0.170	0.036	0.030	0.024	0.019	0.012	0.060
B _{adop} (m ²)	0.25	0.225	0.18	0.14	0.123	0.105	0.09

Tableau II.10 : Vérification à la compression simple.

Poteaux	L ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	N _u (KN)	Br (m ²)	Br cal (m ²)	Observation
Sous-sol et RDC	3.96	2.772	19.25	0.76	2416.403	0.2304	0.050	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème}	2.88	2.016	14.00	0.82	1920.559	0.2064	0.036	Vérifiée
3 et 4	2.88	2.016	15.63	0.81	1591.066	0.1634	0.030	Vérifiée
3 et 4	2.88	2.016	18.33	0.81	1267.502	0.1254	0.024	Vérifiée
7 et 8	2.88	2.016	20.36	0.79	954.668	0.1089	0.019	Vérifiée
9 et 10	2.88	2.016	19.76	0.80	634.436	0.0924	0.012	Vérifiée
11	2.88	2.016	22.91	0.78	304.709	0.0784	0.060	Vérifiée

Tableau II.11 : Vérification au flambement.

II.5.CONCLUSION

Le pré-dimensionnement se fait dans le but d'avoir une estimation des dimensions des éléments structuraux et non structuraux tout en satisfaisant les exigences des différents règlements en vigueur.

Ainsi ; nous avons procédé au pré dimensionnement des poutres en satisfaisant le critère de flèche ainsi que les minimums RPA. Les dimensions des poutres ont alors été fixées à :

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

le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du **BAEL91**

(**Art B.8.4 1**). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le **RPA**. Les dimensions des poteaux ont alors été fixées à :

- Sous-Sol et RDC : 50×50 .
- 1^{er} et 2^{ème} : 45×50 .
- 3^{ème} et 4^{ème} : 40×45 .
- 5^{ème} et 6^{ème} : 35×40 .
- 7^{ème} et 8^{ème} : 35×35 .
- 9^{ème} et 10^{ème} : 30×35 .
- 11^{ème} : 30×30 .

Chapitre III
Etude des
éléments secondaires

III. Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Dans ce chapitre le calcul va concerner les éléments suivants : les planchers (corps creux et en dalle pleine), les escaliers, poutres palières, poutrelles et l'acrotère (assimilé à un calcul sismique).

III.1. Étude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Pour calculer les sollicitations on applique l'une des méthodes suivantes :

Méthode **forfaitaire**.

Méthode de Caquot.

III.1.1. Méthode Forfaitaire

- **Domaine d'application**

BAEL91 (Art B.6.2.210)

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$).

Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.

Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.

Fissuration peu nuisible (F.P.N).

- **Application de la méthode**

Valeurs des moments

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

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

$$M_t \geq (1+0.3 \alpha) M_0 / 2 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) M_0 / 2 \text{ dans une travée de rive.}$$

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

$$0.6M_0 \text{ pour une poutre à deux travées.}$$

$$0.5M_0 \text{ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.}$$

$$0.4M_0 \text{ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.}$$

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 $\alpha = Q / (G+Q)$ le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

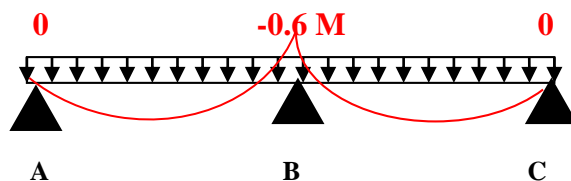


Fig.III.1 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

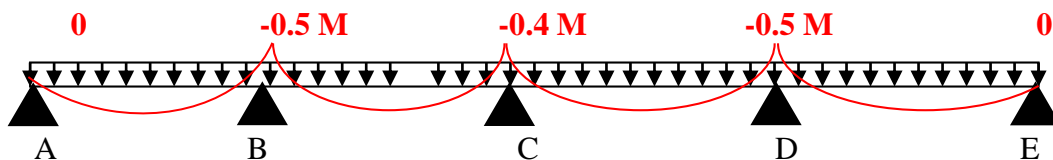


Fig.III.2 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travées

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas s. de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $:0.15M_0$. Tel que $M_0 = \text{Max}(M_{01}, M_{0n})$

• **Évaluation 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.

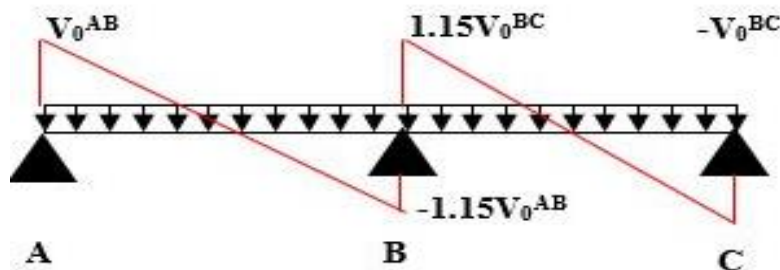


Fig.III.3 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées

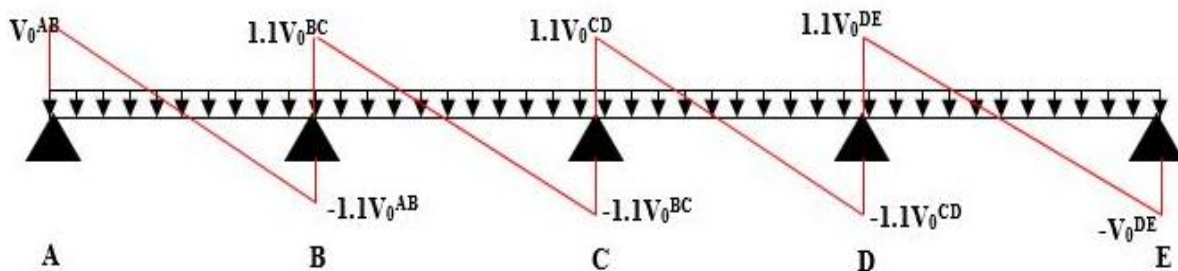


Fig.III.4 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées

III.1.2.Méthode de Caquot

- **Domaine d'application :**

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.

L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

- **Application de la méthode :**

Moment en travée

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

En appuis

$$M_a = - \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

BAEL (ArtL.III,3)

l_g' et l_d' : **Longueur fictive**

P_g et P_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré

$$l' = \begin{cases} 0.8l : \text{Travée intermédiaire} \\ l : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

L'effort tranchant

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

BAEL (ArtL.III,3)

Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée. Le schéma suivant montre le sens de disposition des poutrelles adopté. Ce dernier a été choisi de telle sorte à satisfaire au maximum les deux critères suivants :

A) Critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

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.

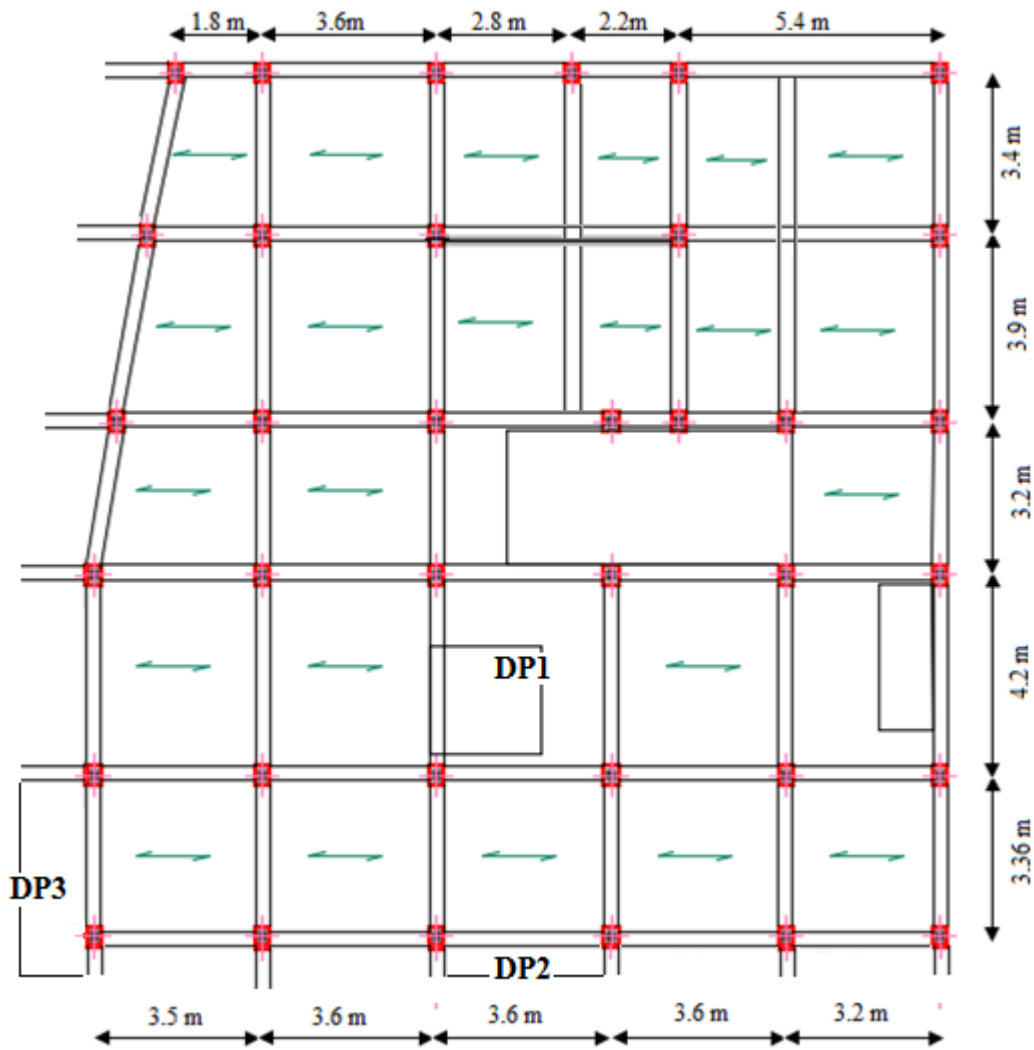


Fig. III.5 : Vue en plan de disposition des poutrelles.

III.1.3. Les différents types des poutrelles

- Types dans étage commerciale :

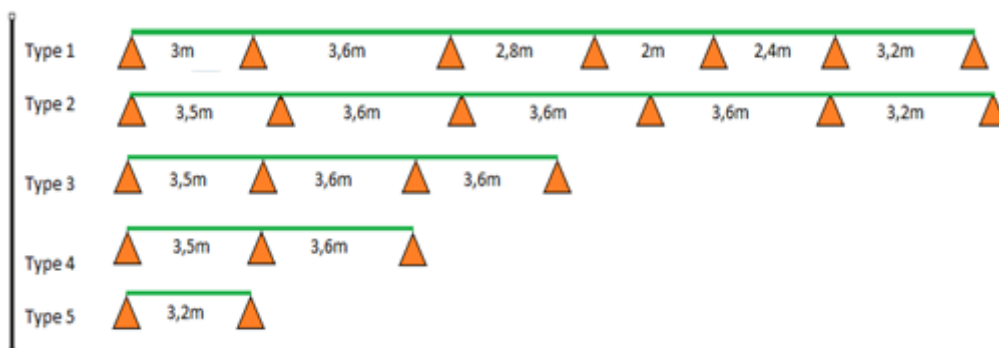


Fig. III.6 : Types de poutrelles dans l'étage commercial

- Types des poutrelles dans les étages courants :

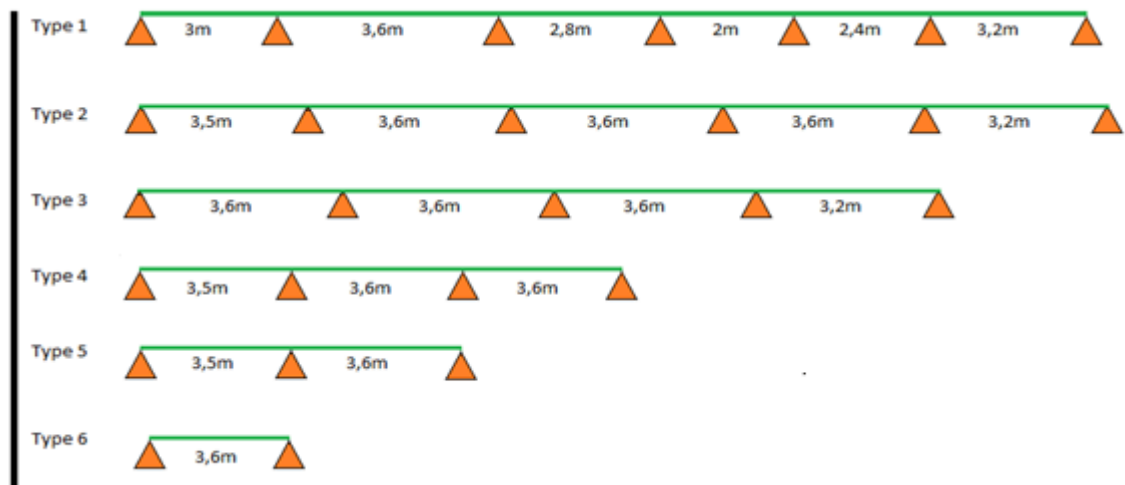


Fig.III.7 : Types de poutrelles dans l'étage courant.

- Types dans la terrasse inaccessible

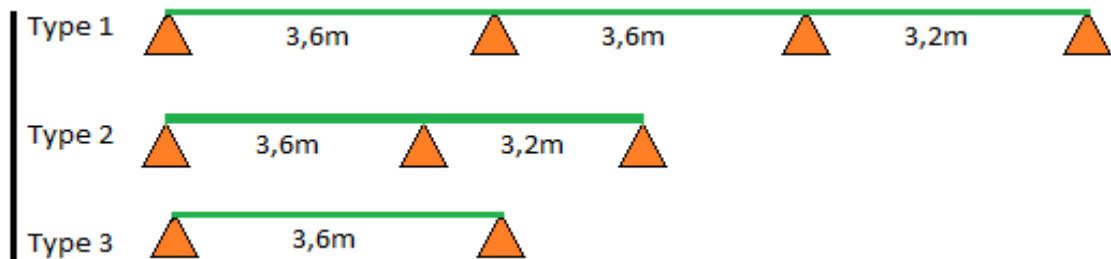


Fig.III.8 : Types de poutrelles dans terrasse inaccessible.

III.1.4.Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

À l'ELU : $P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $q_U = 0.65 \times P_u$

À l'ELS : $P_s = G + Q$ et $q_U = 0.65 \times P_s$

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Étage commercial	5.2	5	9.438	14.52	6.63	10.2
Étages courants	5.2	1.5	6.026	9.27	4.355	6.7
Terrasse inaccessible	5.62	1	5.907	9.087	4.303	6.62

TabIII.1 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

➤ Différentes sollicitations dans les étages :

Types	ELU			ELS			$V_u(KN)$
	$M_{a\ rive}$ (KN.m)	$M_{a\ inter}$ (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	$M_{a\ rive}$ (KN.m)	$M_{a\ inter}$ (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	
1	-1.538	-8.061	10.254	-1.082	-5.603	7.216	17.453
2	-1.913	-7.645	12.754	-1.344	-5.371	8.959	18.687
3	-2.057	-7.645	13.715	-1.445	-5.371	9.634	18.687
4	-1.943	-9.174	12.951	-1.365	-6.445	9.097	19.537
5	-1.812	/	12.081	-1.273	/	8.486	15.101

TabIII.2 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles dans l'étage commerciale

Types	ELU			ELS			$V_u(KN)$
	$M_{a\ rive}$ (KN.m)	$M_{a\ inter}$ (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	$M_{a\ rive}$ (KN.m)	$M_{a\ inter}$ (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	
1	-1.000	-4.587	6.669	-0.724	-3.287	4.826	11.111
2	-1.111	-4.881	7.407	-0.803	-3.528	5.353	11.931
3	-0.848	-4.587	5.656	-0.617	-3.287	4.113	11.111
4	-1.464	/	9.762	-1.058	/	7.055	10.847
5	-1.124	-5.857	7.490	-0.812	-4.233	5.413	12.474
6	-1.197	-4.881	7.978	-0.865	-3.528	5.765	11.931

TabIII.3 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles dans les étages courants.

Types	ELU			ELS			$V_u(KN)$
	$M_{a\ rive}$ (KN.m)	$M_{a\ inter}$ (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	$M_{a\ rive}$ (KN.m)	$M_{a\ inter}$ (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	
1	-1.148	-4.785	7.655	-0.837	-3.486	5.577	11.696
2	-1.077	-5.741	7.177	-0.784	-4.183	5.228	12.227
3	-1.435	/	9.569	-1.046	/	6.971	10.633

TabIII.4 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles dans la terrasse inaccessible

III.5.Ferraillage des poutrelles

Exemple de calcul plancher étage commerciale : forfaitaire

- Calcul à L'ELU

Sollicitations maximales

Le ferraillage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

Calcul de la section d'armature longitudinale

$$h_t = 20\text{cm} \quad h_0 = 4\text{cm} \quad b_0 = 10\text{cm} \quad b = 65\text{cm}$$

$$G=5.2 \text{ KN/m}^2 \quad Q=5 \text{ KN/m}^2$$

$$f_e = 400\text{Mpa} \quad f_{c28}=25\text{Mpa} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.2 \quad d=h_t-c=18\text{cm} \quad \gamma_b=1.5$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t^{\max} = 13.715 \text{ KN.m} \\ M_{a^{\text{rive}}} = -2.057 \text{ KN.m} \\ M_{a^{\text{inter}}} = -9.174 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_t^{\max} = 9.634 \text{ KN.m} \\ M_{a^{\text{rive}}} = -1.365 \text{ KN.m} \\ M_{a^{\text{inter}}} = -6.445 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \{V_u = 19.537 \text{ KN}$$

A.Ferraillage en travée

Calcul du moment équilibré par la table de compression

$$M_{tu} = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 0.059 \text{ MN.m}$$

$M_{tu}=0.059 \text{ MN.m} > M_u = 0.0325 \text{ MN.m} \Leftrightarrow$ calcule d'une section rectangulaire ($b \cdot h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{13.715 \cdot 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.0459 < 0.186 \Leftrightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc } A' = 0 \Leftrightarrow \delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ce qui donne } : A_t = \frac{M_{tu}}{z \cdot f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0459}) = 0.0588$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0588) = 0.1757 \Rightarrow A_t = \frac{13.715 \cdot 10^{-3}}{0.1757 \times 348} = 2.25 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.25 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

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

$$\Leftrightarrow A_t^{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{t\text{cal}} = 2.25 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

B. Ferrailage aux appuis**Appuis intermédiaires**

La table de compression est tendue, un béton tendu n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

Opte pour 3HA10 avec $A=2.36\text{cm}^2$.

$$M_{a^{inter}} = -9.174\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{9.174 \cdot 10^{-3}}{14.2 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.199 > 0.186 \leftrightarrow \text{pivot B}$$

$$\text{On a: } f_e = 400\text{MPa} \Rightarrow \mu_l = \mathbf{0.392} \Rightarrow \alpha_l = 0.668 \quad \rightarrow \varepsilon_l = \mathbf{1.74 \cdot 10^{-3}}$$

$$\mu_{bu} = 0.199 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \quad (\text{Les armatures comprimé ne sont pas nécessaires})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.221}) = 0.316$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.199) = 0.166 \Leftrightarrow A_a = \frac{9.174 \cdot 10^{-3}}{0.166 \times 348} = 1.59 \cdot 10^{-4} \text{m}^2 = 1.59\text{cm}^2$$

$$A_a^{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.220\text{cm}^2 < A_{acal} = 1.59\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Appuis de rive

$$M_{a^{rive}} = -2.057\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{2.057 \cdot 10^{-3}}{14.2 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.045\text{MN.m} < 0.186 \leftrightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{On a: } f_e = 400\text{MPa} \Rightarrow \mu_l = \mathbf{0.392} \Rightarrow \alpha_l \mathbf{0.668} \quad \rightarrow \varepsilon_l = \mathbf{1.74 \cdot 10^{-3}} \quad A' = \mathbf{0}$$

$$\mu_{bu} = 0.045 < \mu_l = \mathbf{0.392} \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045}) = 0.057$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.316) = 0.177$$

$$A_a = \frac{2.057 \cdot 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 0.33 \cdot 10^{-4} \text{m}^2 = \mathbf{0.33\text{cm}^2}$$

$$A_a^{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.220\text{cm}^2 < A_{acal} = 0.33\text{cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Choix des armatures

$$\begin{cases} \text{entravée: } A_{cal} = 2.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } A_{aopté} = 2.36 \text{ cm}^2 & \leftrightarrow 3HA10 \\ \text{en appui inter: } A_{cal} = 1.59 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } A_{aopté} = 1.92 \text{ cm}^2 & \leftrightarrow 1HA12 + 1HA10 \\ \text{en appui rive: } A_{cal} = 0.33 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } A_{aopté} = 0.79 \text{ cm}^2 & \leftrightarrow 1HA10 \end{cases}$$

Ferrailage transversale

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \{h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L\}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 10 \text{ mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{200 / 35, 10 / 10, 10\} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte un étrier $\Phi 8$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 1.01 \text{ cm}^2$.

Espacement S_t

L'espacement des armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

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

$$2) S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droites.)

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 1.01 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (1.085 - 0.3 \times 2.1)} = 70.33 \text{ cm.}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 10^{-4} \times 400}{0.10 \times 0.4} = 1.01 \text{ m} = 101 \text{ cm.}$$

$S_t \leq \min ((1); (2); (3));$ Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

III.1.6. Les vérifications nécessaires

A. l'ELU

- Vérifications des contraintes de cisaillement

$$V_u = 19.537 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19.537 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.085 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.085 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{ Pas de risque de rupture par cisaillement}$$

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis l'effort tranchant V_u :

Appuis de rive

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$

$$A_{l \min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \rightarrow A_{l \min} \geq \frac{1.15}{400} \times 19.537 \times 10^{-3} \Leftrightarrow A_l \geq 0.561 \text{ cm}^2$$

On a $A_l = 3HA10 + 1HA10 = 3.15 \text{ cm}^2 > 0.561 \text{ cm}^2 \dots \dots$ condition vérifiée

Appuis intermédiaires

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_{a \text{int}}}{0.9d} \right) \rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(19.537 \cdot 10^{-3} - \frac{9.174 \cdot 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.07 < 0$$

\Rightarrow pas de vérification à faire pour l'appui intermédiaire.

Vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_{0 \times f_{c28}} \quad \text{Avec : } a = 0.9d = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_u = 19.537 \text{ KN} \leq 0.267 \times 16.2 \times 0.10 \times 25 = 108.13 \text{ KN} ; \text{ condition vérifiée}$$

Vérification de la jonction table-nervure :

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} < \bar{\tau} \quad \text{avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 25 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = \frac{0.25 \times 19.537 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.6 \times 0.04 \times 0.18} = 1.25 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Donc pas de risque de rupture à la jonction table –nervure

A. P'ELS :

- verifications des contraintes

En travée :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} \cdot 15A (d - h_0) = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -0.244 \times 10^{-4} < 0$$

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

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

Calcul de Y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + (15A + (b - b_0) \cdot h_0) y - 15A \cdot d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0 \quad \text{Avec } A' = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.92 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = 8.32304 \times 10^{-5} m^4$$

$$I = 8323.04 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.174 \times 10^{-3}}{8323.04 \times 10^{-8}} \times 3.92 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{bc} = 4.53MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

En Appui intermédiaire :

Calcul de Y :

$$5 \frac{b_0}{2} y^2 + (15A + (b - b_0) \cdot h_0) y - 15A \cdot d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0 \quad \text{Avec } A' = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.397 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de I : } I = \frac{b \times y^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = 0.00010391 m^4$$

$$\Rightarrow I = 10391 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.174 \times 10^{-3}}{10391 \times 10^{-8}} \times 4.397 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{bc} = 3.88MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites
 $h_t = 20 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} (1): \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \leftrightarrow \frac{0.20}{3.6} \geq \frac{9.634}{15 \times 9.634} \leftrightarrow 0.0556 < 0.0667 \dots \dots \text{non vérifiée} \\ (2): \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \leftrightarrow \frac{2.36}{10 \times 18} \leq \frac{3.6}{400} \leftrightarrow 0.0131 \geq 0.0009 \dots \dots \text{non vérifiée} \\ (3): L \leq 8\text{cm} \leftrightarrow 3.6\text{cm} < 8\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

La condition(1) et (2) ne sont pas vérifiées \Rightarrow donc la vérification de la flèche est obligatoire

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

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

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

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

Remarque : Les différents moments M_{jser} , M_{gser} et M_{pser} sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements.

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.2 \frac{kn}{m^2} \quad Q = 5 \frac{kn}{m^2} \\ j = G - G_{rev} = 2.8 \frac{kn}{m^2} \\ p = G + Q = 10.2 \frac{kn}{m^2} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_{serg} = G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} = 6.74kn \\ M_{serj} = J \times l_0 \times \frac{l^2}{8} = 3.63kn \\ M_{serp} = P \times l_0 \times \frac{l^2}{8} = 13.22kn \end{array} \right.$$

• **Propriété de la section**

Module de Young instantané et différé : $\begin{cases} E_v = 10721.4 \text{ MPa} \\ E_i = 32164.2 \text{ MPa} \end{cases}$

Le moment d'inertie de la section homogène Y_G : $A_s = 2.36\text{cm}^2$

$$Y = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st}d + A_{sc}d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})} = \frac{\frac{10 \times 20^2}{2} + (65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15(2.36 \times 18)}{(10 \times 20) + (65 - 10) \times 4 + 15 \times 2.36} = \frac{3037.2}{435.4}$$

Y=3.92cm

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

$I_0 = 18516.54 \text{ cm}^4$

- Calcul de coefficient ρ :

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.36 \times 10^{-4}}{(0.10 \times 0.18)} = 0.0131$$

- Calcul des coefficients λ_i et λ_v :

$$\lambda \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3 \times b_0)\rho} = 3.253 \\ \lambda_i \times \frac{2}{5} = 1.301 \end{cases}$$

- Calculs des contraintes de traction σ_{st} :

$$\begin{cases} \sigma_{st^j} = 15 \times M_{ser^j} \frac{(d-y)}{I} = 92.104 \text{ MPa} \\ \sigma_{st^g} = 5 \times M_{ser^g} \frac{(d-y)}{I} = 141.050 \text{ MPa} \\ \sigma_{st^p} = 5 \times M_{ser^p} \frac{(d-y)}{I} = 335.522 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Calcul des coefficients μ_j ; μ_g ; μ_p :

$$\begin{cases} \mu_j = 0.4697 \\ \mu_g = 0.6680 \\ \mu_p = 0.8134 \end{cases}$$

- Calcul des moments d'inertie fictive :

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 6418.65 \text{ cm}^4 & f_{gv} = M_{ser^g} \times \frac{I^2}{10 \times E_V \times I_{f_{gv}}} = 7.41 \text{ mm} \\ I_{f_{ji}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 8056.34 \text{ cm}^4 & f_{ji} = M_{ser^j} \times \frac{I^2}{10 \times E_V \times I_{f_{ji}}} = 1.80 \text{ mm} \\ I_{f_{pi}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 5585.83 \text{ cm}^4 & f_{pi} = M_{ser^p} \times \frac{I^2}{10 \times E_V \times I_{f_{pi}}} = 9.45 \text{ mm} \\ I_{f_{gv}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 10895.73 \text{ cm}^4 & f_{gi} = M_{ser^g} \times \frac{I^2}{10 \times E_V \times I_{f_{gi}}} = 4.19 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 10.87 \text{ mm} > \bar{f} = 7.2 \text{ mm}$$

Commentaire : La flèche n'est pas vérifiée au niveau de l'étage commercial $A_{travée} = 2.36 \text{ cm}^2$, donc on doit augmenter le ferrailage à $A_{choist} = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$.

Tous les calculs de ferrailage et vérifications a l'ELU et l'ELS pour tous les niveaux seront résumés dans les tableaux si dessous :

✱ Vérification à l'ELU

III.1.6.1.Calculs de ferrailage à l'ELU

		G Kn/m ²	Q Kn/m	M Kn.m	μ_{bu}	α	Z	A_{cal} (Cm ²)	A_{min} (Cm ²)	$A_{choisit}$ (Cm ²)	A_{trans} (Cm ²)
Étage courant	Travée	5.2	1.5	9.762	0.033	0.041	0.176	1.585	1.41	2.7=2HA10 +1HA12	0.57
	$A_{appui_{int}}$			5.857	0.128	0.171	0.166	1.004	1.41	1.57=2HA10	
	$A_{appui_{rive}}$			1.197	0.026	0.033	0.178	0.19	1.41	1.57=2HA10	
Terrasse Inaccessible	Travée	5.62	1	9.569	0.032	0.041	0.176	1.554	1.41	2.7=2HA10 +1HA12	0.57
	$A_{appui_{int}}$			5.741	0.125	0.168	0.168	0.983	1.41	1.57=2HA10	
	$A_{appui_{rive}}$			4.183	0.032	0.039	0.176	0.233	1.41	1.57=2HA10	

TabIII.5 : Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher.

• Vérifications à l'ELU

	Armature longitudinale		Bielle (kn)	Jonction table nervure	Cisaillement
	$A_{appui_{inter}}$ (cm) ²	$A_{appui_{rive}}$ (cm) ²			
Étage courant	0>-0.68	1.57>1.41	12.474<70.2		0.693<2.5
Terrasse inaccessible	0>-0.66	1.57>1.41	12.227<70.2		0.698<2.5

TabIII.6 : Vérification à l'ELU.

III.1.6.2.Vérification à l'ELS

• Vérification des contraintes :

Plancher	Position	M_{ser} (kn.m)	A_s (cm ²)	Y(cm)	I(cm) ⁴	σ_{bc} (mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (mpa)	Observation
Etage courant	Travée	7.055	2.7	4.15	9314.40	3.14	15	Vérifiée
	$A_{appui_{inter}}$	-4.233	1.57	3.67	5867.30	2.35	15	Vérifiée
Terrasse Inaccessible	Travée	6.971	2.7	4.15	9317.40	3.11	15	Vérifiée
	$A_{appui_{inter}}$	-4.183	1.57	3.67	5867.30	2.33	15	Vérifiée

TabIII.7 : Vérification à l'ELS.

- Vérification de la flèche :

Plancher	Étage courant	Terrasse inaccessible		Étage courant	Terrasse inaccessible	
L(m)	3.60	3.60		σ_{stj} (MPa)	80.89	122.20
b(cm)	65	65		σ_{stg} (MPa)	150.22	162.36
b_0 (cm)	10	10		σ_{stp} (MPa)	193.56	191.24
q_g (kn/m)	4.54	9.10		μ_j	0.471	0.610
q_j (kn/m)	8.42	6.86		μ_g	0.669	0.690
q_p (kn/m)	10.85	10.72		μ_p	0.732	0.730
M_g (kn.m)	6.74	7.28		$I_{f_{gj}}$ (cm ⁴)	7256.90	7115.22
M_j (kn.m)	3.63	5.48		$I_{f_{ji}}$ (cm ⁴)	9001.11	7701.57
M_p (kn.m)	8.68	8.58		$I_{f_{pi}}$ (cm ⁴)	6837.05	6854.36
Y_G (cm)	4.15	4.15		$I_{f_{gv}}$ (cm ⁴)	11962.12	11807.10
I_0 (cm) ⁴	19154.05	19154.05		f_{gv} (mm)	6.75	7.39
ρ	0.015	0.015		f_{ji} (mm)	1.61	2.84
λ_i	2.84	2.84		f_{pi} (mm)	5.07	5.00
λ_v	1.14	1.14		f_{gi} (mm)	3.71	4.10
				f (mm)	6.5	5.46
				f^- (mm)	7.2	7.2
				Observation	Vérifiée	Vérifiée

TabIII.8 : Évaluation de la flèche dans les planchers étage courant et terrasse inaccessible.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage commercial			
Plancher d'étage courant			
Terrasse inaccessible			

TabIII.9 : Les schémas de ferrailage des poutrelles.

III.1.6.3.Ferrailage de la dalle de compression

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3) :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1(\text{cm}^2/\text{ml})$$

• Armatures parallèles aux poutrelles

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

$5\text{TS6}/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ perpendiculaires aux poutrelles $\rightarrow St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \dots$ Condition vérifiée.

On choisit :

$3\text{TS6}/\text{ml} = 0.85 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ parallèles aux poutrelles $\rightarrow St = 30 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots \dots$ condition vérifiée.

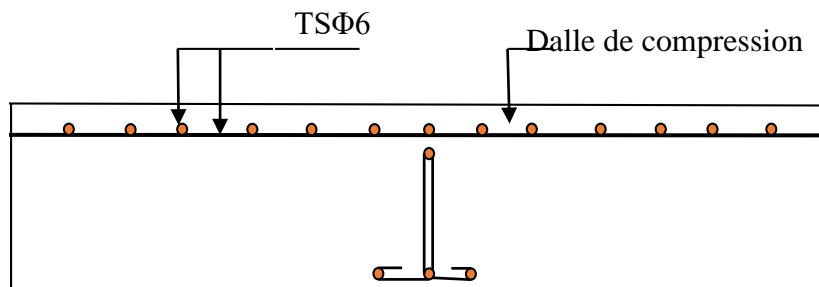


Fig.III.9 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2. Étude des dalles pleines

TabIII.10 : dimensionnement des panneaux de dalle pleine.

Types	Nombre d'appuis	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	L'épaisseur e (cm)	Schémas
DP1	4	$\rho = \frac{3.6}{4.2} = 0.857 > 0.4$	$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ $0.08 < e < 0.09$ $e = 15 \text{ cm}$	
DP2	3	$\rho = \frac{1.4}{3.6} = 0.389 < 0.4$	$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ $0.040 < e < 0.046$ $e = 15 \text{ cm}$	
DP3	2	$\rho = \frac{1.4}{5.05} = 0.277 < 0.4$	$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ $0.040 < e < 0.046$ $e = 15 \text{ cm}$	

Travée	Dalle sur 1 appui	Dalle sur 2 appuis		Dalle sur 3 appuis		Dalle sur 4 appuis	
		$\rho < 0.4$	$\rho \geq 0.4$	$L_x \geq \frac{L_y}{2}$	$L_x < \frac{L_y}{2}$	$\rho \geq 0.4$	$\rho < 0.4$
M_0^x	$P \cdot \frac{L_x^2}{2}$	$P \cdot \frac{L_x^2}{2}$	$P \cdot \mu_x \cdot L_x^2$	$\frac{P \cdot L_y^3}{24}$	$\frac{P \cdot L_x^2 \cdot L_y}{2}$ $-\frac{2 \cdot P \cdot L_x^3}{3}$	$P \cdot \mu_x \cdot L_x^2$	$P \cdot \frac{L_x^2}{8}$
M_0^y	$P \cdot \frac{L_y^2}{2}$	$P \cdot \frac{L_y^2}{2}$	$M_0^x \cdot \mu_y$	$(L_x - \frac{L_y}{2}) \frac{P \cdot L_y^3}{48}$	$\frac{P \cdot L_x^3}{6}$	$M_0^x \cdot \mu_y$	$P \cdot \frac{L_y^2}{8}$
M_t^x	Riv	$0.85 \cdot M_0^x$					
M_t^y	Int	$0.75 \cdot M_0^y$					
M_a^x	Riv	$0.4 \cdot M_0^x$					
M_a^y	Int	$0.5 \cdot M_0^y$					
V	$\frac{P \cdot L}{2}$	$\frac{P \cdot l}{2}$	$\frac{P \cdot L}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$	$\frac{P \cdot L}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$		$\frac{P \cdot L}{2}$	

TabIII.11 : Formules de calcul des sollicitations dans les dalles pleines.

III.2.1. Panneau de dalle (Dp1) sur 4 (appuis) étage commerciale

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.857 > 0.4$ donc la dalle travail selon les deux sens

e = 15cm

- Calcul de chargement

G = 5.2KN/m², Q = 5 KN/m².

- Charges sur la dalle

ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 14.52$ KN/ml

ELS : $q_s = G + Q = 10.2$ KN/ml

- Calcul de M_{x0} et M_{y0} :

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

ELU : $\begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases}$

ELS : $\begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.7794 \end{cases}$

ELU : $\begin{cases} M_{0x} = 9.52 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 6.54 \text{ KN.m} \end{cases}$

ELS : $\begin{cases} M_{0x} = 7.61 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 5.94 \text{ KN.m} \end{cases}$

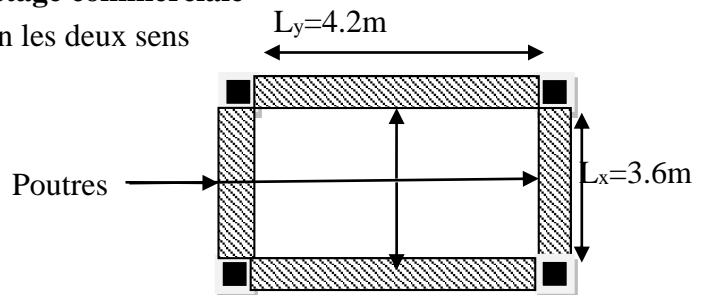


Fig.III.10 : panneau de dalle (poste transforme).

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement

- En travée

$$\text{ELU} : \begin{cases} M_{ux} = 0.85 \times M_{0x} = 8.1 \text{ KN.m} \\ M_{uy} = 0.85 \times M_{0y} = 5.56 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} : \begin{cases} M_{sx} = 0.85 \times M_{0x} = 6.45 \text{ KN.m} \\ M_{sy} = 0.85 \times M_{0y} = 5.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En appuis

$$\text{ELU} : \begin{cases} M_{ux} = -0.4 \times M_{0x} = -3.8 \text{ KN.m} \\ M_{uy} = -0.4 \times M_{0y} = -2.1 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} : \begin{cases} M_{sx} = -0.4 \times M_{0x} = -3.04 \text{ KN.m} \\ M_{sy} = -0.4 \times M_{0y} = -2.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.



Fig.III.11 : Section de la dalle pleine a ferrailé

TabIII.12 : Calcul du ferrailage de la dalle .

	sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	St (cm)
Travée	//Lx	8.1	0.0338	0.0429	0.127	1.82	1.28	4HA10 =3.14	25
	//Ly	5.56	0.0232	0.0294	0.128	1.24	1.20	4HA10 =3.14	25
Appui	//Lx	3.8	0.0159	0.0200	0.128	0.85	1.28	4HA8 =2.01	25
	//Ly	2.1	0.0109	0.0137	0.129	0.58	1.20	4HA8 =2.01	25

Avec : $A_{x_{min}} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e = 1.28 cm^2$, $A_{y_{min}} = 0.0008 \times b \times e = 1.2 cm^2$

➤ Vérification diverse :

a) A l'ELU :

-Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.146 MPa \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 MPa$$

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{3} = \frac{14.52 \times 3.6}{3} = 17.42 KN \quad ; \quad V_u^y = \frac{P \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 21.95 KN$$

-Vérification des espacements

$S_t = 20cm \leq \min(3 e, 33cm) = 33cm$ vérifiée (sens principale).

$S_t = 20cm \leq \min(4 e, 45cm) = 45cm$ vérifiée (sens secondaire).

-Vérification des A_l vis-à-vis de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e}$

Et on a : $A_l=3.14\text{cm}^2$ et $V_{\max}= 21.95 \text{ KN}$. $\Rightarrow 3.14\text{cm}^2 \geq 0.63\text{cm}^2$

b) A l'ELS :

-vérification des contraintes

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 3.63\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

- Vérification des contraintes :

TabIII.13 : Vérification des contraintes.

	sens	Mser (KN.m)	I*10 ⁻⁵ (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	//lx	6.45	5.61	0.0306	3.53	15	172.05	201.6	Vérifie
	//ly	5.05	5.61	0.0306	2.75		134.09		Vérifie
Appui	//lx	3.04	3.84	0.0251	1.99	15	124.59	201.6	Vérifie
	//ly	2.38	3.84	0.0251	1.55		97.11		Vérifie

c) Vérification de la flèche

$$1) \Rightarrow e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}} \right) \cdot l_x \right] \rightarrow e = 15\text{cm} \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}; \frac{6.45}{20 \times 7.61} \right) \cdot 3.6 \right]$$

$\Rightarrow e = 14\text{cm} \geq [0.152]$ condition vérifiée

$$2) \Rightarrow A_{tx} \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} \Rightarrow A_{tx} = 3.14\text{cm}^2 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.13}{400} = 6.5\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

→ Donc pas de risque de flèche

- Schéma de ferrailage

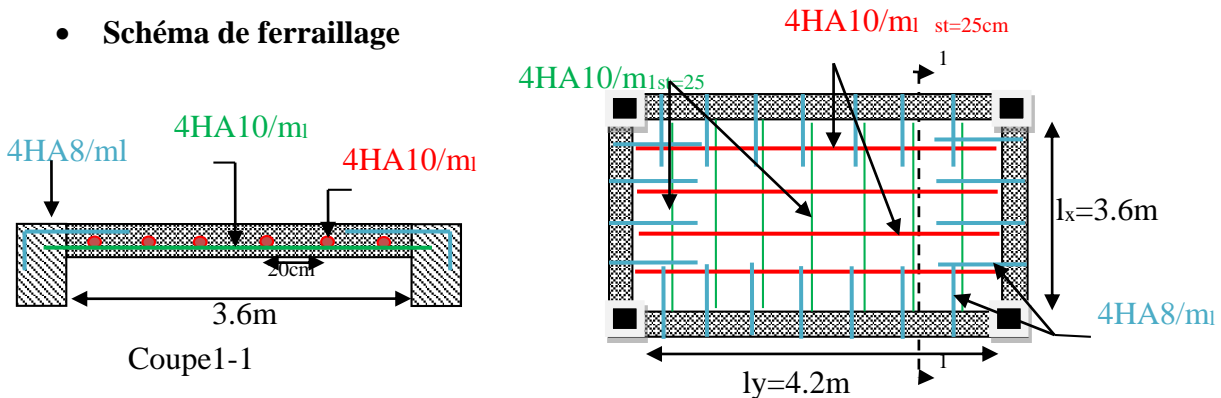


Fig.III.12 : Schéma de ferrailage de la dalle poste transforme.

III.2.2. Panneau DP2 (3 appuis) balcons

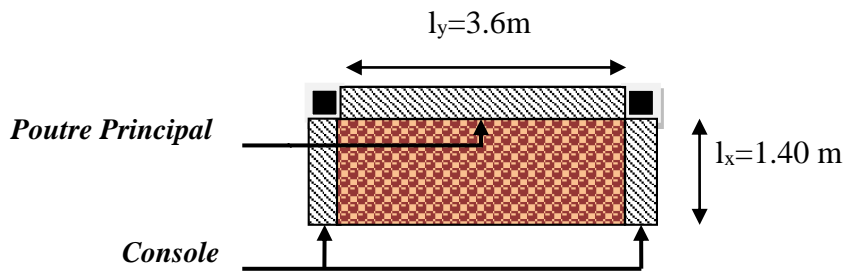


Fig.III.13 : Panneau balcon.

• Calcul de chargement

$G = 5.22 \text{ KN/m}^2$, $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$, $e = 15 \text{ cm}$.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.388 < 0.4 \Rightarrow$ donc la dalle travail selon un seul sens

• Charges sur la dalle

ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 12.30 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 8.72 \text{ KN/ml}$

• Calcul de M_{x0} et M_{y0} :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0_u}^x = \frac{q_u \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q_u \times l_x^3}{3} = 20.89 \text{ KN.m} \\ M_{0_u}^y = \frac{q \times l_x^3}{6} = 5.52 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{0_{ser}}^x = \frac{q_s \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q_s \times l_x^3}{3} = 14.81 \text{ KN.m} \\ M_{0_{ser}}^y = \frac{q_s \times l_x^3}{6} = 3.99 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

ELU : $\begin{cases} M_{0x} = 20.89 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 5.62 \text{ KN.m} \end{cases}$

ELS : $\begin{cases} M_{0x} = 14.81 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 3.99 \text{ KN.m} \end{cases}$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement

- En travée :

ELU : $\begin{cases} M_{ux} = 0.85 \times M_{0x} = 17.76 \text{ KN.m} \\ M_{uy} = 0.85 \times M_{0y} = 4.77 \text{ KN.m} \end{cases}$ ELS : $\begin{cases} M_{sx} = 0.85 \times M_{0x} = 12.59 \text{ KN.m} \\ M_{sy} = 0.85 \times M_{0y} = 3.39 \text{ KN.m} \end{cases}$

- En appui :

ELU : $\begin{cases} M_{ux} = -0.4 \times M_{0x} = -8.35 \text{ KN.m} \\ M_{uy} = -0.4 \times M_{0y} = -2.25 \text{ KN.m} \end{cases}$ ELS : $\begin{cases} M_{sx} = -0.4 \times M_{0x} = -5.92 \text{ KN.m} \\ M_{sy} = -0.4 \times M_{0y} = -1.59 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Tab.III.14 : Calcul du ferrailage de la dalle (balcon).

	sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	St (cm)
Travée	//lx	17.755	0.074	0.096	0.125	4.084	1.12	6.79 ⇒ 6HA12	16
	//ly	4.780	0.018	0.025	0.128	1.067	1.12	3.14 ⇒ 4HA10	25
Appui	//lx	8.355	0.034	0.044	0.127	1.881	1.12	3.93 ⇒ 5HA10	20
	//ly	2.249	0.009	0.011	0.129	0.499	1.12	2.01 ⇒ 4HA8	25

a) Vérification des espacements

-En travée : // lx : St ≤ min (2e, 25cm) = St ≤ 25 cm St=16cm vérifiée.

//ly: St ≤ min (2e, 25cm) = St ≤ 25cm St=25cm vérifiée.

-En Appui : // lx : St ≤ min (2e, 25cm) = St ≤ 25 cm St=20cm vérifiée.

//ly : St ≤ min (2e, 25cm) = St ≤ 25cm St=25cm vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{3} = \frac{12.3 \times 1.4}{3} = \quad \Rightarrow V_u^y = q \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{e}{2}} = 7.21 \text{ KN.}$$

c) Vérification des armatures transversale

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = 0.103 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas besoin d'armatures transver sale}$$

Et on a : A_l = 6.79 cm² et V_{max} = 7.21 KN. ⇒ 2.01 ≥ 0.2 cm²

A'ELS :

-vérification des contraintes

On vérifie les contraintes de béton et les contraintes d'aciers.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

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

Tous les résultats seront calculés dans le tableau suivant :

Tab.III.15 : Vérification des contraintes d'aciers et de béton.

	Sens	Mser (KN.m)	I × 10 ⁻⁵ (m ⁴)	Y(m)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	//lx	12.59	10.36	0.042	5.14	15	159.98	201.63	Vérifie
	//ly	3.39	5.61	0.031	1.84		90.11		Vérifie
Appui	//lx	5.92	6.72	0.034	2.96	15	126.94	201.63	Vérifie
	//ly	1.59	3.84	0.025	1.04		65.26		Vérifie

c) Vérification de la flèche

$$1) \Rightarrow e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}} \right) \cdot l_x \right] \rightarrow e = 15 \text{ cm} \geq \max \left[\left(0.0375; \frac{17.76}{20 \times 20.88} \right) * 1.4 \right]$$

$$\Rightarrow e = 15 \text{ cm} \geq [0.0425] \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \Rightarrow A_{tx} \leq \frac{2 \times b \times dx}{f_e} \Rightarrow A_{tx} = 6.79 \text{ cm}^2 \geq \frac{2 \times 1 \times 0.13}{400} = 6.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

→ Donc on doit vérifier la flèche.

• **Selon X :**

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{140}{500} = 0.28 \text{ Cm (CBA93.art (B.6.5.3))}$$

De la même méthode que celle utilisée précédemment on trouve :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.111 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.28 \text{ cm} \Rightarrow \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

• **Selon Y :**

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm. (CBA93.art (B.6.5.3))}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.113 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.72 \text{ cm} \Rightarrow \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

De la même méthode que celle utilisée précédemment on trouve :

Tab.III.16 : vérification de la flèche.

Plancher	Sens X-X	Sens Y-Y		Sens X-X	Sens Y-Y	
L(m)	1.4	3.6		σ_{stg} (MPa)	114.134	64.16
A(cm ²)	6.79	3.14		σ_{stp} (MPa)	190.660	107.18
M_g (kn.m)	7.537	1.458		I_{fji} (m ⁴)	16.35×10 ⁻⁴	2.119×10 ⁻⁴
M_j (kn.m)	5.415	2.029		I_{fgv} (m ⁴)	16.67×10 ⁻⁴	2.119×10 ⁻⁴
M_p (kn.m)	12.590	3.389		I_{fji} (m ⁴)	12.05×10 ⁻⁴	2.119×10 ⁻⁴
Y_G (m)	0.0382	0.0278		I_{fjv} (m ⁴)	19.51×10 ⁻⁴	2.119×10 ⁻⁴
I_0 (m ⁴)	0.000203	0.000193		I_{fpi} (cm ⁴)	0.87×10 ⁻⁴	2.119×10 ⁻⁴
I (m ⁴)	7.108×10 ⁻⁵	3.899×10 ⁻⁵		I_{fpv} (cm ⁴)	13.78×10 ⁻⁴	2.119×10 ⁻⁴
ρ	0.00617	0.00285		E_v (MPa)	10818.86	10818.86
λ_i	3.402	7.357		E_i (MPa)	32456.59	32456.59
λ_v	1.361	2.943		f_{gv} (m)	0.81894	1.14723
μ_j	0.1089	0		f_{ji} (mm)	0.20001	0.27472
μ_g	0.2527	0		f_{pi} (mm)	0.87049	0.63881
μ_p	0.44602	0		f_{gi} (mm)	0.37778	0.38241
σ_{stl} (MPa)	81.993	46.09		f (mm)	1.1116	1.1289
				f^- (mm)	2.8	7.2
				Observation	Vérifiée	Vérifiée

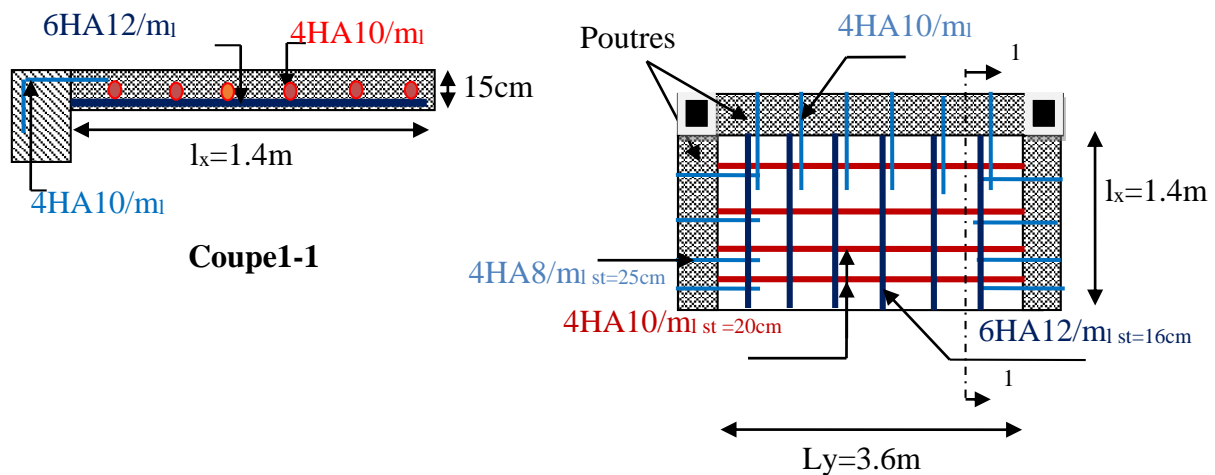


Fig.III.14 : Schéma de ferrailage de dalle balcon.

III.2.3.Panneau DP2 (2 appuis) balcons

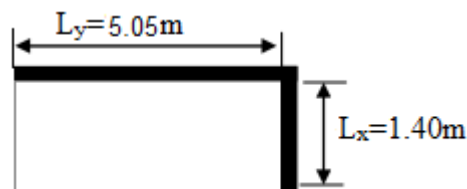


Fig.III.15 Dalle sur deux Appuis

- **Calcul de chargement**

$G = 5.22 \text{ KN/m}^2$, $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$, $e = 15 \text{ cm}$.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.277 < 0.4 \Rightarrow$ donc la dalle travail selon un seul sens

- **Charges sur la dalle**

ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 12.30 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 8.72 \text{ KN/ml}$

- **Calcul de M_{x0} et M_{y0} :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0_u}^x = \frac{q_u \times l_x^2}{2} = 12.05 \text{ KN.m} \\ M_{0_u}^y = \frac{q \times l_y^3}{6} = 156.84 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} M_{0_{ser}}^x = \frac{q_s \times l_x^2}{2} = 8.55 \text{ KN.m} \\ M_{0_{ser}}^y = \frac{q_s \times l_y^3}{6} = 111.19 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{ELU : } \left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 12.05 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 156.84 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{ELS : } \left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 8.55 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 111.19 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

- En travée :

$$ELU : \begin{cases} M_{ux} = 0.85 \times M_{0x} = 10.24 \text{ KN.m} \\ M_{uy} = 0.85 \times M_{0y} = 133.31 \text{ KN.m} \end{cases} \quad ELS : \begin{cases} M_{sx} = 0.85 \times M_{0x} = 7.27 \text{ KN.m} \\ M_{sy} = 0.85 \times M_{0y} = 94.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En appuis :

$$ELU : \begin{cases} M_{ux} = -0.4 \times M_{0x} = -4.82 \text{ KN.m} \\ M_{uy} = -0.4 \times M_{0y} = -62.74 \text{ KN.m} \end{cases} \quad ELS : \begin{cases} M_{sx} = -0.4 \times M_{0x} = -4.42 \text{ KN.m} \\ M_{sy} = -0.4 \times M_{0y} = -44.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tab.III.17 : Calcul du ferrailage de la dalle (balcon).

DP2	Ra	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	St (cm)
	17.21	12.05	0.0591	0.0761	0.116	2.98	1.45	4HA12 =4.52	25

A l'ELS :

-vérification des contraintes :

Tous les résultats seront calculés dans le tableau suivant :

Tab.III.18 : vérification des contraintes.

Mser (KN.m)	$I \times 10^{-5}$ (m ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
12.05	6.3246	3.412	4.61	15	174.049	201.63	Vérifie

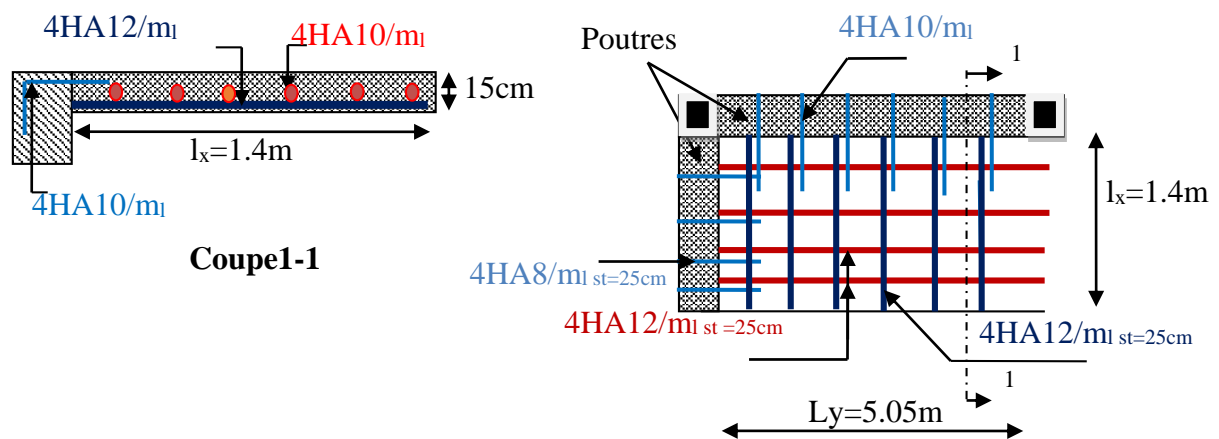


Fig.III.16 : Schéma de ferrailage de dalle balcon.

III.3. Etude des escaliers

Les escaliers sont des éléments importants, ils permettent l'accès vertical entre différents étages de la structure, ils sont soumis à des forces diverses.

Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier. Pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

III.3.1. Escalier a deux volées

Volée : $\begin{cases} G = 7,86 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

Palier : $\begin{cases} G = 5.1 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

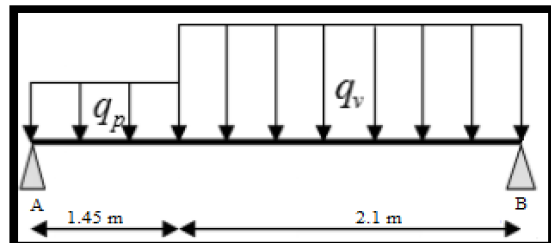


Fig III.17: Schéma statique de l'escalier.

Volée : $\begin{cases} ELU: q_v^u = 1.35G_v + 1.5Q_v = 14.361 \text{ KN} \\ ELS: q_v^s = G_v + Q_v = 10.36 \text{ KN} \end{cases}$

Palier : $\begin{cases} ELU: q_p^u = 1.35G_p + 1.5Q_p = 10.635 \text{ KN} \\ ELS: q_p^s = G_p + Q_p = 7.6 \text{ KN} \end{cases}$

$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 45.55 \text{ KN}$

$ELU : \begin{cases} R_A = 21.19 \text{ KN} \\ R_B = 24.388 \text{ KN} \end{cases} \quad ELS : \begin{cases} R_A = 17.572 \text{ KN} \\ R_B = 15.204 \text{ KN} \end{cases}$

• Effort tranchant et les moments fléchissant

ELU : tronçons $0 \leq x \leq 2.1$:

$\Rightarrow \begin{cases} T(0) = 24.39 \text{ KN.m} \\ T(2.1) = -5.77 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.1) = 19.55 \text{ KN.m} \end{cases}$

Tronçons $2.1 \leq x \leq 3.555$:

$\Rightarrow \begin{cases} T(2.1) = 5.77 \text{ KN.m} \\ T(3.55) = -21.191 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M(2.1) = 19.55 \text{ KN.m} \\ M(3.55) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$

Calcul de M^{max} : $M(x) \Rightarrow \frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2.1 \text{ m} \Rightarrow \text{donc} : M^{max} = 19.55 \text{ KN.m}$

$\begin{cases} M_t = 0.85 \cdot M^{max} \\ M_a = 0.5 \cdot M^{max} \end{cases}$

Tab III.19 : les sollicitations dans l'escalier.

	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$V_{max}(\text{kn})$
ELU	19.546	16.614	-7.818	24.388
ELS	14.057	11.948	-5.622	17.572

III.3.2.Ferraillage

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} en travée et M_a^{max} en appuis pour une Section (b x e), b=1 ml

- **Armatures longitudinales**

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans ce tableau :

Tab.III.20 : Ferraillage de l'escalier (Volée, Palier)

Position	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	16.614	0.069	0.089	0.125	3.82	1.445	4HA12=4.52	25
Appui	-7.818	0.032	0.040	0.127	1.77	1.445	4HA10=3.14	25

A L'ELU :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_U}{bd} = \frac{24.388 \times 10^{-3}}{0.13} = 0.187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} ; \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **calcul des armatures de répartition**

En travée : $A_t \geq \frac{At}{4} = \frac{4,52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$. on choisit : 2.01 cm²/ml=4HA8.

En Appui : $A_t \geq \frac{Aa}{4} = \frac{3,14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$. on choisit : 2.01 cm²/ml=4HA8.

- **Espacement des barres**

En travée : $St=25 \text{ cm} \leq \min(3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ vérifiée

En appui : $St=25 \text{ cm} \leq \min(3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ vérifiée

A L'ELS :

- **Vérification des contraintes**

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

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

Tab.III.21 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Travée	11.948	3.6	7546	5.7	15	vérifiée
Appui	-5.622	3	5610	3.0	15	vérifiée

• Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

- 1) $\frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{1.55} = 0.04 < \max\left(\frac{1}{20}; \frac{3}{80}\right) = 0.5 \dots\dots\dots$ condition vérifiée
- 2) $\frac{A_t}{b.d} = \frac{4.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.03 > \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots$ condition non vérifiée

Tant que la deuxième condition n'est pas vérifiée, la vérification de la flèche est nécessaire.

Tab.III.22 : vérification de la flèche.

L(m)	3.55	μ_j	0.1023
b(cm)	1	μ_g	0.2003
b_0 (cm)	0.15	μ_p	0.3304
M_g (kn.m)	9.3276	$I_{f_{gi}}$ (cm ⁴)	0.0012
M_j (kn.m)	7.4541	$I_{f_{ji}}$ (cm ⁴)	0.0015
M_p (kn.m)	12.67	$I_{f_{pi}}$ (cm ⁴)	0.0009
Y_G (cm)	4.495	$I_{f_{gv}}$ (cm ⁴)	0.0016
I_0 (cm) ⁴	191093.7	f_{gv} (mm)	0.6596
ρ	0.006	f_{ji} (mm)	0.1862
λ_i	3.4469	f_{pi} (mm)	0.5005
λ_v	1.3787	f_{gi} (mm)	0.2912
σ_{stj} (MPa)	81.830	f (mm)	0.68
σ_{stg} (MPa)	102.397	f^- (mm)	7.1
σ_{stp} (MPa)	139.050	Observation	Vérifiée

Donc le ferrailage total est : $A_{trans} = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $A_{rep} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

• Schéma de ferrailage

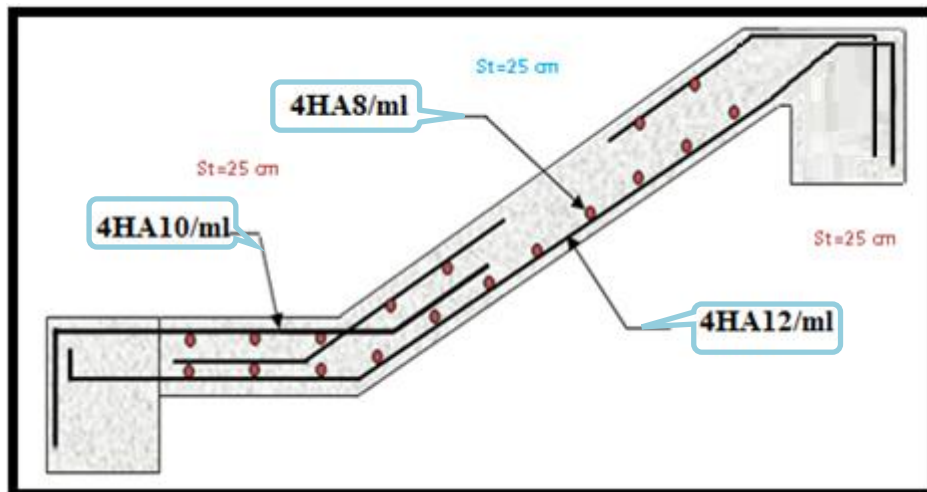


Fig.III.18 : Schéma de ferrailage des escaliers.

III.3. Etude de La poutre palière

-Son poids propre :

$$G_0 = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m.}$$

$$R_A = 17.56 \text{ KN.}$$

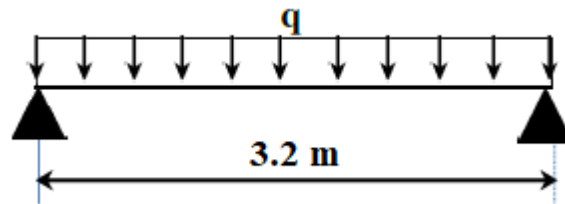


Fig III.19 : Schéma statique de la poutre palière.

- **Dimensionnement** : d'après la condition de la flèche définit par *le BAEL91* :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad \frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21.33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm}$$

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

$$h \geq 30 \text{ cm.}$$

$1/4 \leq h/b \leq 4.$: D'après les exigences du *RPA99/2003* on prend (b=30cm.h=35cm)

- **Calcul a la flexion simple**

$$q_u = 1.35 \times 2.625 + 17.56 = 27.932 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 20.197 \text{ KN/m.}$$

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = 44.69 \text{ KN.}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} \quad ; \quad M_t = 0.85 \times M_0 \quad ; \quad M_A = 0.5 \times M_0$$

Tab III.23 : les sollicitations dans la poutre palière.

	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	V _u (kn)
ELU	35.75	30.39	-17.88	44.69
ELS	25.85	21.97	-12.93	32.32

- **Calcul du ferrailage**

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} en travée et M_a^{max} en appuis pour une Section (b x e)

- **Armatures longitudinales**

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans ce tableau :

Tab.III.24 : Résumé des Résultats de Ferrailage.

Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)
Travée	30.39	0.0698	0.0905	0.3084	2.83	1,445
Appui	-17.88	0.0411	0.0524	0.3132	1.64	1,445

• Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_U}{bd} = \frac{44.69 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.465 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_c 28, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

→ Pas de risque de rupture par cisaillement.

• Armatures transversales : on fixe **St=15cm**

$$\left\{ \begin{array}{l} a) A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times st}{f_e} \rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2 \\ b) A_{trans} \geq \frac{b \times st \times (\tau_u - 0.3 f_c 28)}{f_e} \rightarrow A_{trans} \geq 0.078 \text{ cm}^2 \end{array} \right. A_{trans} = \max(0.45; 0.075) = 0.45 \text{ cm}^2$$

• Calcul de la section d'armature à la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée c'est le moment d'appuis de l'escalier $M^{tor} = M_B \times 1/2 = 7.818 \text{ KN.m}$.

-U : périmètre de la section

- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.

-e : épaisseur de la paroi $\Rightarrow e = h/6 = 5.83 \text{ cm}$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] \Rightarrow \Omega = 0.0705 \text{ m}^2, \quad U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] \Rightarrow U = 1.067 \text{ m}$$

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} \Rightarrow A_{tor} = 1.7 \text{ cm}^2$$

• Section d'armature finale

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{en travée: } A_{st} = A_{tra}^{Fs} + \frac{A_{tor}}{2} = 3.68 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \rightarrow 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2 \\ \text{en appui: } A_{sa} = A_{app}^{Fs} + \frac{A_{tor}}{2} = 2.49 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \rightarrow 5HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

• Vérification de la contrainte de cisaillement

Avec : $\tau_u = \sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{flex}^2} \dots \dots \dots \text{.BAEL.}$

$$\text{On a: } V_{max} = 44.69 \text{ KN} \quad ; \quad \tau_{flexion} = 0.465 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 1.065 \text{ MPa} < \tau_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_e}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$

$$A_{tmin} = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \rightarrow A_{tmin} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_l = \frac{M_T \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.239 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_t = 1.35 + 0.239 = 1.59 \text{ cm}^2$; soit un cadre et un étrier $\varnothing 8 = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

• **Vérification à ELS**

État limite de compression de béton.

On vérifie que : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{Y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A + A') \times y - 15 \times (d \times A + d' \times A') = 0$ d'ou $A' = 0$

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

Les résultats des vérifications des contraintes sont récapitulés dans ce tableau :

Tab.III.25 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
Travée	21.97	10.915	50681.748	4.731	15	vérifiée
Appui	12.93	8.857	34183.183	3.350	15	vérifiée

• **Schéma de ferrailage**

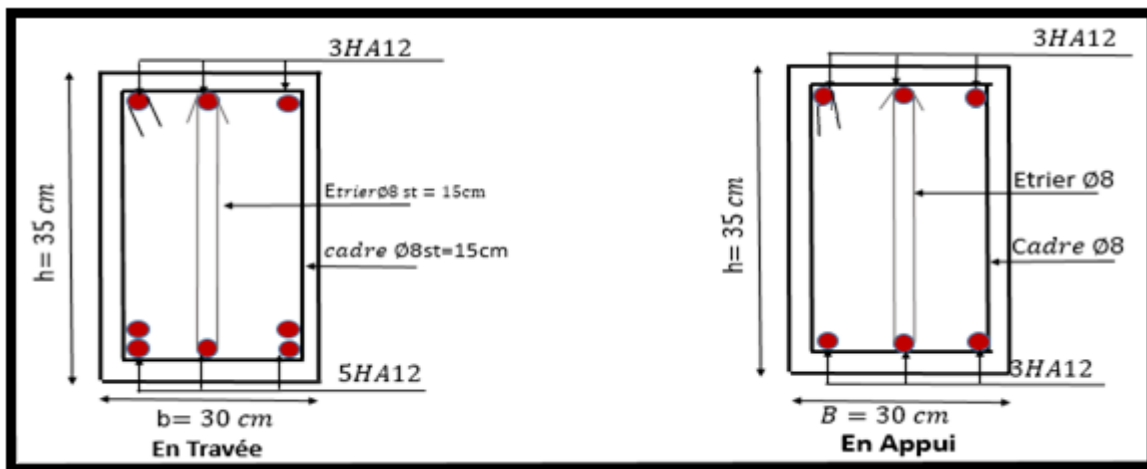


Fig.III.20 : schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.4. Étude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console, encastree dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante

III.4.1. Hypothèses de calcul

- le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- la fissuration est considéré préjudiciable.
- l'acrotère sera calculé en flexion composée.

III.4.2. Charge horizontale (Charge sismique)

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme

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

RPA99 (article 6.2.3).

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

C_p : Facture de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2,04KN / ml. \end{cases} \quad F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,04 \Rightarrow F_p = 0,9792KN$$

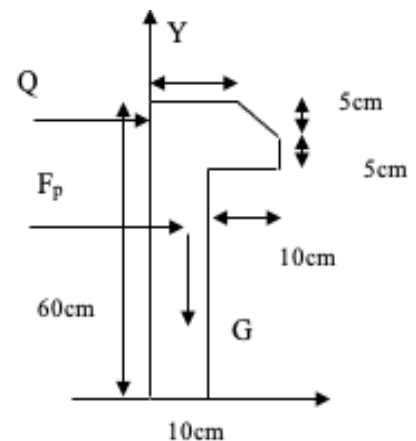


Fig.III.21 : Coupe transversale de l'acrotère.

III.4.3. Calcul des sollicitations

• Calcul du centre de gravité

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 6,20cm \\ Y_G = 33,01cm \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2,04KN$$

$$M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6KN.m$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 0,98 \times 0,3301 \Rightarrow M_{F_p} = 0,3235KN.m$$

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

Tab.III.26 : Les sollicitations de l'acrotère.

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + Fp	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2,04	2.75	2,04
M (KN.m)	0.923	0.9	0.6

Les sollicitations max pour ferrailages sont :

$$N_{\max}=2.75\text{KN} ; \quad M_{\max}=0.9\text{KN.m} ; \quad V_{\max}=1.98\text{KN}.$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,75} = 0.33m \quad \frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 0.1m ; \quad e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$$

Le Centre de pression se trouve à l'extrémité de la section et N_u est un effort de compression dans la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment : $M_{ua} = N_u \times e$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

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

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max (2cm . L/250)$$

L : portée de l'élément =60cm

$$e_a = \max (2cm . 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \text{ CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

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

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} ; \quad M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1m$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.1} = 0.8cm \quad \text{D'où : } e = 33 + 2 + 0.8 = 36cm$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 2.75 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 2.75 \times 0.36 = 0.99 \text{ KN.m}$$

100cm



Fig.III.22 : Section à ferrailer.

III.4.4.Ferraillage de l'acrotère

- Calcul à l'ELU

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

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{fr} rapporté au Centre de gravité des armatures tendues.

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.059 \text{ KNm} .$$

-le ferraillage de l'acrotère est résumé dans le tableau suivant :

Tab.III.27 : ferraillage de l'acrotère

Mf(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculé (cm ² /ml)	A _s (cm ² / ml)
1.059	0.0132	0.0166	0.0745	0.408	0.4

III.4.5.Vérifications à l'ELU

- La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.906 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte : } A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

- Vérifications au cisaillement

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

$$V_u = f_{ops} + Q = 0.98 + 1 = 1.98 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 0.026 \text{ MPa} .$$

$$\bar{\tau}_u < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.026 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Espacement**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33.33$ cm. On adopte $S_t = 25$ cm.
2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20$ cm. On adopte $S_t = 15$ cm.

• **Vérifications de l'adhérence**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \dots \dots \dots \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$: la Somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.224 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10043) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.29 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa (RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement ; $\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

III.4.6. Vérifications à l'ELS (vérification des contraintes).

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ et $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

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

Position de l'axe neutre $C = d - e_A$;

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

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.04} = 0,294 \text{ m} \Rightarrow e_A > \frac{h}{6} = 0,016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0,05 - 0.294 = -0,244 \text{ m} = -24.4 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

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

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow$$

$$P = -3 \times 0.244^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.075 - 0.244) = -0.18 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -0.027 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.476 y_c - 0.12 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c$$

$$y_c = 0.275 \text{ m}$$

$$y = 0.03 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y) \Rightarrow \mu_t = 4.41 * 10^{-4}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{2.04 \times 10^{-3} \times 0.03}{4.41 \times 10^{-4}} = 0.139 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta) = 240 \text{ Mpa}$

$$\bar{\sigma}_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} \cdot (d - y)$$

$$\sigma_s = 3.122 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

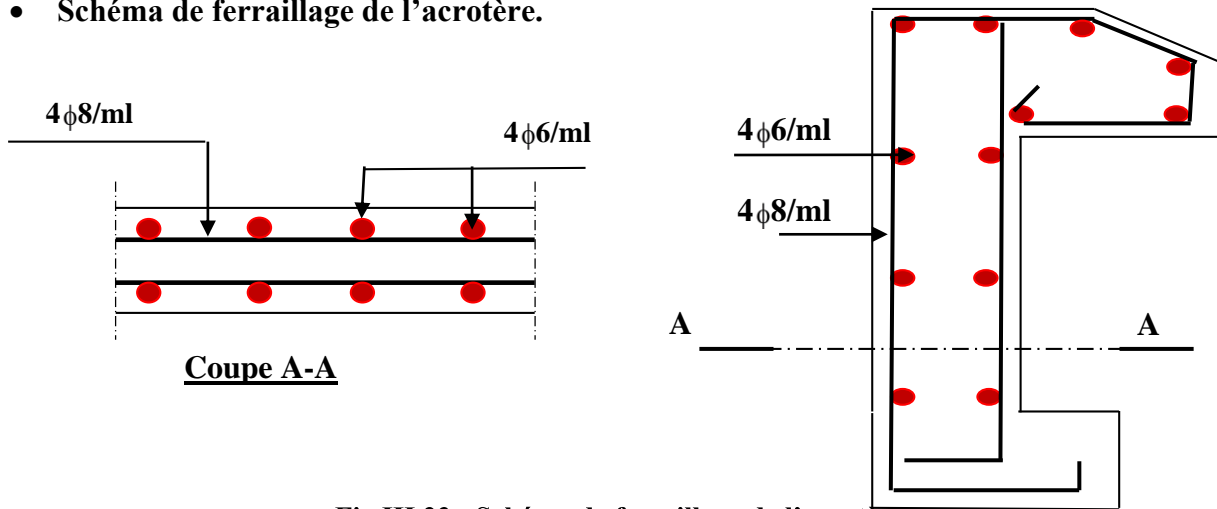


Fig.III.23 : Schéma de ferrailage de l'acrotère (T.I)

Chapitre IV

Etude dynamique

Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer au moins une protection acceptable des vies humaines et des constructions face aux risques du séisme par une conception et un dimensionnement approprié tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont :

- La résistance ;
- L'aspect architectural ;
- L'économie.

L'étude sismique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très compliqué. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des méthodes qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Dans certains cas de bâtiments, on ne peut pas éviter certaines formes qui sont asymétriques. Le concepteur doit tenir en étude des recommandations et satisfactions aux conditions de sécurité exigées par le règlement parasismique (mode de vibration, effort sismique à la base, effet P- Δ , Déplacement de la structure...).

IV.1.1. Classification et zone sismique de l'ouvrage selon le RPA99/2003

Des classifications nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques. À savoir, la zone sismique, groupe d'usage, site, le système de contreventement et la régularité de la structure.

Selon la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas (l'annexe I) du RPA, La wilaya de **BEJAIA** est classée comme une zone de **moyenne sismicité (IIa)**.

IV.1.2. Importance de l'ouvrage (A3.2./RPA99/2003)

Pour les bâtiments d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 m (notre cas : **H=39.24m**) sont classés comme des ouvrages courants (importance moyenne : Groupe 2).

IV.1.3. Site (A3.3. /RPA99/2003)

Selon le rapport du sol, le site de notre projet est classé comme **site meuble (Site3)**.

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70
S ₃ ⇒ T ₁ (sec) = 0,15 / T ₂ (sec) = 0,50				

Tab.IV.1 : Valeurs de T1 et T2

IV.2. Le choix de type de contreventement

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses qui, rappelons-le, ont des composantes dans les trois directions.

Le bâtiment est situé en zone sismique (**IIa**) avec plus de quatre niveaux et il dépasse les 14m de hauteur, alors il est nécessaire d'introduire des voiles de contreventements on optera pour un système de contreventement mixte assurée par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction car ce système est le plus adéquat pour ce genre de bâtisse.

IV .3. Modélisation de la structure

IV.3.1.Principe de Modélisation (A4.3.2. /RPA99/2003)

Pour les structures irrégulières et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par :

- ❖ Un modèle tridimensionnel (**Analyse 3D**) ;
- ❖ Un modèle encastré à la base ;
- ❖ Les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers (**Diaphragme rigide**) avec trois **03 DDL** (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

IV.3.2.Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis

Cette méthode consiste a discrétiser la structure en plusieurs éléments, la modélisation revient a représenter un problème physique possède un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de (DDL) en tenant en compte le possible de la masse, la rigidité de tous les éléments de la structure et l'amortissement.

IV.3.3.Programme utilisé pour la modélisation

- ◆ **Version** : Version 16.2.0
- ◆ **Nom du programme**: Extended 3D Analysis of Building Systems
- ◆ **Entreprise productrice** : Computers and Structures, Inc. Berkeley, California. USA

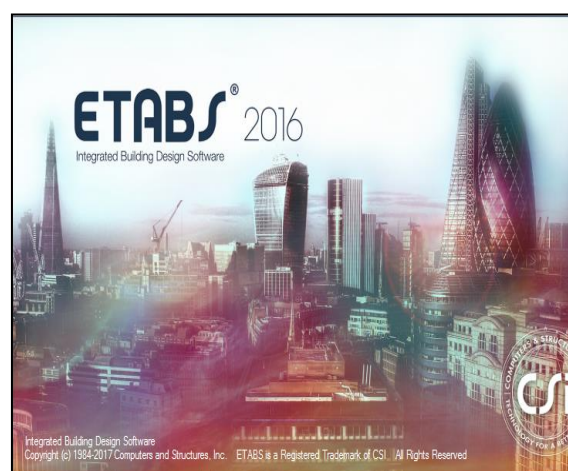
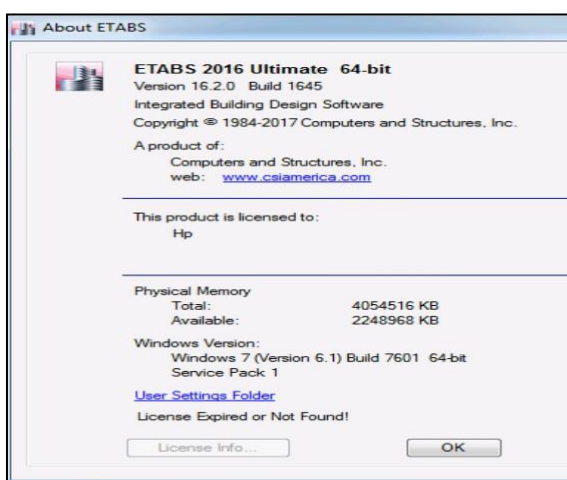


Fig.IV.1: Le logiciel ETABS version 16.2.0

ETABS est un logiciel destiné à la conception et à l'analyse des structures de la catégorie bâtiment. Il permet de modéliser facilement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. C'est un **logiciel** performant utilisé dans le domaine de **modélisation** des **structures de bâtiment** en génie civil est **ETABS**(**E**xtended **T**hree **D**imensions **A**nalyses of **B**uilding **S**ystems).Ce logiciel permet de ferrailer les éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI..Etc.). Grâce à ses diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle additionnelle.

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD,

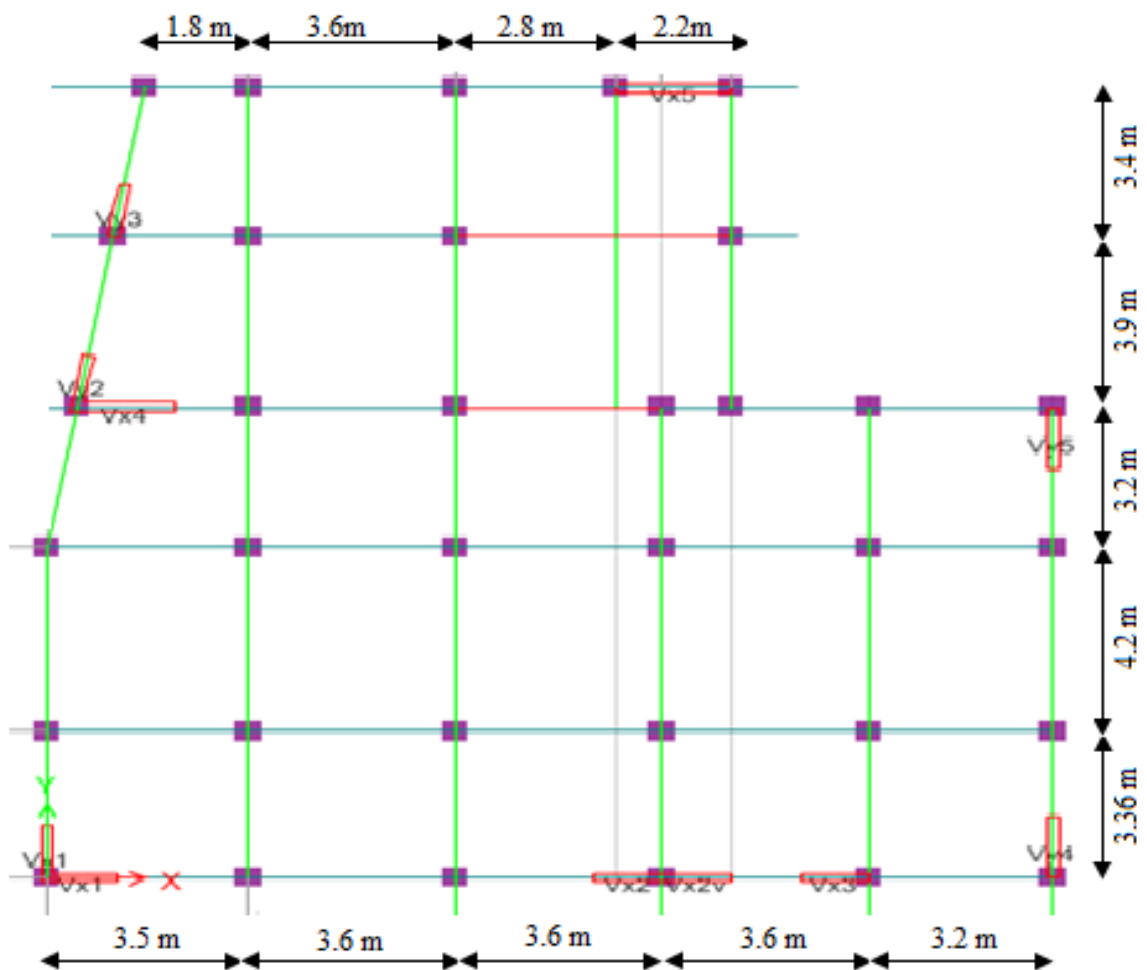


Fig.IV.2.Vue en plan des éléments structuraux (Poteaux-Voiles) de la superstructure

IV.4. Méthode de calcul

Selon le RPA 99 V 2003, le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes.

- **La méthode statique équivalente**

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le **RPA** (régularité en plan, régularité en élévation, etc.) (**Article 4.2.1 RPA 99 v2003**)

L'effort sismique appliqué à la base doit être calculé selon les deux directions X et Y par la formule suivante (**Article 4.2.3 RPA 99 v2003**)

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

W : Poids total de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités auparavant dépendent des caractéristiques de la structure.

- **La méthode modale spectrale**

La méthode modale spectral est sans doute la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être arrangés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

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

$$V_{\text{dyn}} \geq 0.8 V_{\text{st}}$$

Dans le cas où cette condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorées de $\frac{0.8V_{\text{st}}}{V_{\text{dyn}}}$

Avec : V_{dyn} : Effort tranchant dynamique calculé avec la méthode modale spectrale.

$$V_{\text{st}} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} : \text{Effort tranchant statique à la base.}$$

Tel que :

- **A = 0.15** ----- Groupe d'usage 2 ----- Zone sismique.
- **R = 5** ----- Système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction.
- **D**: Ce facteur est en fonction de la période fondamentale de la structure, et la catégorie du site et du facteur de correction d'amortissement η (RPA99 (Formule 4-2)).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0,764$$

Remplissage	Portique		Voile ou maçonnerie
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tab.IV.2.Détermination du "ξ (%)" Selon le tableau 4.2 (R.P.A99/2003).

Remarque : donc on opte pour **Portiques et Voiles** ⇒ ξ= 10 %

ξ: Pourcentage d’amortissement critique (10%)

R : Coefficient de comportement de la structure (**R=5**)

T1, T2: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**T1= 0.15 / T2= 0.50**)

• **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (Voiles/Portiques)

$$T = \text{Min} \begin{cases} C_T \times H^{3/4} \dots\dots (2) \\ \frac{0.09H}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots (1) \end{cases}$$

H=39.24m : hauteur totale du bâtiment (acrotère non comprises).

CT= 0,05 : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.

(RPA99/2003(Tableau 4.6)).

L : Portée maximale du bâtiment à la base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 17,5m \\ L_y = 18,05m \end{cases} \text{ Donc } \begin{cases} T_x = \min(0.729, 0.767) = 0.729s \\ T_y = (0.729, 0.755) = 0.729s \end{cases}$$

Donc les périodes statiques majorées de 30% sont :

$$\begin{cases} 1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.729 = 0.95s \\ 1.3 \times T_y = 1.3 \times 0.729 = 0.95s \end{cases}$$

$$\begin{cases} D_x = 1.48455477 \\ D_y = 1.48455477 \end{cases}$$

• **Q= 1+ΣPq(1 à 5) (RPA99/2003 (Formule 4.4))**

Pq: La pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant (Tableau IV.3.)

Valeur des pénalités P_q	Observation	P_q /xx	Observation	P_q /yy
1-Condition minimale sur les filles de contreventement	Non	0.05	Oui	0
2-Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3-Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4-Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0
5-Contrôles de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6-Contrôles de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	$Q_x=1.2$		$Q_y=1.1$	

Tab.IV.3.Valeurs des pénalités.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \Leftrightarrow \begin{cases} W_{Gi} : \text{ poids dû aux charges permanentes} \\ W_{Qi} : \text{ charges d'exploitations} \end{cases}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure. $W_{Gi}=34468.52 \text{ KN}$.

W_{Qi} : Charges d'exploitation. $W_{Qi}=6489.78 \text{ KN}$.

β : Concernant notre projet, on dispose de niveaux à usage d'habitation et niveau a usage commerciale donc les valeurs du coefficient de pondération sont $\beta=0.2$ et $\beta=0.6$ (RPA99/2003 (Formule 4.5))

Dans notre cas : $W = 35766,4792\text{KN}$.

Donc : La force sismique statique totale à la base de la structure est : $\begin{cases} V_{stX} = 1752.21 \text{ KN} \\ V_{stY} = 1752.21 \text{ KN} \end{cases}$

IV.5.Spectre de réponse sismique (A4.2.3. RPA99/2003)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad (4.13)$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone ($A=0,15$)

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0,764$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ($\xi=10\%$)

R : Coefficient de comportement de la structure (**R=5**)

T1, T2: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**T₁= 0,15 / T₂= 0,50**)

Q: Facteur de qualité (**Q_x=1.2, Q_y=1.1**)

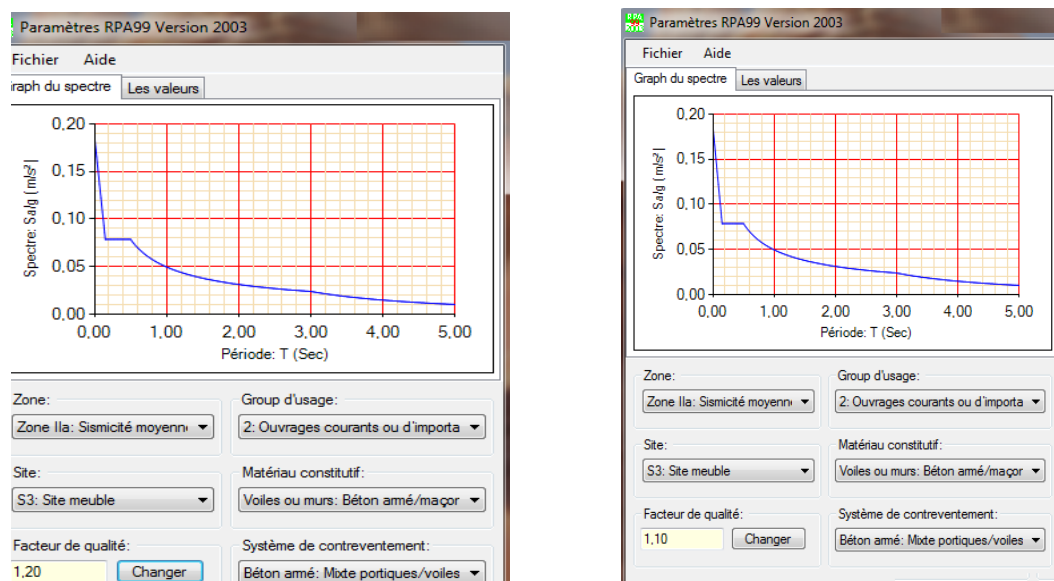


Fig.IV.3 : Spectre de réponse sismique de calcul utilisé selon le RPA99/2003

IV.6.Résultats obtenus après modélisation

Après la modélisation de la structure avec le logiciel ETABS V16, nous avons obtenus les résultats suivants :

IV.6.1.Taux de participation massique

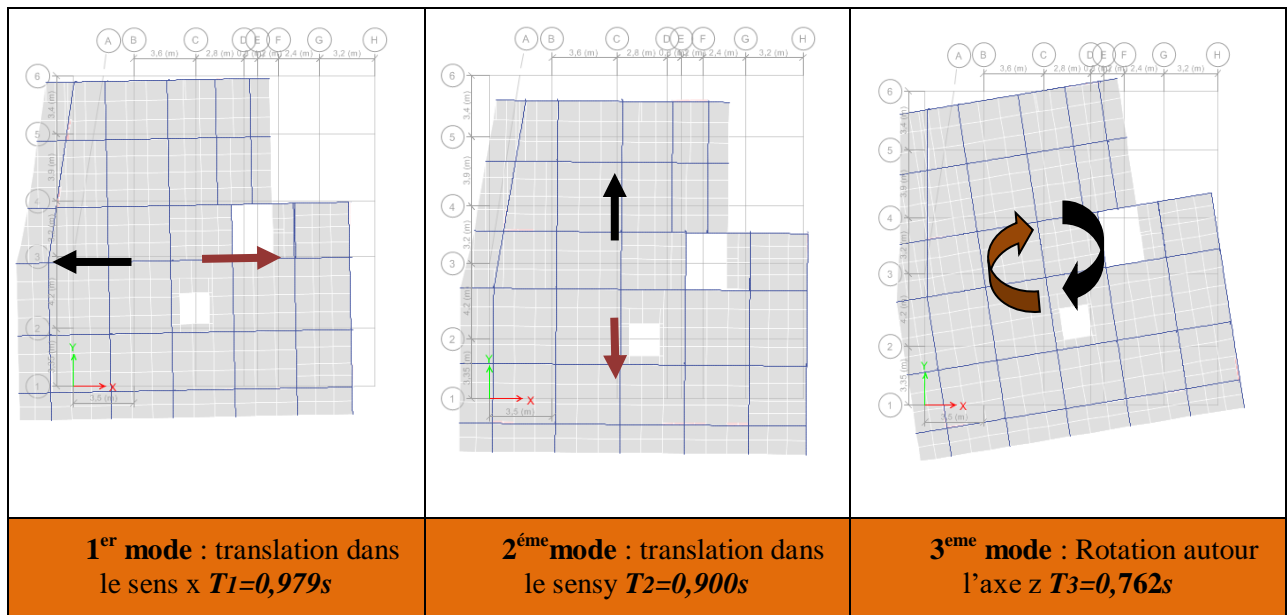
Les résultats de l'analyse sismique dynamique par le spectre de réponse exigé par le RPA99/2003 sont présentés ci-dessous :

Case	Mode	Périodes	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
Modal	1	0,979	0,0187	0,7234	0,0012	0,0187	0,7234	0,0012
Modal	2	0,900	0,7038	0,021	0,003	0,7225	0,7445	0,0043
Modal	3	0,762	0,0081	0,003	0,7229	0,7306	0,7475	0,7272
Modal	4	0,335	0,0002	0,132	0,001	0,7308	0,8795	0,7282
Modal	5	0,297	0,1393	0,0002	0,0011	0,8701	0,8797	0,7293
Modal	6	0,251	0,0007	1,10E-05	0,1366	0,8708	0,8797	0,8658
Modal	7	0,193	0,0001	0,0449	0,0003	0,8708	0,9246	0,8661
Modal	8	0,158	0,0534	4,14E-05	0,0008	0,9243	0,9247	0,8669
Modal	9	0,132	2,56E-05	0,013	0,0233	0,9243	0,9377	0,8902
Modal	10	0,131	5,90E-06	0,0146	0,0313	0,9243	0,9523	0,9215

Tab.IV.4.Périodes Participation massiques et nombre de modes à considérer.

Commentaire :

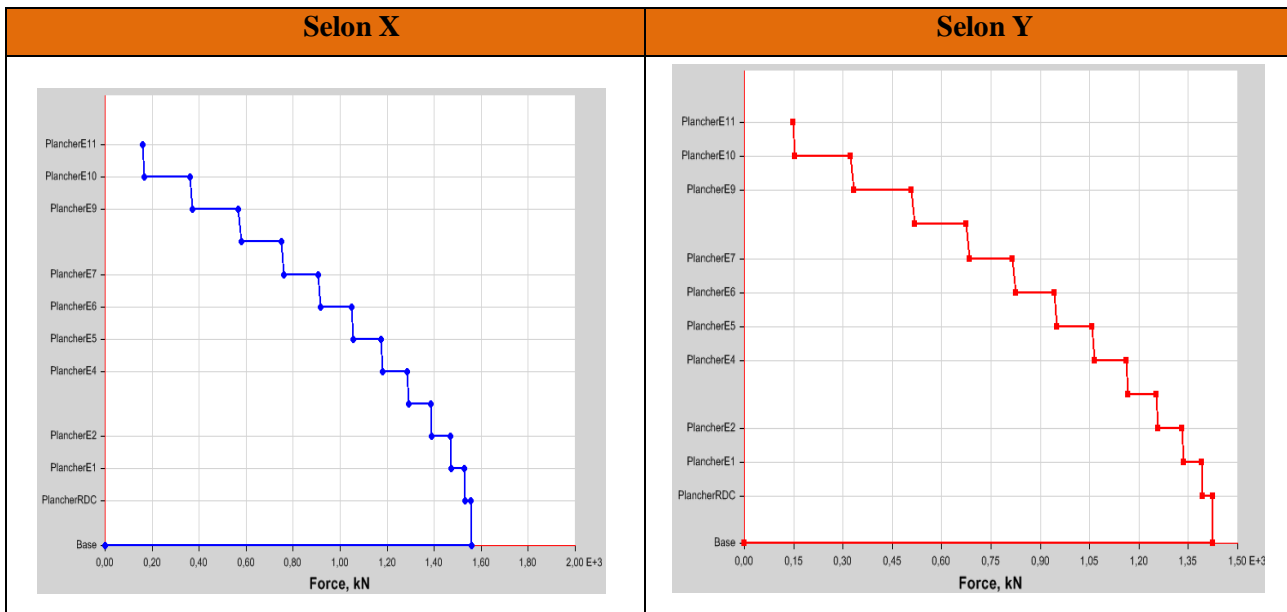
- * Le 1^{er} mode de vibration : est un mode de translation suivant l'axe Y avec un taux de participation égale à **72,34%** ;
- * Le 2^{eme} mode de vibration : est un mode de translation suivant l'axe X avec un taux de participation égale à **70,38%** ;
- * Le 3^{eme} mode de vibration : est un mode de translation suivant l'axe Z avec un taux de participation égale à **72,29%** ;
- * On remarque **qu'après 7 modes**, la masse vibrante globale atteint 90% dans les trois directions. Ces modes peuvent donc être retenus pour la suite de l'analyse sismique.



Tab.IV.5.Mode de vibration de la structure.

IV.6.2.Efforts tranchants, Moments sismique et les déplacements par niveau

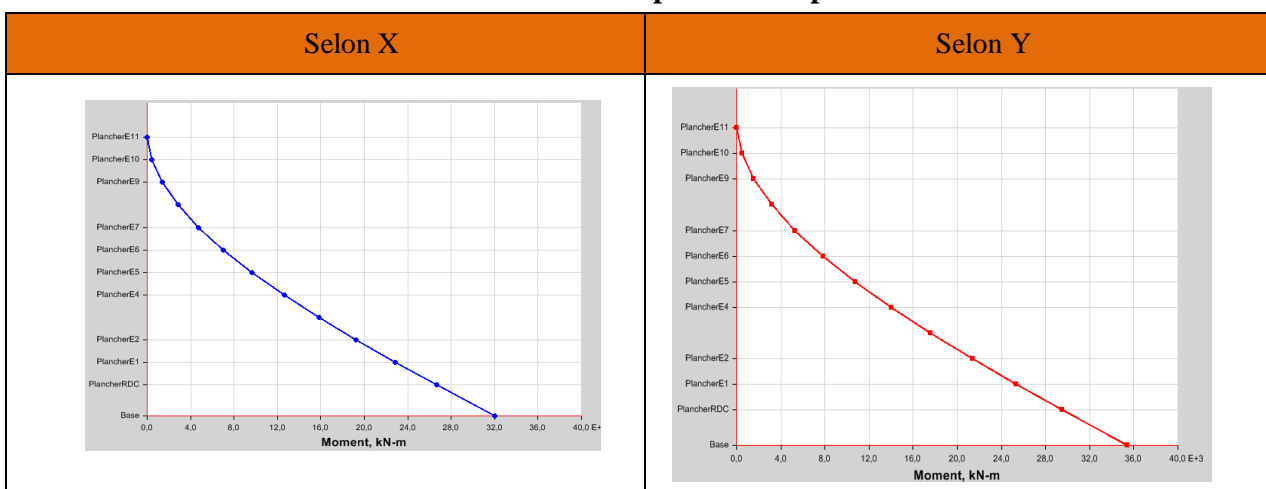
Dans le tableau suivant, on montre les résultats trouvés sous formes graphes et tableau dans les deux sens X et Y, Efforts tranchants, Moments sismique et les déplacements par niveau



Tab.IV.6 : Déterminations des efforts tranchants par niveau suivant.



Tab.IV.7 : Déterminations des déplacements par niveau suivant X et Y.



Tab.IV.8 : Déterminations des moments par niveau suivant X et Y

IV.6.3. Justification sismique de la structure

Justification de l'interaction voiles-portiques RPA99 (Art.3.4.4). Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sous charge horizontale								
$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{Portiques} + \sum F_{Voiles}} \geq 25\% ; \frac{\sum F_{Voiles}}{\sum F_{Portiques} + \sum F_{Voiles}} \leq 75\%$								
Niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques(KN)	Voiles(KN)	P (%)	V (%)	Portiques(KN)	Voiles(KN)	P (%)	V (%)
E11	133,0224	59,5321	69,08	30,92	124.43	32.03	79.52	20.48
E10	219,6562	124,3531	63,85	36,15	189.57	69.99	73.03	26.97
E9	384,7970	155,5300	70,69	29,31	313.51	113.52	73.58	26.58
E8	375,2368	309,241	56,10	43,90	330.60	226.08	59.39	40.61
E7	574,0513	281,9516	67,06	32,94	492.06	182.49	72.95	27.05
E6	574,6643	411,5445	58,27	41,73	491.32	271.97	64.37	35.63
E5	712,8283	396,6105	64,25	35,75	638.33	235.94	73.01	26.99
E4	676,8052	537,8458	55,72	44,28	607.93	337.08	64.33	35.67
E3	798,3908	515,4408	60,77	39,23	739.70	282.16	72.39	27.61
E2	736,4317	660,2895	52,73	47,27	705.53	362.09	66.08	33.92
E1	763,0310	701,8043	52,09	47,91	733.31	362.78	66.90	33.10
RDC	755,9598	774,1681	49,40	50,60	616.60	542.84	53.18	46.82
Sous charge verticale								
$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{Portiques} + \sum F_{Voiles}} \geq 80\% ; \frac{\sum F_{Voiles}}{\sum F_{Portiques} + \sum F_{Voiles}} \leq 20\%$								
Niveau	Charge verticale (KN)				%charge verticale (KN)			
	Portiques		Voiles		Portiques		Voiles	
RDC	33924,6143		6964,0254		82,97		17,03	

Tab.IV.9 : Charges verticales et horizontales reprises par les portiques et voiles.

- **Commentaire :** L'interaction voiles- portiques est vérifiée sous chargement vertical et horizontal pour tous les étages.

IV.6.4. Effort tranchant à la base (Réponse sismique totale de la structure)

Selon l'article A.4.3.5, la réponse sismique totale est donnée par (voir Tab.3.12):

Si les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres :

$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$; Si deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$
 Avec : E : effet de l'action sismique considéré.

E_i : valeur modale de E selon le mode « i » ; K : nombre de modes retenus.

• **Remarque :** Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport $r = T_i / T_j$ vérifie :

$$r < 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$$

	Sens X-X	Sens Y-Y
T_1 (s)	0.900	0.979
T_2 (s)	0.297	0.335
$r = T_2/T_1$	0.330	0.341

Tab.IV.10 : réponses de deux modes de vibration.

Force sismique à la base	$V_{dyn}(KN)$	$0,8V_{st}$	Coefficient de majoration	observation
SensX	1557,8742	1401,76865	1	Vérifiée
SensY	1425,068	1401,76865	1.03	Vérifiée

Tab.IV.11 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

IV.6.5.Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 R.P. A99/2003)

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité **accidentelle additionnelle** égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

• **Commentaire :** l'excentricité accidentelle additionnelle $\pm 0.10 L$ est introduite dans le programme de calcul, lors de la définition des réponses sismiques e_x et e_y .

IV.7.Justification de la sécurité de l'ouvrage

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés atteints si les critères ci-après sont satisfaits simultanément :

IV.7.1Justification vis-à-vis les déformations (A.5.10. R.P. A99/2003)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage, le tableau ci-dessous résume les valeurs obtenues :

Étage	Hm	δeK_x	δK_x	$\Delta K_x/h_k$	δeK_y	δK_y	$\Delta K_y/h_k$	1% h k
Étage11	2,88	86,02	80,875	0,0017865	91,605	84,83	0,0023524	0,0288
Étage10	2,88	80,875	74,725	0,0021354	84,83	77,685	0,0024809	0,0288
Étage 9	2,88	74,725	67,99	0,0023385	77,685	71,18	0,0022587	0,0288
Étage 8	2,88	67,99	60,44	0,0026215	71,18	63,77	0,0025729	0,0288
Étage 7	2,88	60,44	52,485	0,0027622	63,77	55,915	0,0027274	0,0288
Étage 6	2,88	52,485	43,98	0,0029531	55,915	47,42	0,0029496	0,0288
Étage 5	2,88	43,98	35,47	0,0029549	47,42	38,865	0,0029705	0,0288
Étage 4	2,88	35,47	26,88	0,0029827	38,865	30,095	0,0030451	0,0288
Étage 3	2,88	26,88	18,66	0,0028542	30,095	21,535	0,0029722	0,0288
Étage 2	2,88	18,66	11,015	0,0026545	21,535	13,24	0,0028802	0,0288
Étage 1	2,88	11,015	4,675	0,0022014	13,24	5,8	0,0025833	0,0288
RDC	3,96	4,675	0	0,0011806	5,8	0	0,0014646	0,0396

Tab.IV.12 : Vérification de déplacement inter-étages.

- **Commentaire** : Le déplacement inter-étages est inférieur à 1% de la hauteur d'étage.

IV.7.2. Justification vis-à-vis l'effet P- Δ (A.5.9. R.P.A99/2003)

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ;$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau " k-1"

hk: hauteur de l'étage "k".

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, 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 $1/(1 - \theta_k)$.

- ♦ Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Étage	h_k (m)	P_k (kn)	Selon X			Selon Y		
			ΔK_x (mm)	V_{kx} (kn)	Θ_{kx} (mm)	ΔK_y (mm)	V_{ky} (kn)	Θ_{ky} (mm)
D11	2,88	1966,9421	5,145	167,5556	0,01670655	6,775	153,3175	0,0240421
D10	2,88	3875,8998	6,15	371,9921	0,02224956	7,145	333,3715	0,02884389
D9	2,88	6811,5571	6,735	579,6252	0,02748174	6,505	519,3103	0,02962609
D8	2,88	9748,7654	7,55	759,2348	0,03366107	7,41	684,104	0,03666513
D7	2,88	12769,083	7,955	916,7644	0,03847243	7,855	824,4734	0,04224125
D6	2,88	15789,4	8,505	1056,666	0,04412754	8,495	924,338	0,04905866
D5	2,88	18958,708	8,51	1181,1904	0,04742703	8,555	1064,2486	0,05291675
D4	2,88	22128,015	8,59	1292,3139	0,05107109	8,77,	1167,7156	0,05770486
D3	2,88	25404,911	8,22	1390,5348	0,0521453	8,56	1257,9311	0,06002637
D2	2,88	28681,808	7,645	1472,7469	0,05169677	8,295	1335,4333	0,06185976
D1	2,88	32015,627	6,34	1529,9706	0,04606549	7,44	1393,8998	0,05933499
RDC	3,96	34795,766	4,675	1557,8742	0,0271038	5,8	1425,068	0,03675982

Tab.IV.13 :Vérification de l'effet P- Δ

- ◆ **Commentaire :** L'effet P- Δ est négligeable dans les deux directions du bâtiment

IV.7.3. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble (A.5.5. R.P. A99/2003)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions de calcul. Selon l'article (A.4.4.1. R.P. A99/2003), le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, du poids des fondations et éventuellement du poids du remblai.

Pour cela, on va vérifier cette vérification dans la partie infrastructure (Fondation).

L'éléments linéaires (Frame Sections)	
Poutres (Beams)	Poutres Principale : (30x40) cm ²
	Poutres Secondaire : (30x35) cm ²
	Poutres Porteuse : (30x40) cm ²
Poteaux (Columns)	Poteaux Sous-Sol : (60x60) cm ²
	Poteaux étages RDC : (60x65) cm ²
	Poteaux étages 1 : (55x50) cm ²
	Poteaux étages 2-3 : (50x50) cm ²
	Poteaux étages 4-5 : (45x40) cm ²
	Poteaux étages 6-7 : (40x40) cm ²
	Poteaux étages 8-9 : (35x35) cm ²
	Poteaux étages 10-11 : (30x30) cm ²
Éléments Surfaiques (Walls /Slab /Deck, Sections)	
Voiles (Walls)	Épaisseur : e=20 cm (Sous-sol - E5)
	Épaisseur : e= 15cm (E6-E11)
Dalles Pleines (Slab)	DP : G= 4,47KN/m ²
Plancher corps creux (Deck) 20cm (16 + 4)	T.I : $\begin{cases} G = 5,62KN/m^2 \\ Q = 1KN/m^2 \end{cases}$
	Habitation $\begin{cases} G = 5,2KN/m^2 \\ Q = 1,5KN/m^2 \end{cases}$
	Commerce : $\begin{cases} G = 5,2KN/m^2 \\ Q = 5KN/m^2 \end{cases}$

Tab.IV.14 :Caractéristiques géométriques et structurelles de la structure.

IV.7.4.Vérification de l'effort normal réduit

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

La formule utilisée est la suivante : $v = N_d/B_c \times f_{c28} \leq 0,3\text{RPA99}$ (Article 7.4.3.1)

Tab.V.16 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Poteau C31	b×h (m ²)	N_d (KN)	v	Observation
E11	C31	0.09	138.1237	0.06139	Vérifier
E10	C31	0.09	241.9034	0.10751	Vérifier
E9	C31	0.1225	369.8858	0.12078	Vérifier
E8	C31	0.1225	488.3714	0.15947	Vérifier
E7	C31	0.16	604.5195	0.15113	Vérifier
E6	C31	0.16	727.9181	0.18198	Vérifier
E5	C31	0.18	877.6105	0.19502	Vérifier
E4	C31	0.18	1060.5667	0.23568	Vérifier
E3	C31	0.25	1287.5003	0.20600	Vérifier
E2	C31	0.25	1556.2301	0.24899	Vérifier
E1	C31	0.275	1869.6314	0.27194	Vérifier
RDC	C31	0.33	2306.5217	0.27958	Vérifier

Commentaire : La rupture fragile dans les poteaux sous effort sismique est écartée.

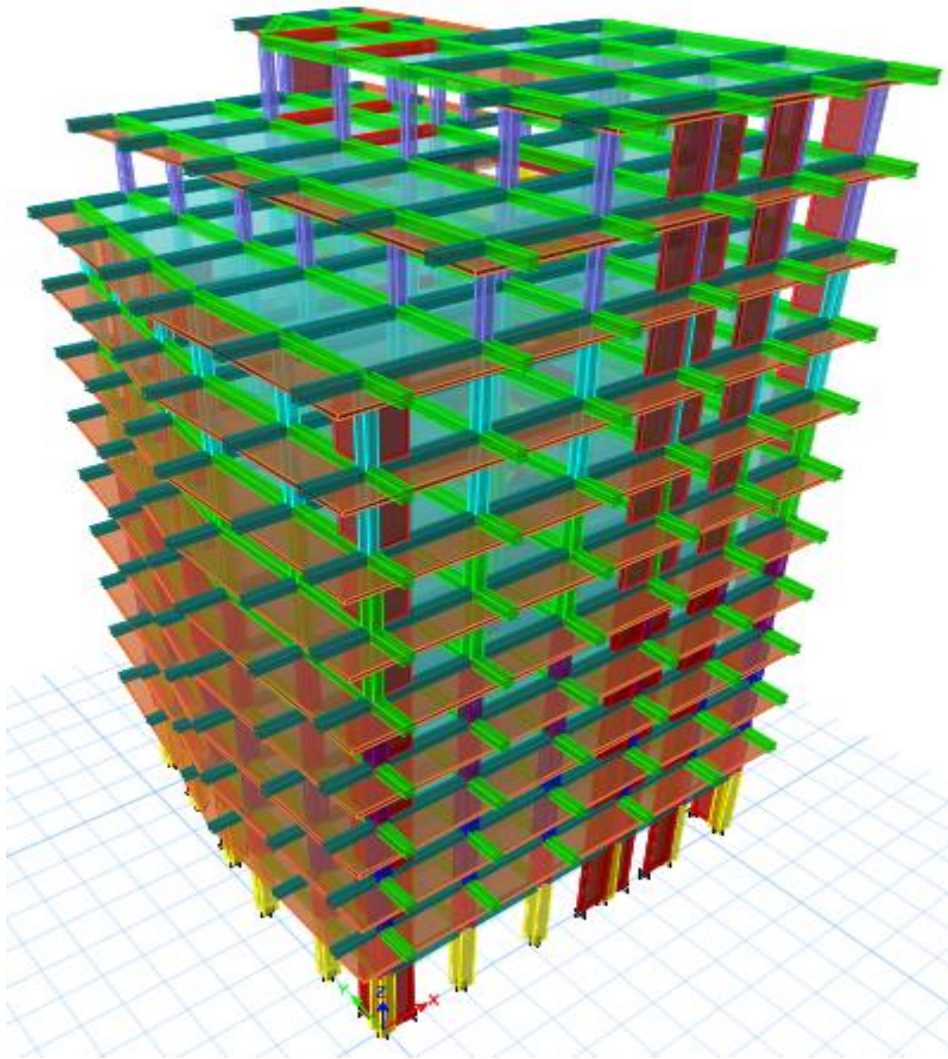


Fig.IV.4.Modélisation 3D de la Super- structure

IV.8.Conclusion

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

Chapitre V
Étude des éléments
structuraux

V.1 .Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux poutre et les voiles) ces éléments sont réalisés en béton armé. Leurs rôles est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'il puisse supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V.2.Étude des poutres

V.2.1.Introduction

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **Etabs**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- | | | |
|--------------------|----------------|-----------------|
| 1). $1.35G+1.5Q$; | 2). $G+Q$; | 3). $G+Q+E_a$; |
| 4). $G+Q-E$; | 5). $0.8G+E$; | 6). $0.8G-E$. |

V.2.2.Recommandations du RPA99v2003 :

➤ **Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)**

- ◆ Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- ◆ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{max} = \begin{cases} 4\% & \text{en zone courante} \\ 6\% & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

- ◆ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

Les poutres supportant de faibles charges verticales (poutre secondaire) sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

➤ **Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par $A_t = 0.003 \times St \times b$

Avec (St) espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

$$\begin{cases} St \leq \min (h/4 ; 12\Phi) & \text{en zone nodale} \\ St \leq h/2 & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Chapitre V Etudes des éléments structuraux

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

V.2.3. Dispositions constructives des portiques : (Selon le RPA 99)

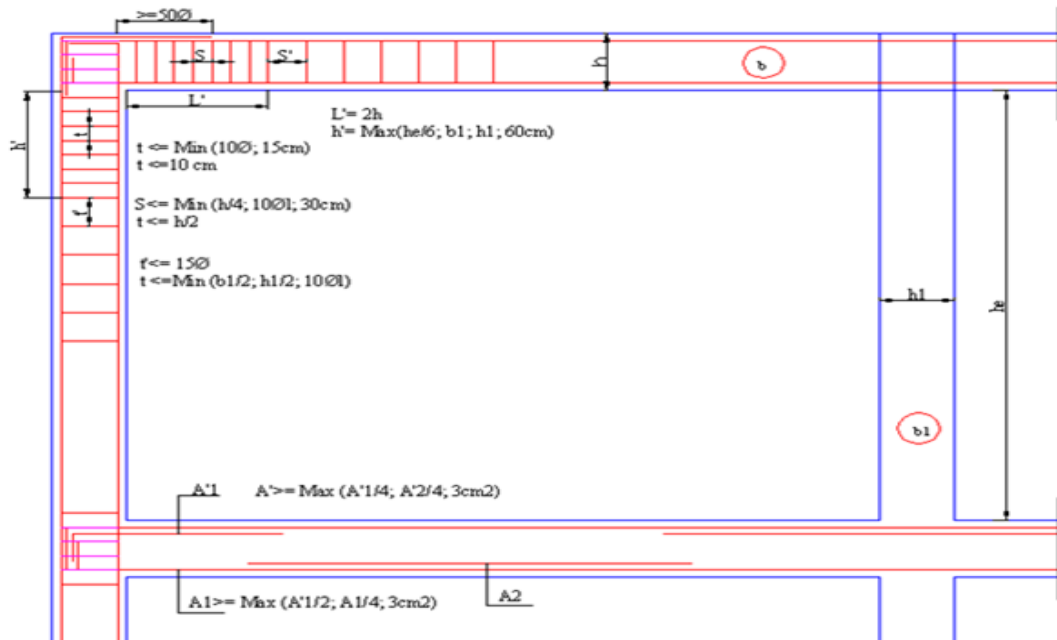
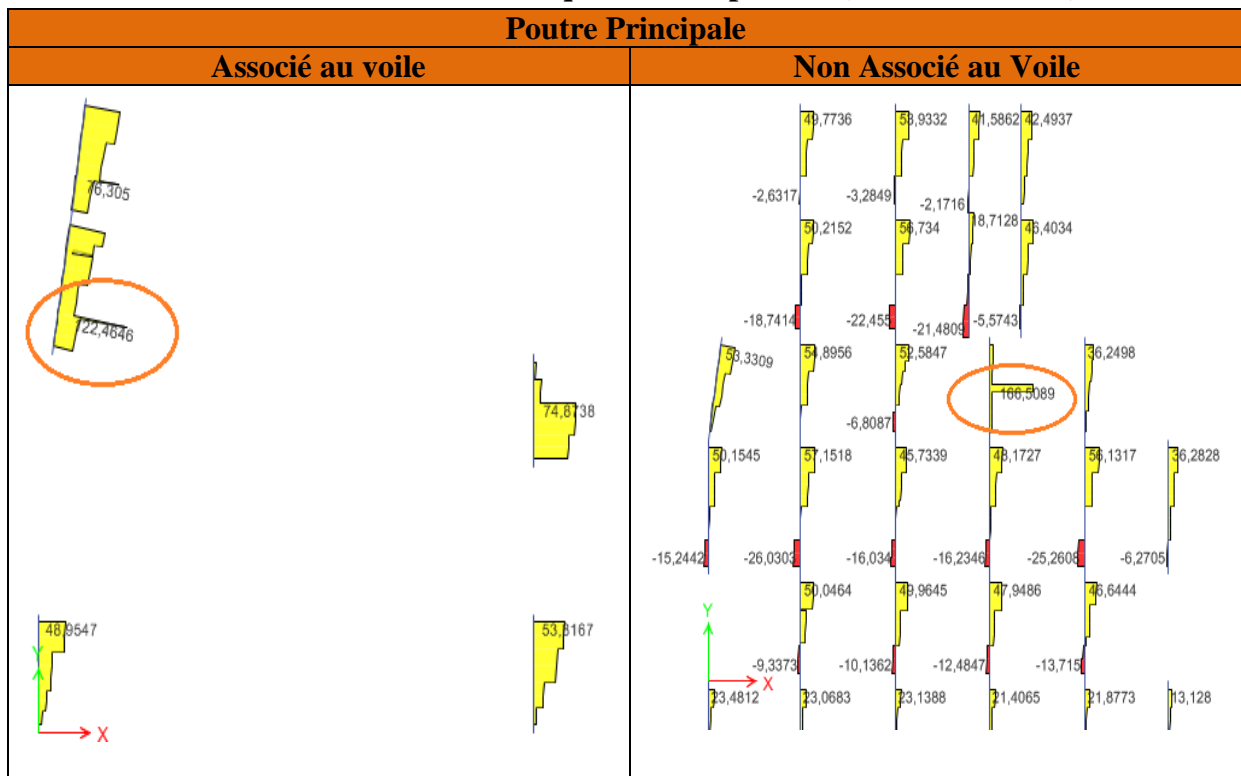
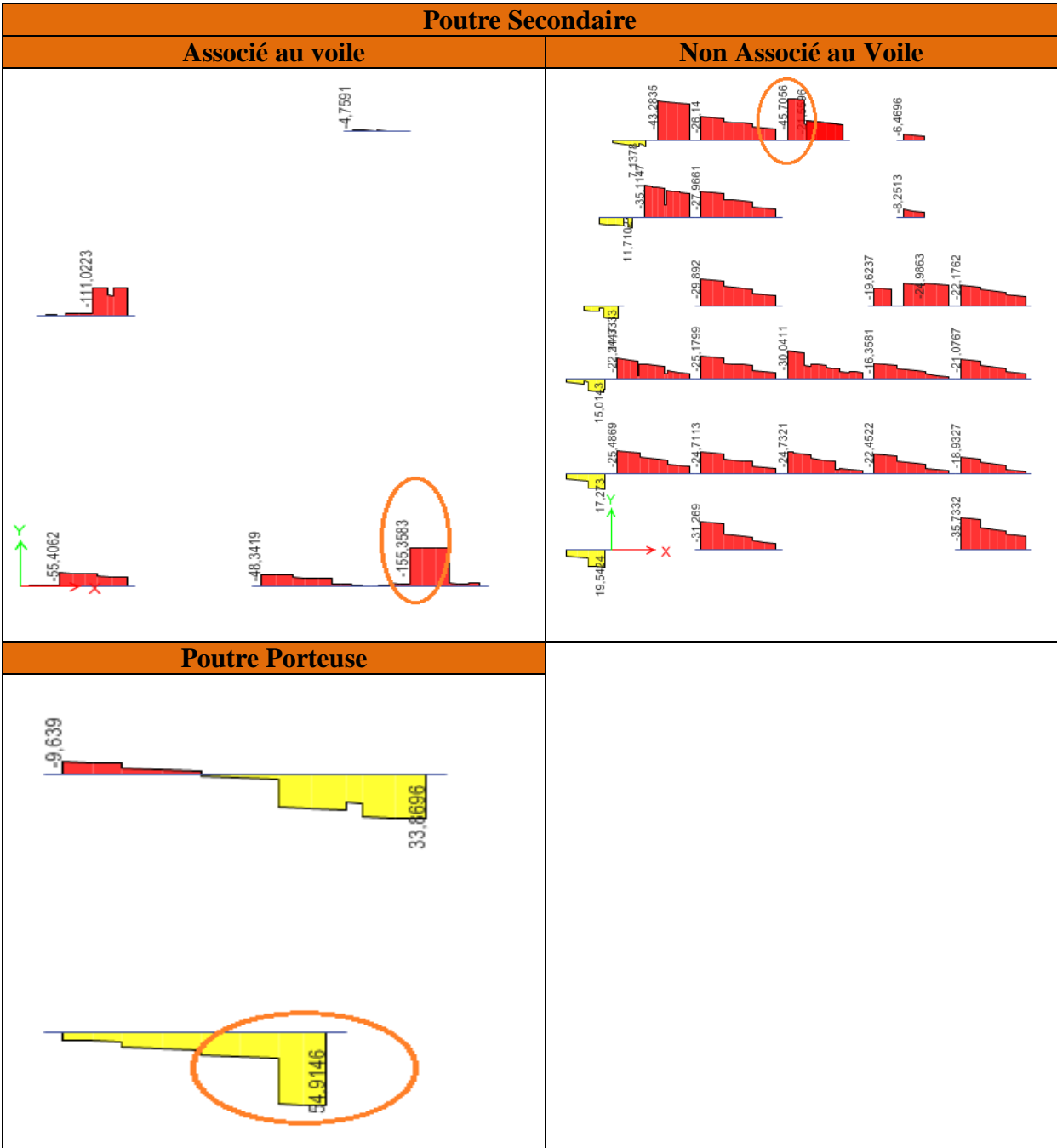


Fig.V.1 : Disposition constructives des portiques

V.2.4. Diagramme des efforts tranchants

Tab.V.1 : Sollicitations statique dans les poutres (effort tranchant)

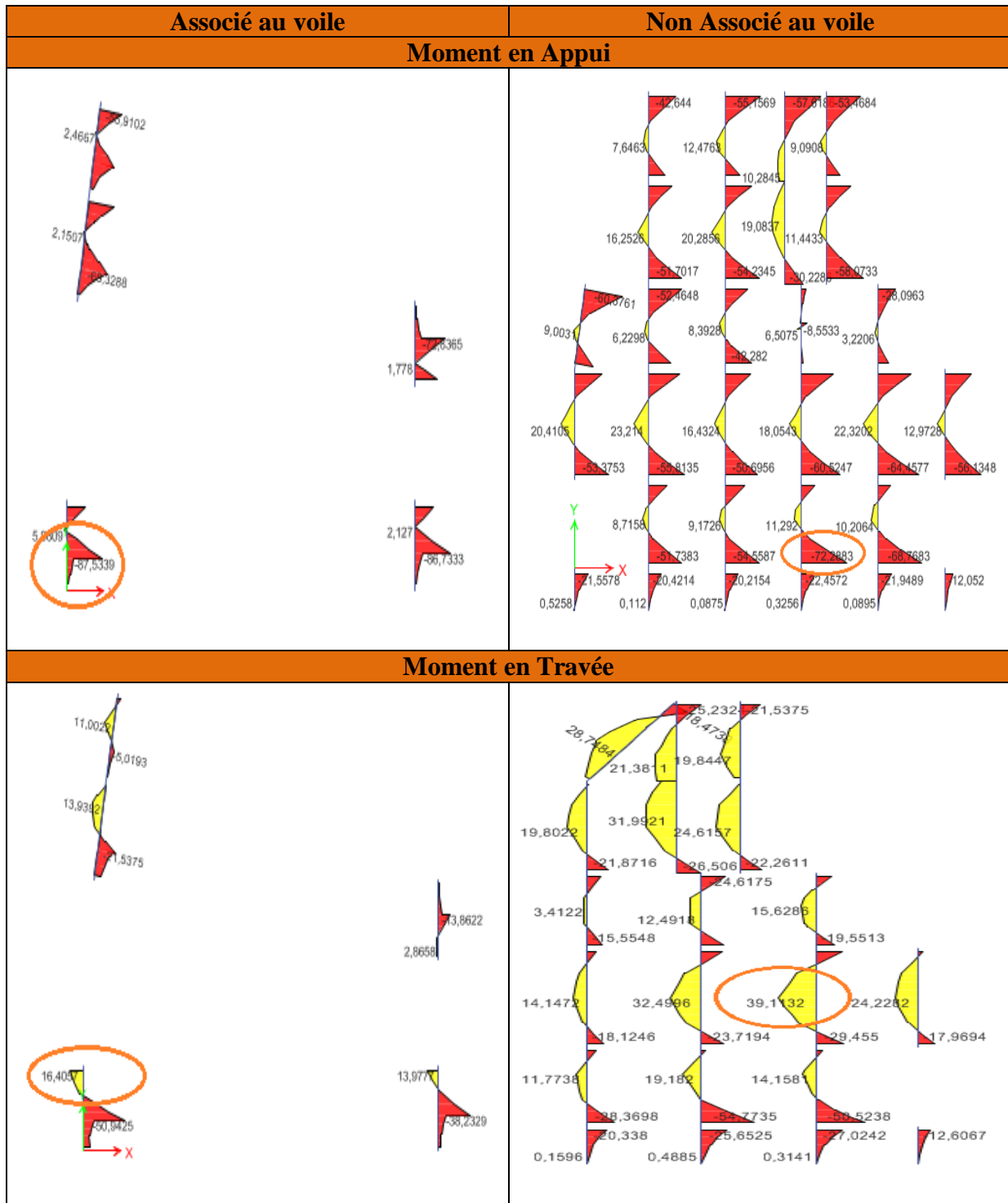




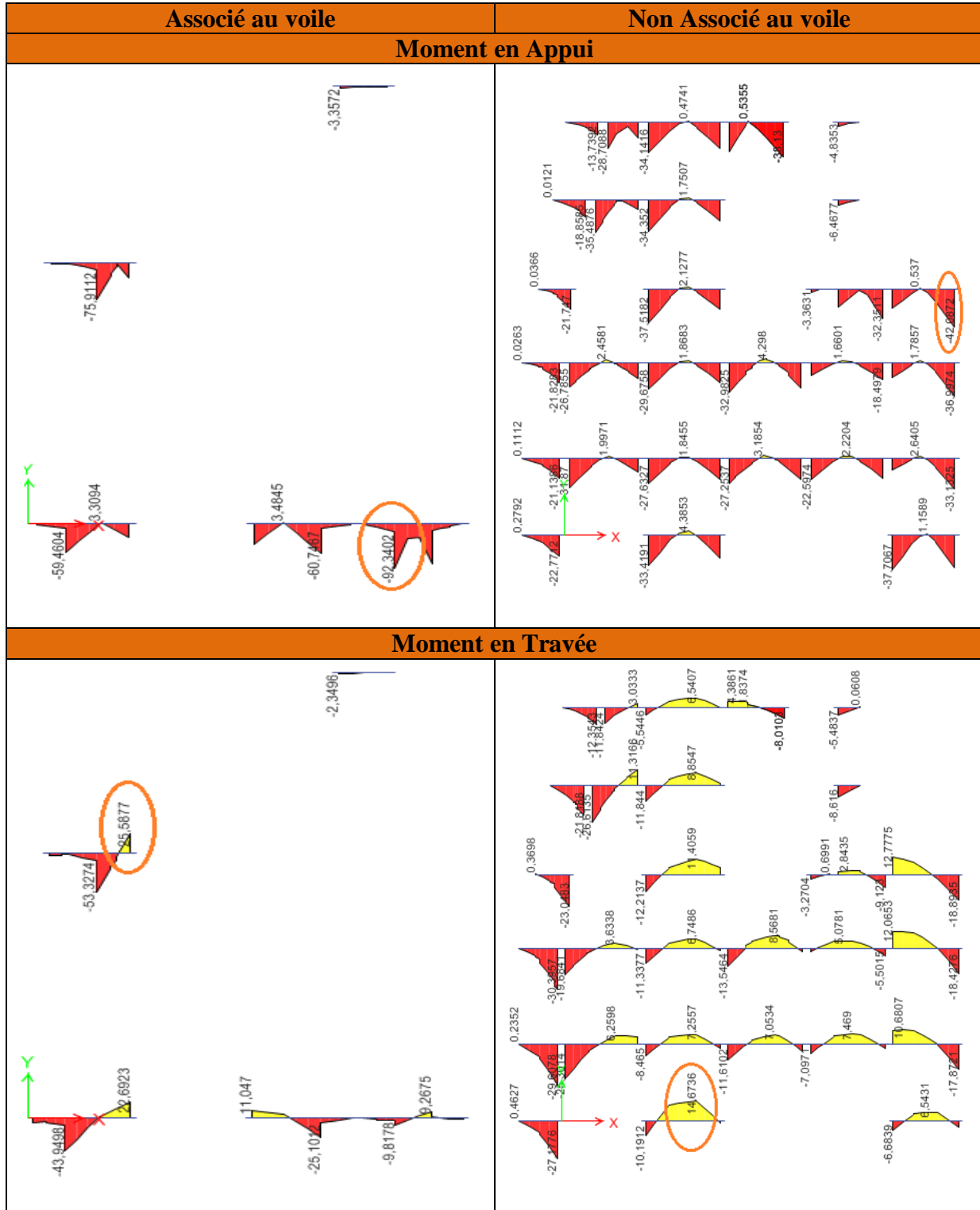
V.2.5. Diagrammes des moments fléchissant

a-Poutre principale

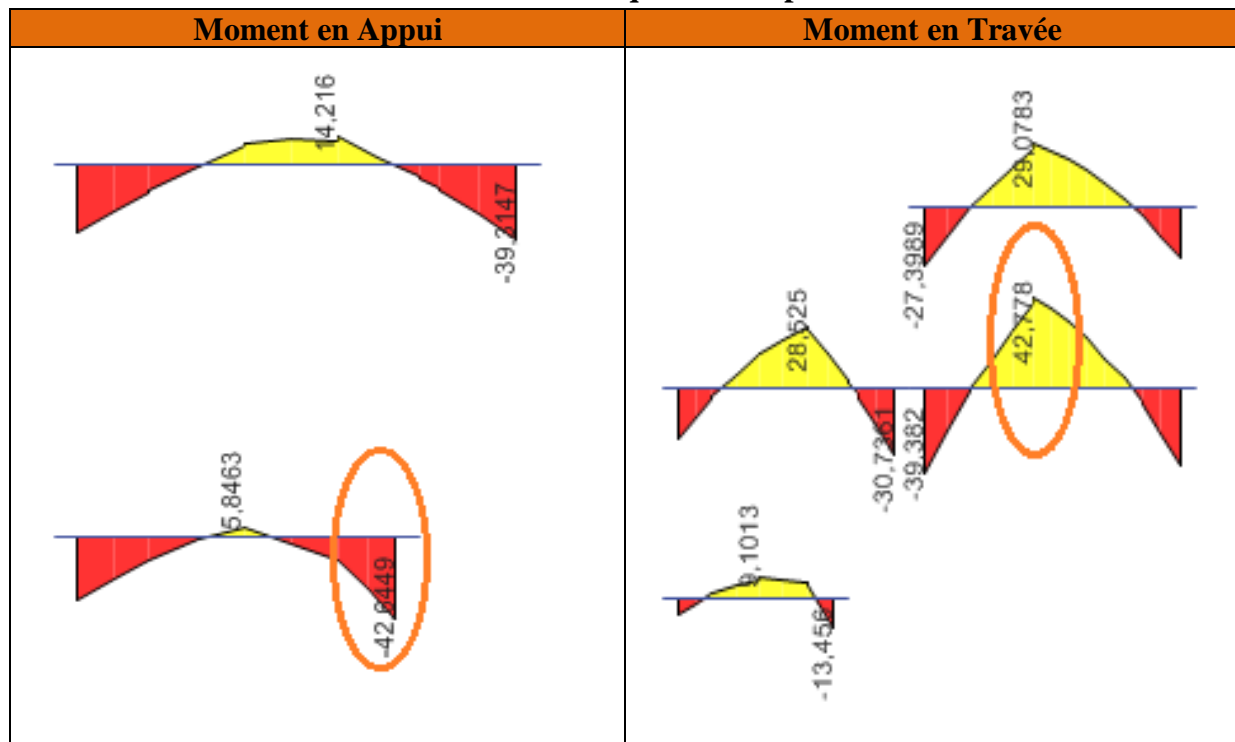
Tab.V.2 : Sollicitations statique dans les poutres principales.



Tab.V.3 : Sollicitations statique dans les poutres Secondaires.



Tab.V.4: Sollicitations statique dans la poutre Porteuse.



Tab.V.5 : : Sollicitations les plus défavorables dans les poutre.

POUTRE		Moment statique (KN.m)				V _{max} (KN)
		ELU	ELA	ELS		
		Travée	Appui	Travée	Appui	
Principale	Associée au voile	16.4057	87.5339	11.8806	36.8792	122.4646
	Non associée au voile	39.1132	72.2883	28.5367	50.0788	166.5089
Secondaire	Associée au voile	25.5877	92.3402	18.6224	38.7829	155.3583
	Non associée au voile	14.6736	42.0872	10.5597	22.1349	45.7056
Porteuse		42.7780	42.6449	31.0553	28.5971	54.9146

V.2.6. Calcul du ferrailage

a). Armature longitudinale

Tab.V.6 : Ferrailage des poutres principales et secondaires et la poutre porteuse.

			$M_u(\text{KN.m})$	$A_{\text{cal}}(\text{Cm}^2)$	$A_{\text{min}}/\text{BAEL}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}/\text{RPA}(\text{cm}^2)$	$A^{\text{adop}}(\text{Cm}^2)$
Principale	Associée au voile	Travée	16.4037	1.29	1.34	6	3T14=4.62
		Appui	87.5339	6.30			3T14+2T12=6.88
	Non associée au voile	Travée	39.1132	3.15	1.34	6	3T14=4.62
		Appui	72.2883	5.14			3T14+2T12=6.88
Secondaire	Associée au voile	Travée	25.5877	2.37	1.16	5.25	3T12=3.39
		Appui	92.3402	7.93			3T14+3T12=8.01
	Non associée au voile	Travée	14.6736	1.34	1.16	5.25	3T12=3.39
		Appui	42.0872	3.42			3T12+2T12=5.65
Porteuse		Travée	42.7780	3.46	1.16	6	3T12+2T12=5.65
		Appui	42.6449	2.97			3T12+2T12=5.65

b) Les armatures transversales :

Calcul de Φ_t : Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et

secondaires est donné par : $\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$

$$\begin{cases} P_p = \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1.2\text{cm} \\ P_s = \phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1\text{cm} \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{AH8} = 2.01\text{cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier) de T8 pour toutes les poutres

- Calcul des espacements des armatures transversales : $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$

$$\begin{cases} \text{En zone nodal : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\text{min}}\right) \Rightarrow \begin{cases} P_p \Leftrightarrow S_t = 10\text{cm} \\ P_s \Leftrightarrow S_t = 10\text{cm} \end{cases} \\ \text{En zone courante : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}; 12\phi_{\text{min}}\right) \Rightarrow \begin{cases} P_p \Leftrightarrow S_t = 15\text{cm} \\ P_s \Leftrightarrow S_t = 15\text{cm} \end{cases} \end{cases}$$

- Vérification des sections d'armatures transversales minimale :

$$A_t^{\text{min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2 < A_t^{\text{adoptée}} = 2.01\text{cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

V.2.7. Vérification des armatures selon le RPA 99

- Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

$$\begin{cases} \text{En zone courante : } A_{\text{max}} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm}^2 > A_{\text{adopté}} \\ \text{En zone de recouvrement : } A_{\text{max}} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72\text{cm}^2 > A_{\text{adopté}} \end{cases}$$

- Les longueurs de recouvrement :

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II } L_r > 40$$

$$\phi = 14\text{mm} \quad L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 65\text{cm}$$

$$\phi = 14\text{mm} \quad L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 50\text{cm}$$

$$\phi = 12\text{mm} \quad L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 50\text{cm}$$

V.2.8.Vérification à l'ELU

a)Condition de non fragilité :

$$A^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} Pp: A^{min} = 1.34cm^2 \leq A^{cal} \\ PS: A^{min} = 1.16cm^2 \leq A^{cal} \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b)Contrainte tangentielle maximale :

Il faut vérifier que :

$$FPN \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau' = \min\left(\frac{0.2}{\sigma_s} f_{c28}; 5MPa\right) \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{étage courant:} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \\ \text{Ssol:} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.173 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 4.34 MPa \end{array} \right.$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tab.V.7 : Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	$V^{max}(kn)$	$\tau_{bu}(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	Observation
Principale	166.5089	1.46	3.33	Vérifié
Secondaire	155.3583	1.57	4.34	Vérifié
Porteuse	54.9146	0.55	4.34	Vérifié

c)Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Appuis derives: } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1) \\ \text{Appuis intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \dots\dots\dots(2) \end{array} \right. \text{BAEL91 (ArtH. IV. 2)}$$

Tab.V.8 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

Poutres		$V^{max}(kn)$	$M_a(kn.m)$	$A_l(cm^2)$	$A_l^{riv}(cm^2)$	$A_l^{int}(cm^2)$	Observation
Principale	Associée	122.4646	87.5339	6.88	3.52	-4.04	Vérifié
	Non associée	166.5089	72.2882	6.88	4.79	-1.45	Vérifié
Secondaire	Associée	155.3583	92.3402	8.01	4.47	-4.75	Vérifié
	Non associée	45.7056	42.0872	5.65	1.31	-2.89	Vérifié
Porteuse		54.9146	42.6449	5.65	1.58	-2.68	Vérifié

V.2.9.Vérification à l'ELS

a)État limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tab.V.9 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres		Localisation	M _u (KN.m)	A _s (cm ²)	Y(Cm)	I(Cm ⁴)	Contraintes		Obs
							σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	
Principale	Associée au voile	Travée	11.8806	4.62	10.97	60156.36	2.17	15	Vérifié
		Appui	36.8792	6.88	12.88	81406.32	5.84		Vérifié
	Non associée au voile	Travée	28.5367	4.62	10.97	60156.36	5.20	15	Vérifié
		Appui	50.0788	6.88	12.88	81406.32	7.92		Vérifié
Secondaire	Associée au voile	Travée	18.6224	3.39	8.86	34183.18	4.83	15	Vérifié
		Appui	38.7829	8.01	12.50	65218.29	7.43		Vérifié
	Non associée au voile	Travée	10.5597	3.39	9.63	47023.16	2.16	15	Vérifié
		Appui	22.1349	5.65	11.91	70244.92	3.75		Vérifié
Porteuse		Travée	31.0553	5.65	11.91	70244.92	5.26	15	Vérifié
		Appui	28.5971	5.65	11.91	70244.92	4.85		Vérifié

b)État limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

• Poutre principale :

Q=5KN/ml ; G=5.2KN/ml ; G₀=0.12*25=3KN/ml ;

G₁=(1.95+1.45) × 5.2=17.68 KN/ml ; Q₁=(1.95+1.45) × 5 =17KN/ml

$$M_0 = \frac{(G_0 + G_1 + Q_1) \times l^2}{8} = 48.23KN.m$$

• Poutre Secondaire :

M₀=61.04 Kn.m

• Poutre Porteuse :

M₀=137.34 Kn.m

Tab.V.10 : Vérification de l'état limite de déformation

Poutres	h(cm)	b(cm)	L(cm)	$A_s(\text{cm}^2)$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	Obs
Principale	40	30	3.2	6.88	0.125 > 0.062	0.125 > 0.02	0.006 < 0.01	Vérifié
Secondaire	35	30	3.6	8.01	0.109 > 0.062	0.109 > 0.03	0.008 < 0.01	Vérifié
Porteuse	40	30	5.4	5.65	0.074 > 0.062	0.074 > 0.02	0.005 < 0.01	Vérifié

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

V.2.10. Schéma de ferrailage

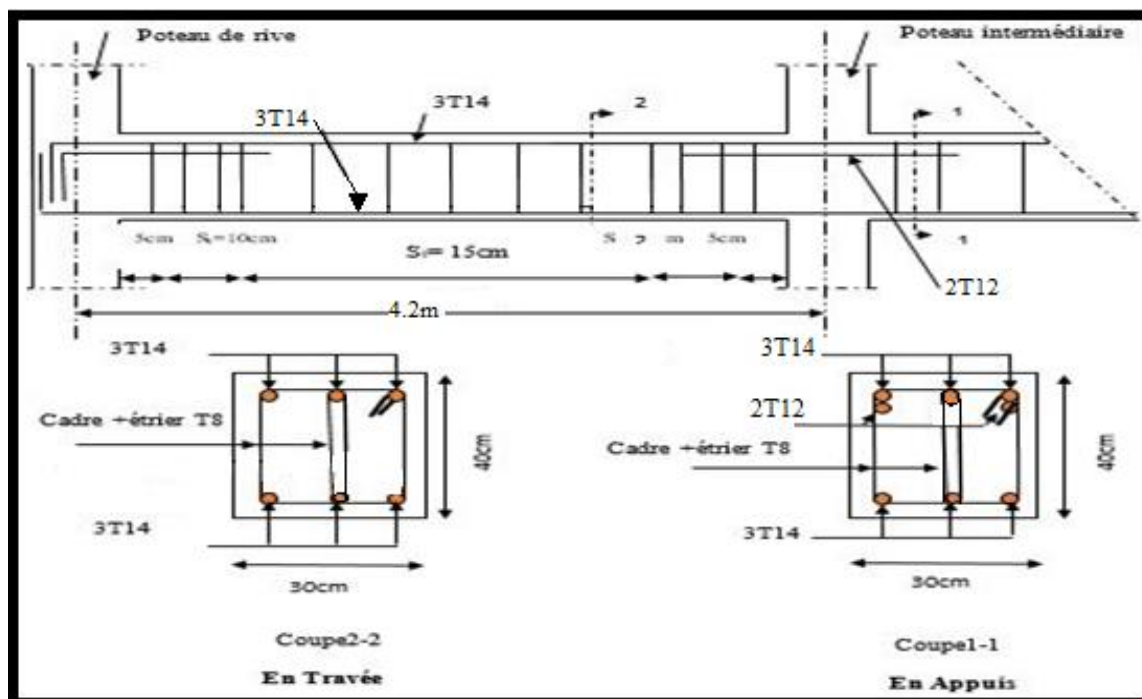


Fig.V.2 : schéma de ferrailage des poutres principales associées au voile.

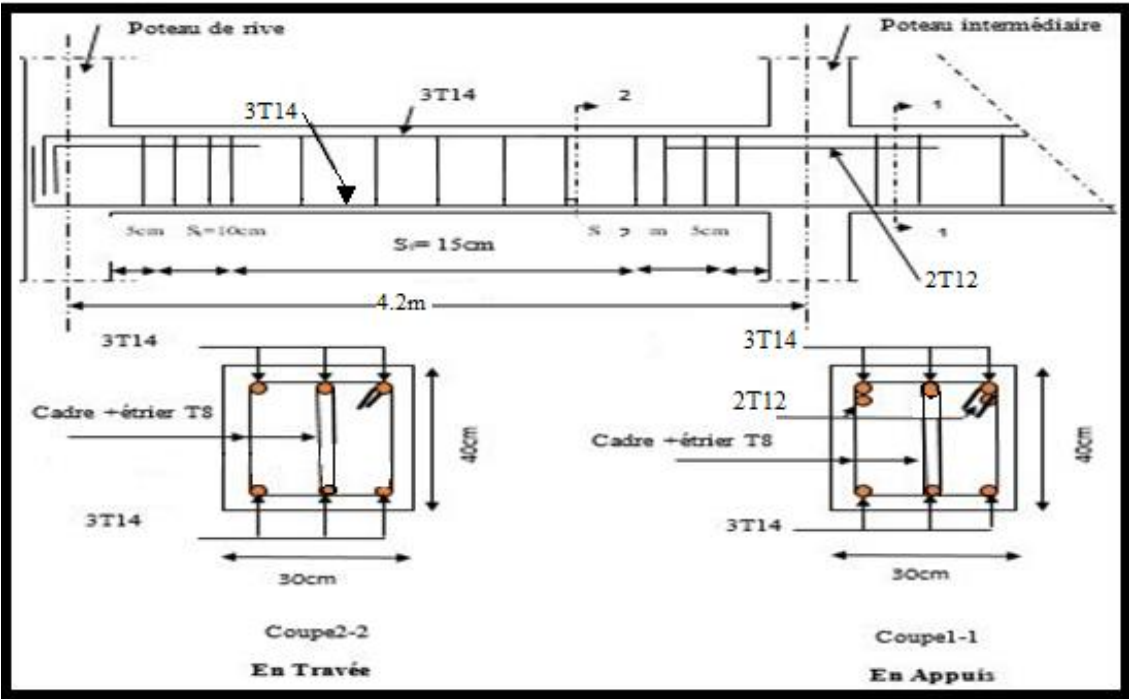


Fig.V.3: schéma de ferrailage des poutres principales nonassociées au voile.

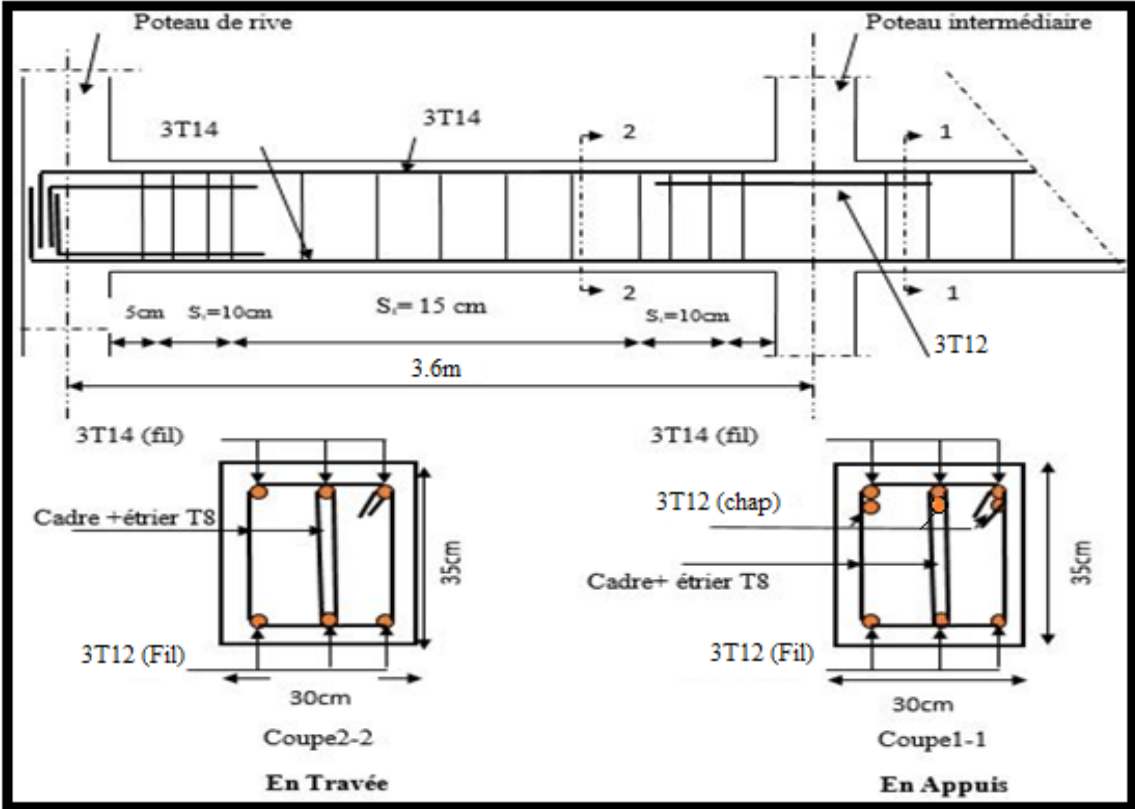


Fig.V.4 : schéma de ferrailage des poutres secondaires associées au voile.

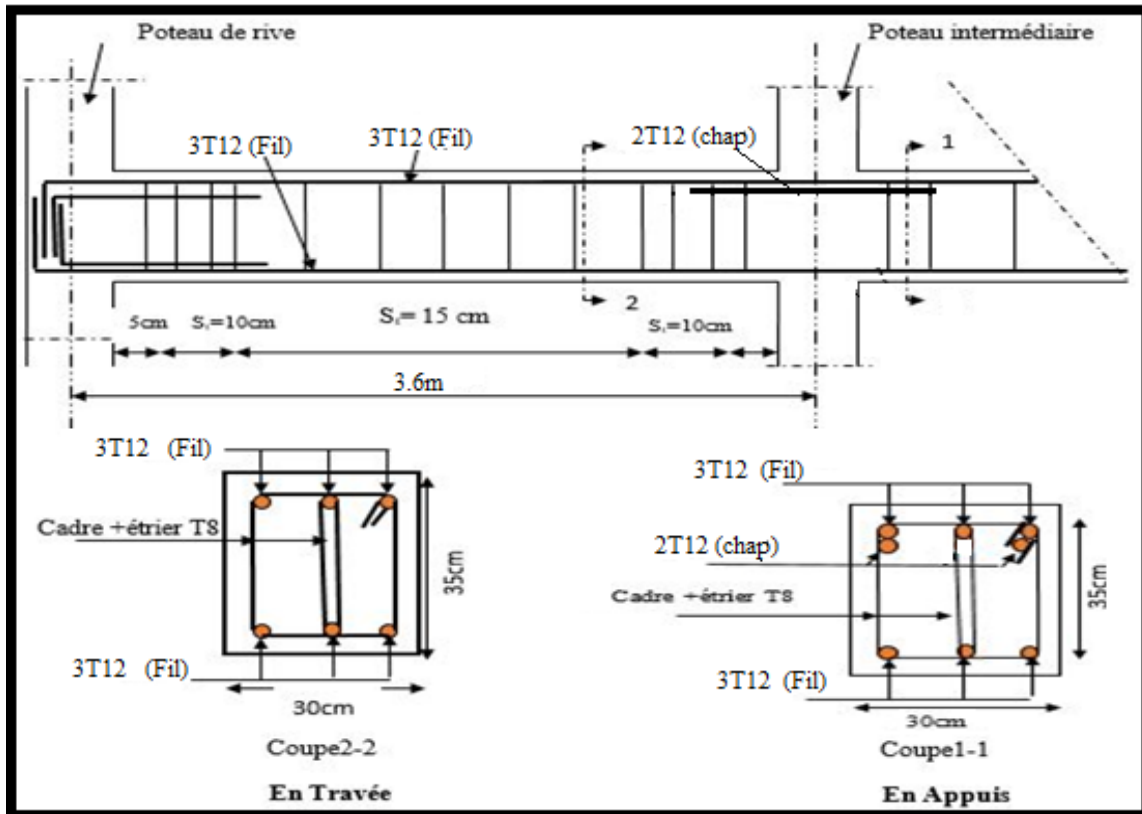


Fig.V.5 : schéma de ferrailage des poutres secondaires nonassociées au voile.

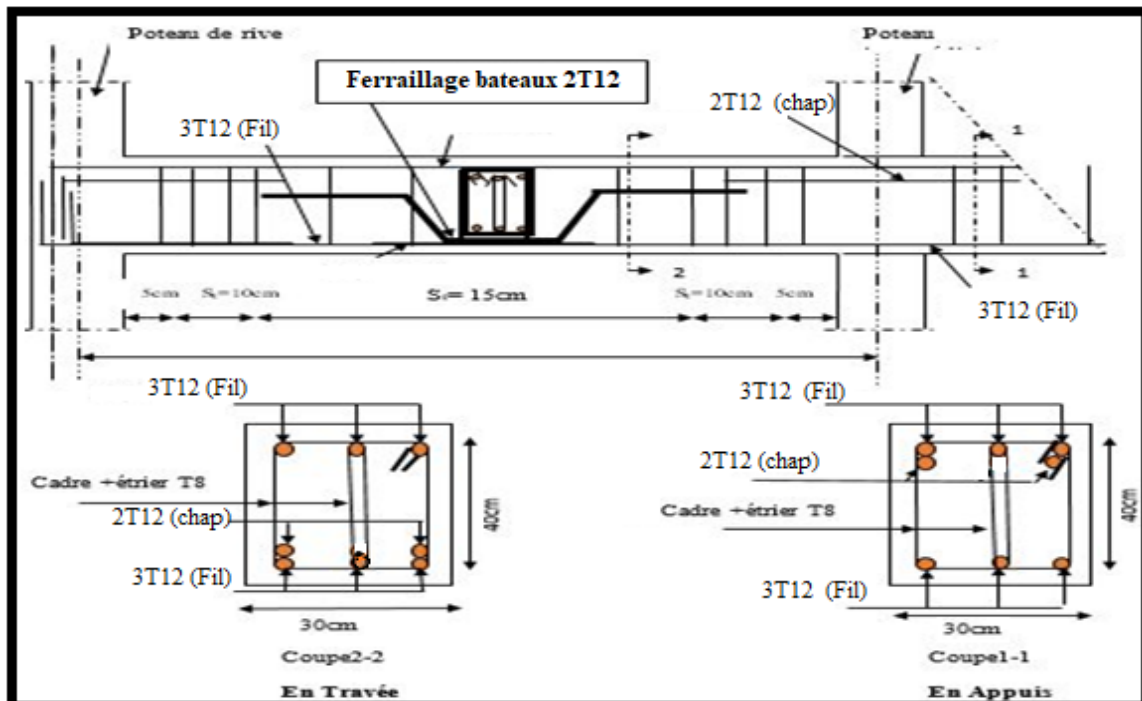


Fig.V.6 : schéma de ferrailage des poutres porteuses.

V.3.Étude des poteaux

V.3.1.Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel (ETABS 2016).

- | | | |
|--------------------|----------------|----------------|
| 1). $1.35G+1.5Q$; | 2). $G+Q$; | 3). $G+Q+E$; |
| 4). $G+Q-E$; | 5). $0.8G+E$; | 6). $0.8G-E$. |

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant. ($N^{\max} \Leftrightarrow M^{\text{corr}}$)
- L'effort normal minimal et le moment correspondant. ($N^{\min} \Leftrightarrow M^{\text{corr}}$)
- Le moment maximum et l'effort normal correspondant. ($M^{\max} \Leftrightarrow N^{\text{corr}}$)

V.3.2.Recommandations du RPA99 (version 2003)

V.3.2.1. Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone IIa est limité par :

- $A_{l\min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{l\max} = \begin{cases} 4\% \text{ de la section de béton (en zone courante)} \\ 6\% \text{ de la section de béton (en zone de recouvrement)} \end{cases}$
- $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- l_r : La longueur minimale de recouvrement (L_{\min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance (S_t) entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

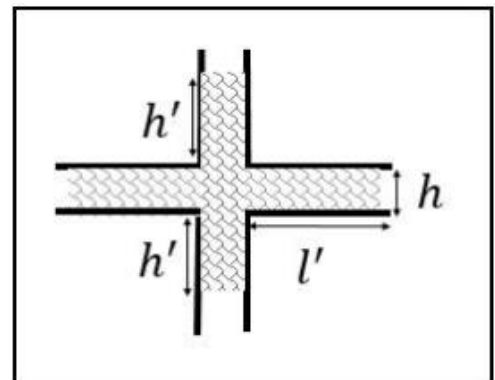
La zone nodale est définie par l' et h' :

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

b_1, h_1 : dimensions du poteau .

h_e : hauteur d'étage

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :



Tab.V.11 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section pot (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{zone cour} ^{max} (cm ²)	A _{zone recouv} ^{max} (cm ²)
Sous-sol+ RDC	60×55	26.4	132	198
1 ^{er}	55×50	22	110	165
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50×50	20	100	150
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45×45	16.2	81	121.5
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	40×40	12.8	64	96
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	35×35	9.8	49	73.5
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	30×30	7.8	36	54

V.3.2.2. Armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- V_u** : est l'effort tranchant maximal de calcul
- h₁** : hauteur totale de la section brute
- f_e** : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales
- t** : espacement des armatures transversales
 - zonenodalet ≤ min(10ϕ_{lmin}, 15cm)
 - zonecourantet ≤ 15 ϕ_{lmin}

ρ_a: Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égale à : ρ_a = $\begin{cases} 2.50 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$ avec λ_g = (l_f/a ou l_f/b)

λ_g : L'élanement géométrique du poteau.

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

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 10ϕ_{t minimum}.
- Pour le calcul de A_t, il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

$$A_{tmin} \begin{cases} 0.3\%(b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\%(b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \text{ si } 3 < \lambda_g < 5: \text{interpoler entre les valeurs précédentes}$$

Diagrammes des moments fléchissant et l'effort normal :

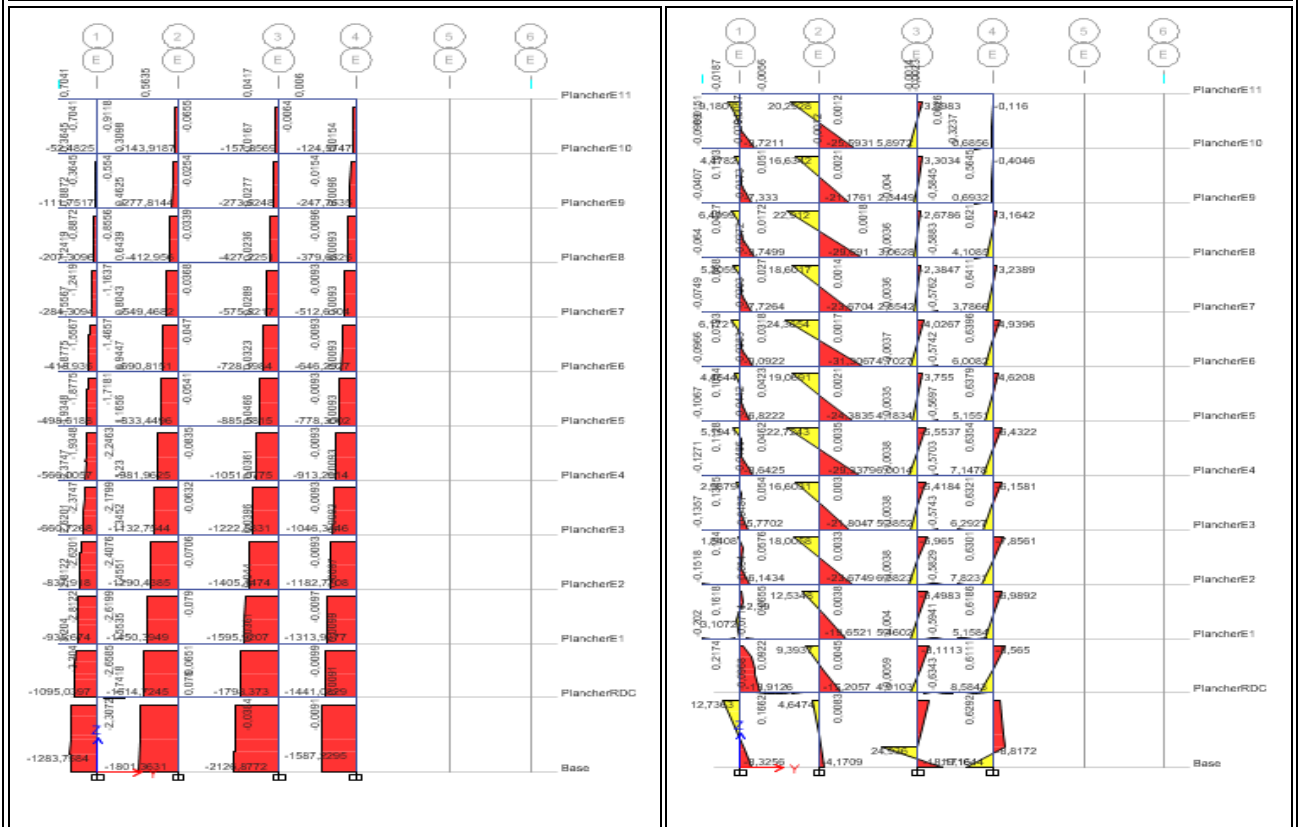
V.3.2.3. Sous combinaison statique (ELU, ELS)

Tab.V.12 : sollicitation statique dans les poteaux

Chapitre V Etudes des éléments structuraux

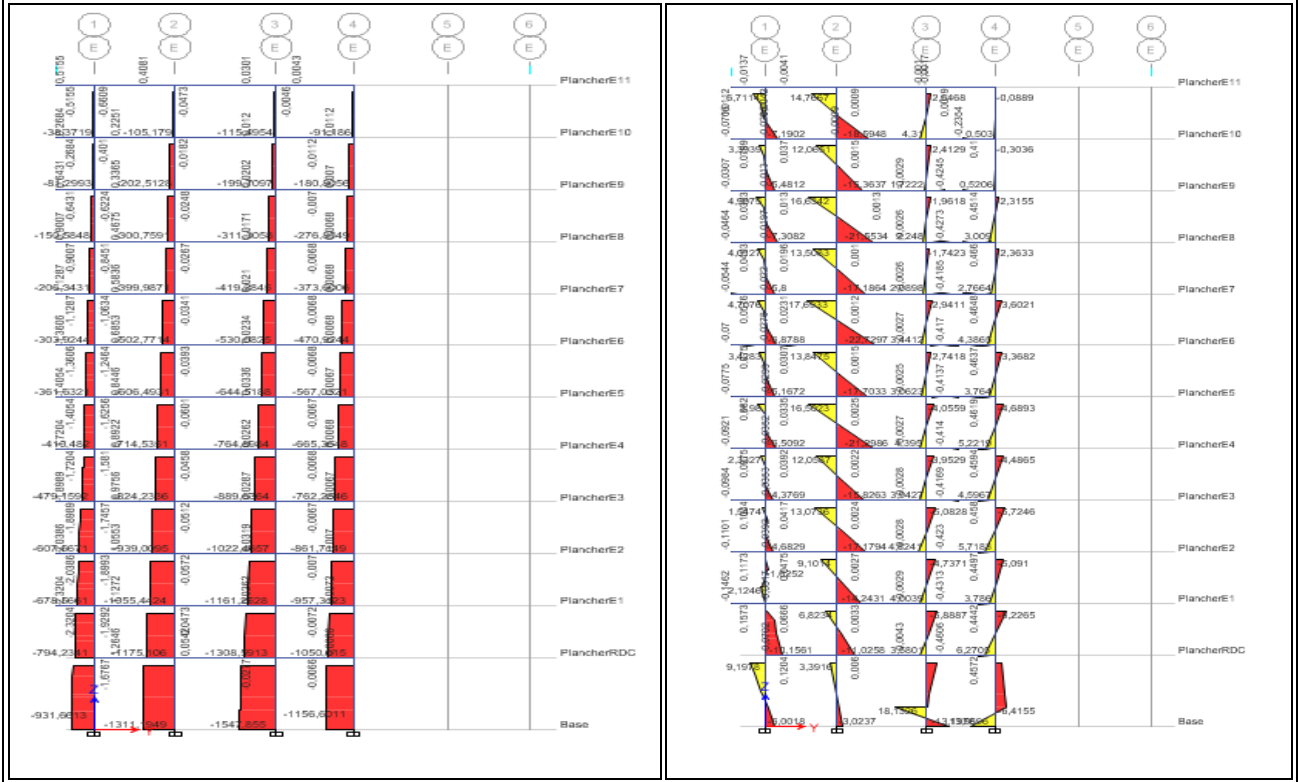
Effort normal N(KN) Moment fléchissant M

Coupe verticale des sollicitations (N,M) d'un portique sous ELU



Effort normal N(KN) Moment fléchissant M

Coupe verticale des sollicitations (N,M) d'un portique sous ELS



Chapitre V Etudes des éléments structuraux

➤ Sollicitations de calcul :

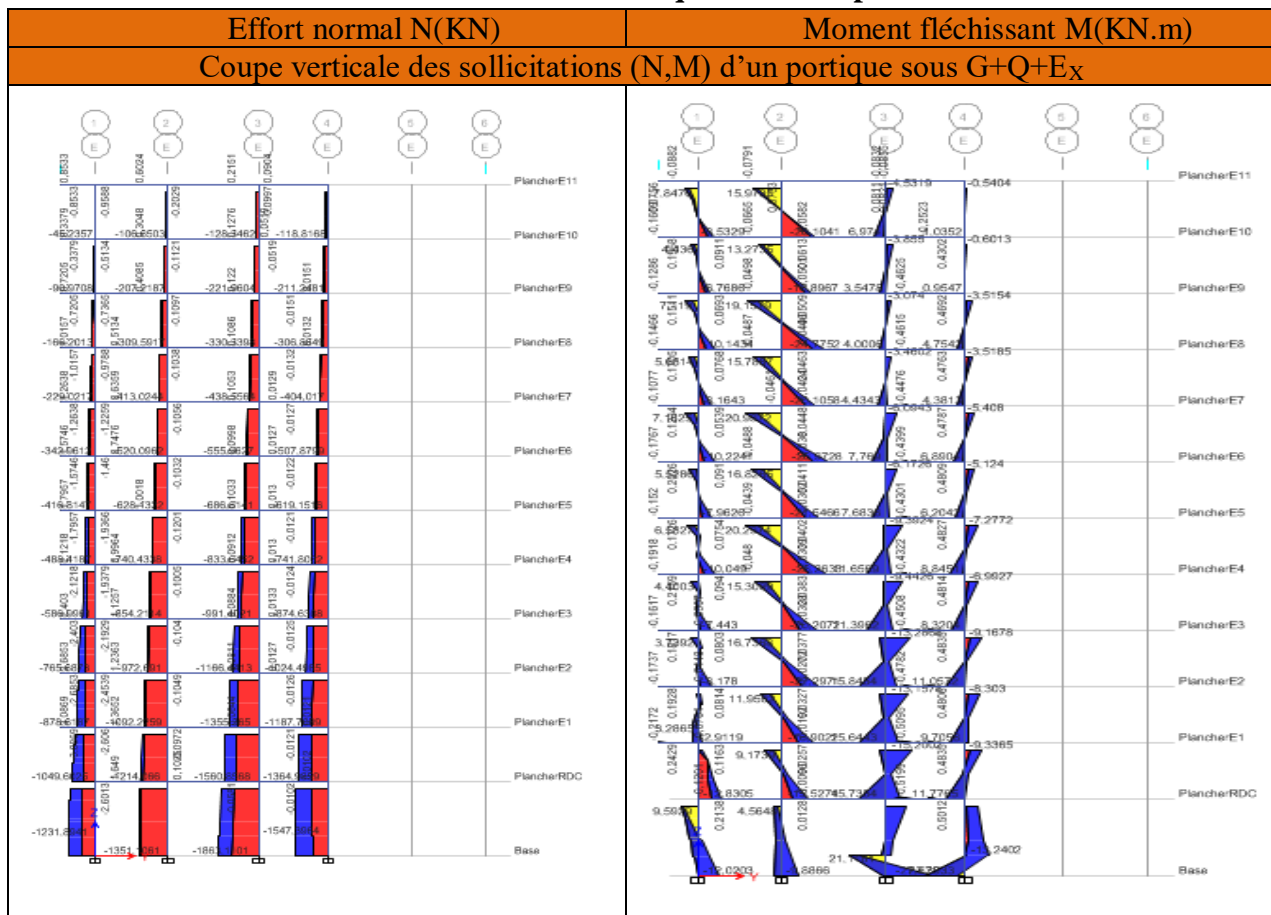
Les sollicitations les plus défavorables sont résumées dans le tableau ci-après :

Tab.V.13 : Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux.

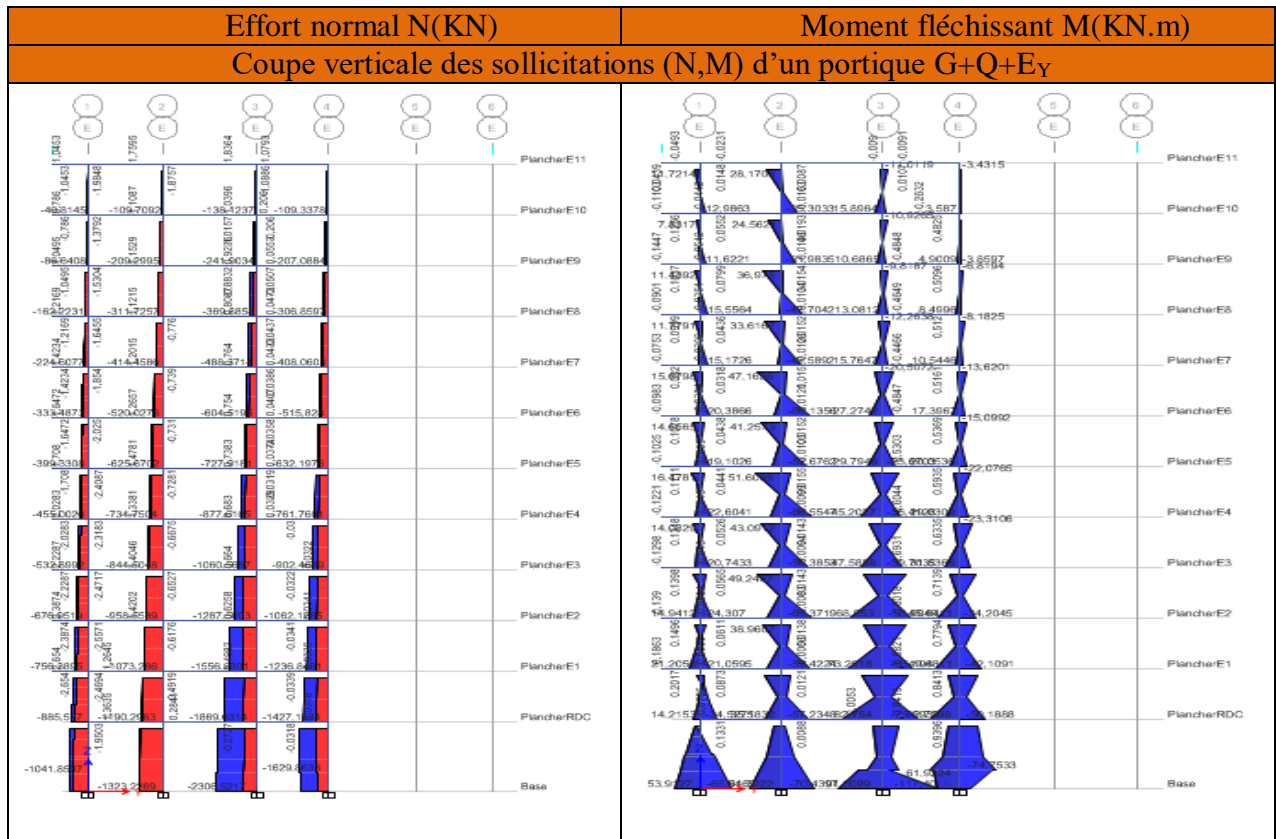
Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
Sous-sol +RDC	2306.5217	117.4055	-743.6733	78.7229	117.889	1863.1101	102.8014
1 ^{er}	1869.6314	75.5938	-321.4085	28.3983	90.2957	878.9222	71.5651
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1595.9207	5.4602	-124.7207	16.8164	84.7584	874.6208	79.1155
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	1222.5831	5.3852	14.4829	34.9600	79.3806	583.2023	76.6371
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	885.5815	4.1834	28.1993	25.6292	65.2822	346.5720	67.6950
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	575.8217	2.8542	-19.886	16.5535	51.5639	117.1461	53.5542
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	277.8144	21.1761	-36.4728	9.8087	35.3033	109.7092	35.2145

V3.2.4.Sous combinaison sismique

Tab.V.14 sollicitations sismiques dans les poteaux.

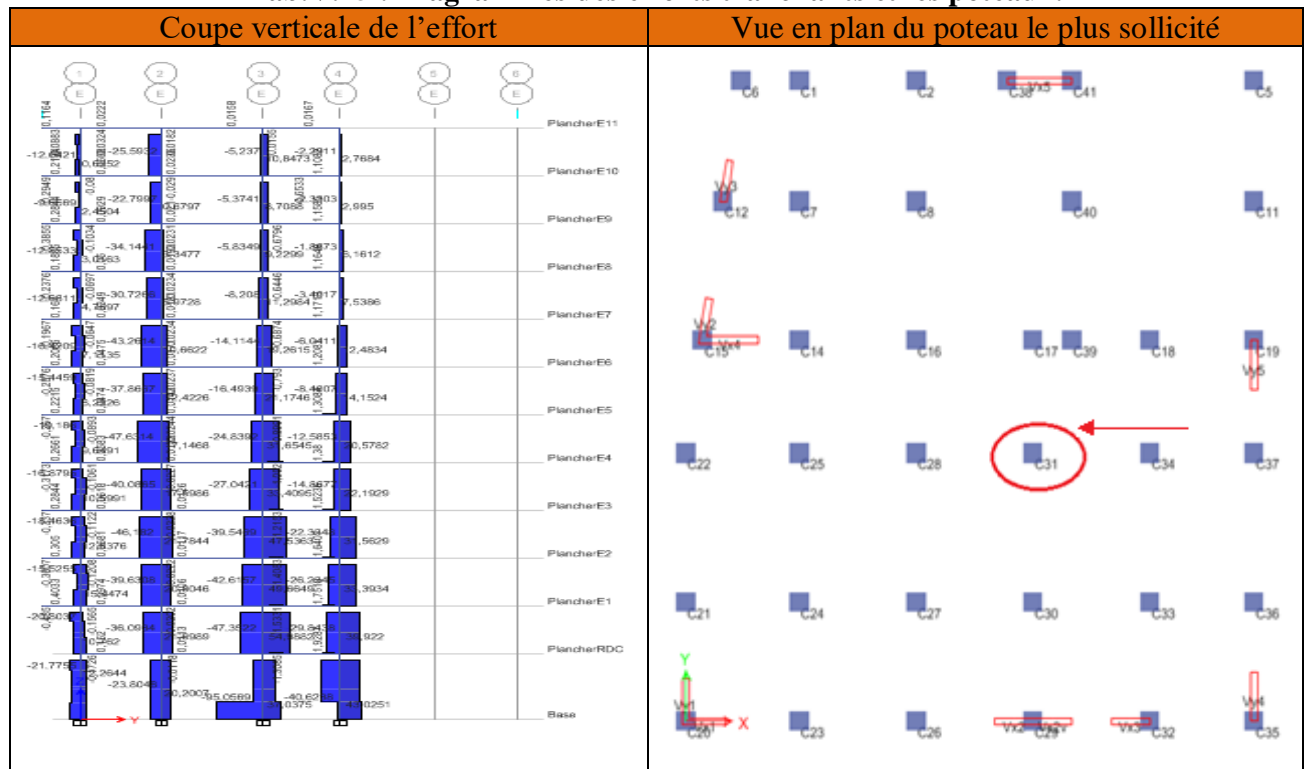


Chapitre V Etudes des éléments structuraux



V.3.3. Diagrammes des efforts tranchants

Tab.V.15 : Diagrammes des efforts tranchants et les poteaux.



V.3.4. Calcul du ferrailage**❖ Ferrailage des poteaux :****• Model de calcul :**

Soit le poteau de RDC (55×60) cm² :

$$b = 55 \text{ cm} \quad ; \quad h = 60 \text{ cm}$$

$$d = 57 \text{ cm} \quad ; \quad d' = 3 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \rightarrow \text{combinaison durable.}$$

$$\text{Acier Fe E400} \quad f_{bu} = 18.47 \text{ MPa} \rightarrow \text{combinaison accidentelle.}$$

a) Calcul sous $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}}$:

$$N_{\max} = 2306.521 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corres}} = 117.4055 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2306.521}{117.4055} \times 100 = 5.09 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

→ Le centre de pression est à l'intérieur de la section on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_U + N_U \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 740.166 \text{ KN.m}$$

$$N_U \times (d - d') - M_{UA} = 505.355 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81 d') \times b \times h \times f_{bu} = 833.639 \text{ KN.m}$$

$$505.355 \text{ KN.m} < 833.639 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{117.4055 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.57^2 \times 14.2} = 0.046 \rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

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

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.556 \text{ m.}$$

$$A_l = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = 6.068 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_l - \frac{N_u}{f_{st}} = -60.211 \text{ cm}^2 < 0.$$

$$\rightarrow A = 0 \text{ cm}^2.$$

b) Calcul sous $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres}}$:

$$N_{\min} = -743.373 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corres}} = 78.7229 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{78.7229}{743.373} \times 100 = 10.586 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

→ Le centre de pression est à l'intérieur de la section on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_U + N_U \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = -122.069 \text{ KN.m}$$

$$N_U \times (d - d') - M_{UA} = -279.514 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81 d') \times b \times h \times f_{bu} = 833.639 \text{ KN.m}$$

$$-279.514 \text{ KN.m} < 833.639 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{78.7229 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.57^2 \times 14.2} = 0.048 \rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.061.$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.556 \text{ m.}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = 4.068 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 25.438 \text{ cm}^2 / \text{Face.}$$

c) Calcul sous $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corres}}$:

$$M_{\max} = 117.889 \text{ KN} \rightarrow N_{\text{corres}} = 1863.11 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1863.11}{117.889} \times 100 = 15.804 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

\rightarrow Le centre de pression est à l'intérieur de la section on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_U + N_U \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 620.899 \text{ KN.m}$$

$$N_U \times (d - d') - M_{UA} = 385.1804 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81 d') \times b \times h \times f_{bu} = 833.639 \text{ KN.m}$$

$$385.1804 \text{ KN.m} < 833.639 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{117.889 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.57^2 \times 14.2} = 0.046 \rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

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

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.556 \text{ m.}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = 6.092 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -60.186 \text{ cm}^2 < 0.$$

$$\rightarrow A = 0 \text{ cm}^2.$$

Donc on a pour toute la section : $A = 50.88 \text{ cm}^2$.

Soit :

$$8\text{HA}25 + 4\text{HA}20 = 51.84 \text{ cm}^2.$$

Chapitre V Etudes des éléments structuraux

Le ferrailage des poteaux se fait dans les deux plans et selon la combinaison la plus défavorable, les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab.V.17 : résumé le ferrailage des différentes sections de poteau.

Niveau	Section	N(KN)	M(KN.m)	Type	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{RPa}^{min}(cm^2)$	$A_{RPa}^{max}(cm^2)$		$A_{choisit}(cm^2)$	Ferrailage
							Z^{rec}	Z^{cour}		
Sous-sol +RDC	60×55	2306.521	117.4055	SPC	0	26.4	198	132	51.84	8T25+4T20
		-743.673	78.7229	SPC	25.44					
		1863.110	117.8890	SPC	0					
1 ^{er}	55×50	1869.631	75.5938	SEC	0	22	165	110	24.13	4T16+8T16
		-321.408	28.3983	SET	6.48					
		878.9222	90.2957	SPC	0					
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50×50	1595.920	5.4602	SEC	0	20	150	100	20.36	4T16+8T14
		-124.720	16.8164	SET	2.89					
		874.6208	84.7584	SPC	0					
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45×40	1222.583	5.3852	SEC	0	16.2	121.5	81	18.47	4T14+8T14
		14.4829	16.8164	SPC	2.21					
		583.2023	79.3806	SEC	0					
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	40×40	885.5815	4.1834	SEC	0	12.8	96	64	15.21	4T14+8T12
		28.1993	25.6292	SPC	1.6					
		346.5720	65.2822	SPC	0.65					
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	35×35	575.8217	2.8542	SEC	0	9.8	73.5	49	10.68	4T14+4T12
		-19.886	16.5535	SPC	1.81					
		117.1461	51.5639	SPC	3.28					
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	30×30	277.8144	21.1761	SEC	0	7.8	54	36	9.05	8T12
		-36.4728	9.8087	SPC	1.63					
		109.7092	35.3033	SPC	2.51					

V.3.5.Ferrailage transversale

Le tableau ci-après (**tab5.18**) résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

➤ **Exemple de calcul :**

On prend pour exemple de calcul le poteau du Sous-sol (60×60) cm² :

$$\text{On à : } A_t = \frac{M_{tu}}{z \cdot f_{st}}$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 3.96}{0.5} = 4.62 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

D'où :

$$A_t = \frac{102.80114 \times 10^{-3} \times 15}{60 \times 400} = 2.41 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.41 \text{ cm}^2$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40\phi_{\text{Lmax}} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

➤ **Espacement :**

-Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_{\text{Lmin}}, 15) = \min(16, 15) \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

-Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_{\text{Lmin}} = 15 \times 1.6 \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

➤ **Quantité d'armature minimale :**

-Zone nodale : $A_t^{\text{min}} = 0.7\% (t \times b) = 0.7\% \times 10 \times 60 = 4.2 \text{ cm}^2$

-Zone courante : $A_t^{\text{min}} = 0.7\% (t \times b) = 0.7\% \times 10 \times 60 = 4.2 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour **6T10=4.71cm²**

Tab.V.18 : Armatures transversales des poteaux.

Section (cm ²)	ϕ_{max} (cm)	ϕ_{min} (cm)	λ_g	ρ_a	V_u	l_r (m)	$t_{\text{zone}}^{\text{nod}}$ (cm)	$t_{\text{zone}}^{\text{cour}}$ (cm)	A_t^{nod} (cm ²)	A_t^{cour} (cm ²)	$A_t^{\text{optée}}$ (cm ²)	Nbre de barre
60×55	2.0	1.6	4.62	3.75	102.801	0.8	10	15	4.2	4.2	4.71	6T10
55×50	1.6	1.6	3.64	3.75	71.5651	0.64	10	15	2.53	3.79	4.71	6T10
50×50	1.6	1.4	4.00	3.75	79.1155	0.64	10	15	2.75	4.13	4.71	6T10
45×40	1.4	1.4	4.45	3.75	76.6371	0.56	10	15	2.93	4.39	4.71	6T10
40×40	1.4	1.2	5.00	2.50	67.6950	0.56	10	15	3.2	4.68	4.71	6T10
35×35	1.4	1.2	5.72	2.50	53.5542	0.56	10	15	2.8	4.2	4.71	6T10
30×30	1.2	1.2	6.67	2.50	35.2145	0.48	10	15	2.4	3.6	4.71	6T10

V.3.6. Vérifications

a) Vérification au flambement :

Selon le CBA93 (**artB.8.2.1**), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :
$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que : B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$\gamma_b=1.5$; $\gamma_s=1.15$ sont des coefficients de sécurité béton, acier

α : Coefficient fonction de l'élanement λ qui prend les valeurs .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots Si \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots\dots\dots Si \lambda > 50 \end{cases}$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha/1.10$.

L'élanement mécanique est donné par :

$\lambda = 3.46 \times l_f / b$ pour les sections rectangulaires,

$l_f = 0.7l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité pour les poteaux qui ont le même ferrailage.

On prendra comme exemple de calcul les poteaux du RDC qui sont les plus élancés.

$N_{max} = 2306.8014 KN$; $l_f = 277.2 cm \Rightarrow \lambda = 16.3 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.81$

$B_r = (0.6 - 0.02) \times (0.55 - 0.02) = 0.307 m^2$

$N_u = 0.81 \left(\frac{0.307 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 28.65 \times 10^{-3} \times \frac{400}{1.15} \right) = 5.41 MN$

$N_{max} = 2.3068 MN < N_u = 5.41 MN \Rightarrow$ pas de risque de flambement.

Le tableau suivant (Tab.V.) résume les résultats des autres vérifications :

Tab.V.19 : Vérification du flambement des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	l _r (cr)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _u (MN)	N _{max} (MN)	Obs
Sous-sol +RDC	60×55	3.96	277.2	16.02	0.81	28.65	0.307	5.41	2.306	Vérifiée
1 ^{er}	55×50	2.88	201.6	12.76	0.83	24.13	0.254	4.58	1.869	Vérifiée
2 ^{ème} +3 ^{ème}	50×50	2.88	201.6	14.00	0.82	20.26	0.230	4.09	1.595	Vérifiée
4 ^{ème} +5 ^{ème}	45×40	2.88	201.6	15.63	0.81	18.45	0.163	2.96	1.222	Vérifiée
6 ^{ème} +7 ^{ème}	40×40	2.88	201.6	17.68	0.81	15.21	0.144	2.59	0.885	Vérifiée
8 ^{ème} +9 ^{ème}	35×35	2.88	201.6	19.57	0.80	10.68	0.109	1.91	0.575	Vérifiée
10 ^{ème} +11 ^{ème}	30×30	2.88	201.6	23.17	0.78	9.05	0.078	1.37	0.277	Vérifiée

b) Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que :}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \quad \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \quad \text{béton fibre inférieure}$$

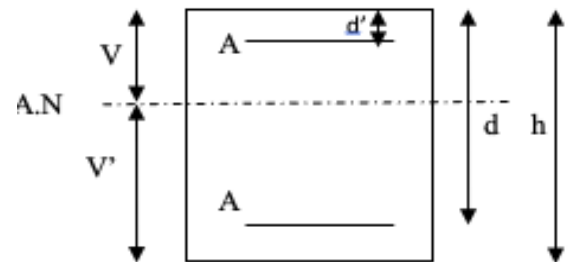


Fig.V.7 : Section d'un poteau

$$S = b \times h + 15(A + A')$$
 (section homogène)

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right); S = b \times h + 15(A + A') \quad \text{(section homogène)}$$

$$M_{ser} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right); V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{2} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2 \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Chapitre V Etudes des éléments structuraux

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (Tab.V.) suivant :

Tab.V.20 : Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.

Niveau	Sous-sol +RDC	1 ^{er}	2+3 ^{ème}	4+5 ^{ème}	6+7 ^{ème}	8+9 ^{ème}	10+11 ^{ème}
Section (cm ²)	60×55	55×50	50×50	45×40	40×40	35×35	30×30
d (cm)	57	52	47	42	37	32	27
A (cm)	28.65	24.13	20.36	18.45	15.21	10.68	9.05
S (m ²)	0.373	0.311	0.280	0.208	0.183	0.138	0.103
V (cm)	33.11	30.35	27.38	25.10	22.12	19.18	16.57
V' (cm)	28.89	24.65	22.62	19.90	17.88	15.82	13.43
I _{yy'} (m ⁴)	0.0141	0.00986	0.00715	0.00451	0.00304	0.00170	0.00094
N _{ser} (MN)	1.547885	1.30859	1.16125	0.88964	0.64452	0.41928	0.20251
M _{ser} (MN.m)	0.04213	0.02323	0.02165	0.02671	0.02736	0.02807	0.02041
M _{serG} (MN.m)	0.04588	0.03556	0.02869	0.01976	0.01272	0.01113	0.00298
σ _{bc1} (MPa)	3.07	3.11	3.04	3.18	2.60	3.40	1.43
σ _{bc2} (MPa)	5.23	5.30	5.24	5.38	4.45	5.90	2.47
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

c) Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA99 version 2003 (art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle

de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \quad , \quad \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

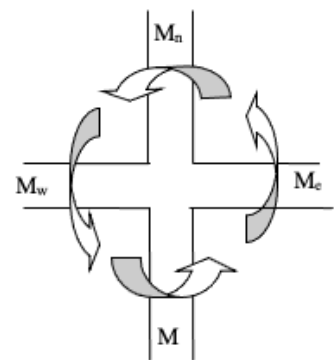


Fig.V.8 : Zone nodale

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau (Tab.V.) suivant :

Tab.V.21 : Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.

Niveau	Section(cm ²)	l _t (cm)	λ _g	ρ _d	b(m)	d(cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Obs
Sous-sol +RDC	60×55	2.772	5.04	0.075	0.55	0.52	102.801	0.359	1.875	Vérifiée
1 ^{er}	55×50	2.016	4.03	0.04	0.5	0.47	71.5651	0.304	1.000	Vérifiée
2+3 ^{ème}	50×50	2.016	4.03	0.04	0.5	0.47	79.1155	0.336	1.000	Vérifiée
4+5 ^{ème}	45×40	2.016	5.04	0.075	0.4	0.37	76.6371	0.517	1.875	Vérifiée
6+7 ^{ème}	40×40	2.016	5.04	0.075	0.4	0.37	67.6950	0.457	1.875	Vérifiée
8+9 ^{ème}	35×35	2.016	5.76	0.075	0.35	0.32	53.5542	0.478	1.875	Vérifiée
10+11 ^{ème}	30×30	2.016	6.72	0.075	0.3	0.27	35.2145	0.434	1.875	Vérifiée

d) Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$

M_w : moment résistant a gauche du nœud considéré.

M_e : moment résistant à droit du nœud considéré.

M_n : moment résistant supérieur du nœud considéré.

M_s : moment résistant inférieur du nœud considéré.

e) 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 ;
- de la contrainte limite élastique des aciers ;

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{avec : } z = 0.9 h \quad \text{et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux (Tab.V.) suivants :

Tab.V.22 : Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	h (cm)	Z (cm)	A _s (cm ²)	σ _{st} (Mpa)	M _R (KN.m)
Sous-sol +RDC	60×55	60	54	28.65	348	538.39
1 ^{er}	55×50	55	49.5	24.13	348	415.66
2+3 ^{ème}	50×50	50	45	20.36	348	318.83
4+5 ^{ème}	45×40	45	40.5	18.47	348	260.32
6+7 ^{ème}	40×40	40	36	15.21	348	190.55
8+9 ^{ème}	35×35	35	31.5	10.68	348	117.07
10+11 ^{ème}	30×30	30	27	9.05	348	85.03

Tab.V.23 : Les moments résistants dans les poutres.

Niveau	Poutres		h (cm)	Z (cm)	A _s (cm ²)	σ _{st} (Mpa)	M _R (KN.m)
RDC Au 11 ^{ème} étage	PP	Travée	40	36	4.62	348	57.88
		Appui			6.88		86.19
	PS	Travée	35	31.5	3.39	348	37.16
		Appui			8.01		87.81
	Ppor	Travée	40	36	5.65	348	78.65
		Appui			5.65		78.65

f) Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (**Tab.**).

On effectue la vérification de la zone nodale pour deux nœuds de chaque niveau

- Nœud central (N1).
- Nœud d'angle (N2).

Tab.V.24 : Vérification de la zone nodale.

Niveau	Plan	M_S	M_N	M_n+M_s	M_w	$1.25(M_c+M_w)$	observation
RDC	Pp	538.39	415.66	954.05	86.19	215.47	Vérifiée
	Ps				87.81	219.52	Vérifiée
1 ^{er} étage	Pp	415.66	318.83	734.49	86.19	215.47	Vérifiée
	Ps				87.81	219.52	Vérifiée
2 ^{eme} étage	Pp	318.83	318.83	637.66	86.19	215.47	Vérifiée
	Ps				87.81	219.52	Vérifiée
3 ^{eme} étage	Pp	318.83	260.32	579.15	86.19	215.47	Vérifiée
	Ps				87.81	219.52	Vérifiée
4 ^{eme} étage	Pp	260.32	260.32	520.64	86.19	215.47	Vérifiée
	Ps				87.81	219.52	Vérifiée
5 ^{eme} étage	Pp	260.32	190.55	450.87	86.19	215.47	Vérifiée
	Ps				87.81	219.52	Vérifiée
6 ^{eme} étage	Pp	190.55	190.55	381.10	86.19	215.47	Vérifiée
	Ps				87.81	219.52	Vérifiée
7 ^{eme} étage	Pp	190.55	117.07	307.62	86.19	215.47	Vérifiée
	Ps				87.81	219.52	Vérifiée
8 ^{eme} étage	Pp	117.07	117.07	234.14	86.19	215.47	Vérifiée
	Ps				87.81	219.52	Vérifiée
9 ^{eme} étage	Pp	117.07	117.07	234.14	86.19	215.47	Vérifiée
	Ps				87.81	219.52	Vérifiée
10 ^{eme} étage	Pp	117.07	85.03	202.10	86.19	215.47	Non Vérifiée
	Ps				87.81	219.52	Non Vérifiée
11 ^{eme} étage	Pp	85.03	85.03	170.06	86.19	215.47	Non Vérifiée
	Ps				87.81	219.52	Non Vérifiée

- D'après le **RPA99/version2003** la vérification des zones nodales est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

g) Conclusion

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, sauf les deux derniers niveaux.

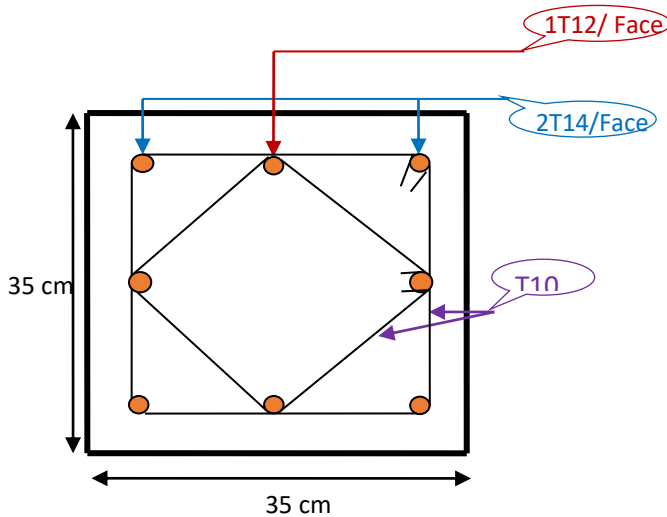
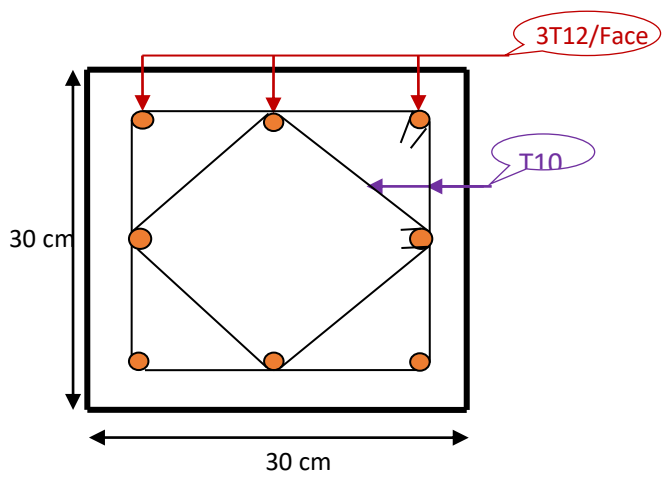
V.4.Ferraillage

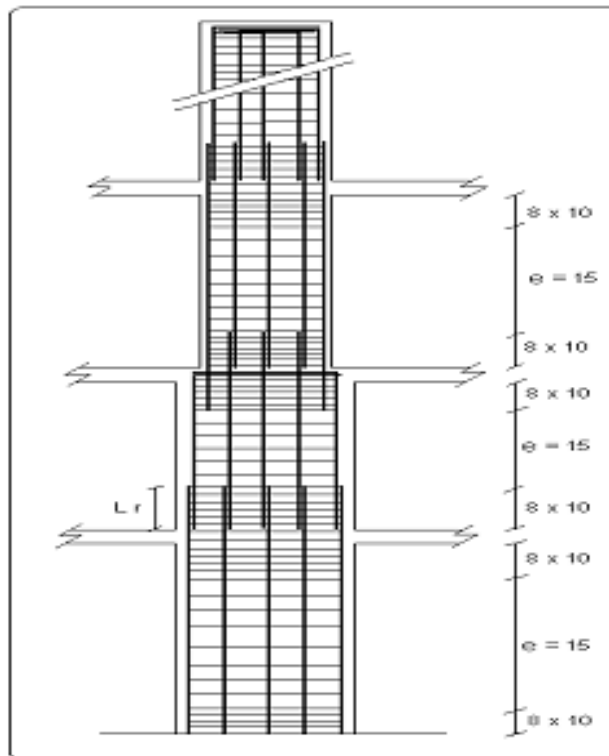
Les schémas de ferraillage sont résumés dans la figure suivante :

Tab.V.25 : les schémas de ferraillage dans les différents poteaux

Niveau	Ferraillage	Schéma de ferraillage des poteaux
Sous-sol+ RDC	4T20+8T16	
1 ^{er}	4T16+8T16	
2 ^{ème} + 3 ^{ème} étage	4T16+8T14	

<p>4^{ème}+5^{ème} étage</p>	<p>4T14+8T14</p>	
<p>6^{ème}+7^{ème} étages</p>	<p>4T14+4T12</p>	

<p>8^{ème}+9^{ème} étages</p>	<p>4T14+4T12</p>	 <p>35 cm</p> <p>35 cm</p> <p>1T12/Face</p> <p>2T14/Face</p> <p>T10</p>
<p>10^{ème}+11^{ème} étages</p>	<p>8T12</p>	 <p>30 cm</p> <p>30 cm</p> <p>3T12/Face</p> <p>T10</p>



Tab.V.26 : Schéma de principe de ferrailage et réduction des sections des poteaux.

V.5 .Étude des voiles

V.5.1.Introduction

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q.$
- $G+Q\pm E.$
- $0.8G\pm E.$

V.5.2.Recommandations du RPA99

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux :

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$\Leftrightarrow A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e \quad \text{Avec : } \begin{cases} l_t : \text{longueur de la zone tendue} \\ e : \text{épaisseur du voile} \end{cases}$$

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

-A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

-Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b). Aciers horizontaux :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 30° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes (armature verticales et horizontales) :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

$$\begin{cases} A_{min} = 0.15\% \times b \times h \text{ dans la section globale du voile} \\ A_{min} = 0.10\% \times b \times h \text{ dans la zone courante} \end{cases}$$

- L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5 \times e, 30\text{cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

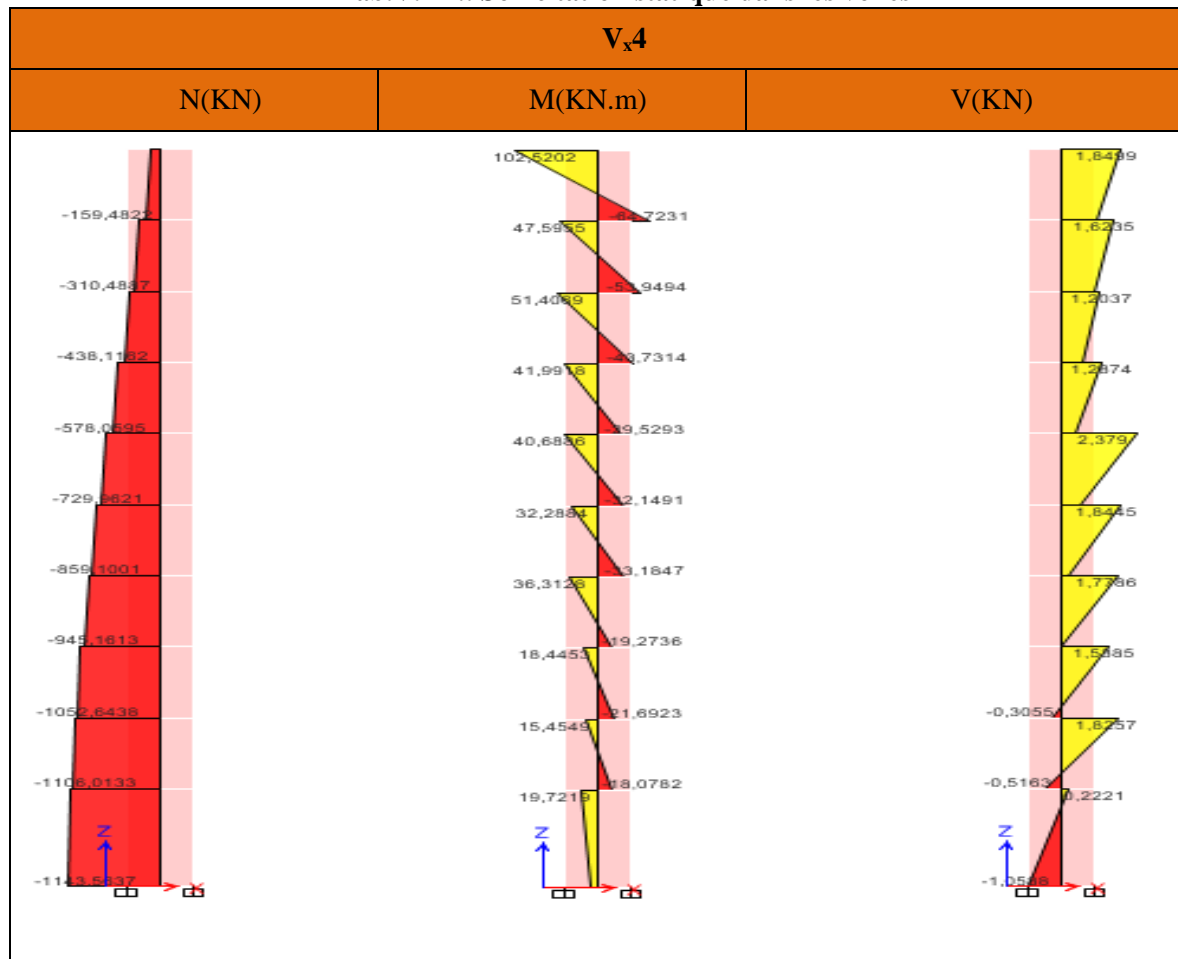
Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.5.3. Diagramme des moments fléchissant et l'effort normal

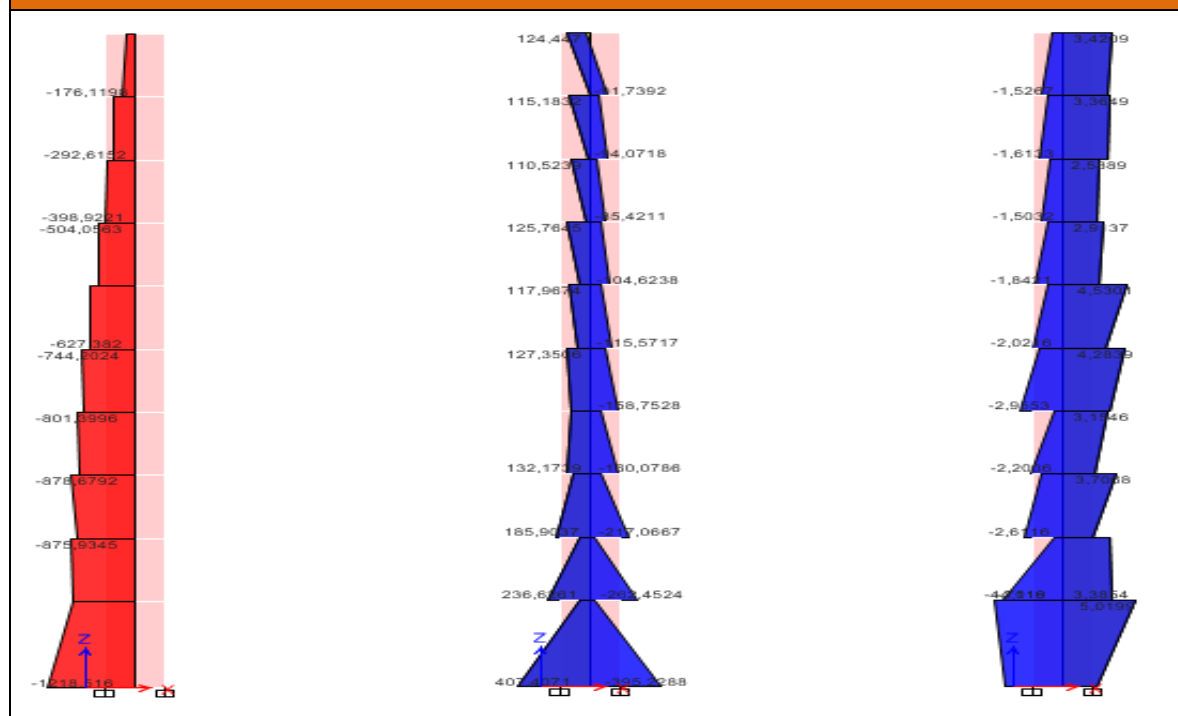
Sous combinaison statique et sismique :

Les voiles les plus sollicités (V_x et V_y) sont résumées dans le tableau Tab..

Tab.V.27 :. Sollicitation statique dans les voiles



Coupe verticale des sollicitations statique (N,M,et V)



Coupe verticale des sollicitations sismique (N,M,et V)

Chapitre V Etudes des éléments structuraux

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS alors les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.V.28 : sollicitation statique dans le voile V_{x1}

Niveau	Voile (V _{x1})			
	Combinaison	N(KN)	M(kn.m)	V(KN)
Du Sous-sol au 6 ^{ème} étage	0.8G+E _x	1561.84	212.76	144.03
Du 7 ^{ème} au 11 ^{ème} étage	0.8G+E _x	572.95	2.38	94.98

V.5.4.Calcul des voiles par la méthode des contraintes

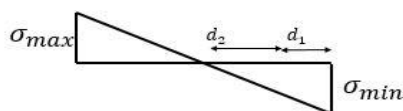
C'est une méthode simplifiée, basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire :

- 1)calcul les contraintes σ_{max} et σ_{min}
- 2)on découpe le diagramme de contrainte en bande de largeur donnés par :
- 3)calcul les longueurs 'L_c' et 'L_t' :

avec :

- N : effort normal appliqué.
- M : Moment fléchissant appliqué
- A : Section transversale du voile
- V : bras de levier.
- I : Inertie du voile
- L_c : longueur de la zone comprimée
- L_t : longueur de la zone tendue

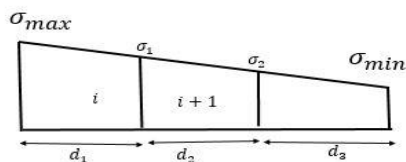
On distingue 3 cas, le premier est la section partiellement comprimée, la deuxième section entièrement comprimée, et la dernière section entièrement tendue.



$$(\sigma_{max} \times \sigma_{min}) < 0$$

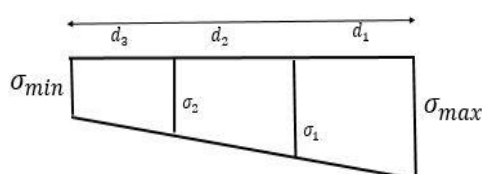
Le volume des contraintes de traction N

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e \end{cases} \begin{cases} A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}} \\ A_{v+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_{s10}} \end{cases}$$



$$(\sigma_{max} ; \sigma_{min}) > 0$$

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times d \times e \end{cases} \begin{cases} A_v = \frac{N_i - Bfb}{\sigma_{s10}} \\ A_{v+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_{s2}} \end{cases}$$



$$(\sigma_{max} ; \sigma_{min}) < 0$$

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times d \times e \end{cases} \begin{cases} A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}} \end{cases}$$

$$\text{Si } : A_{vi} \leq A_{min} = 0.20\% . e . L$$

$$\Rightarrow A_{retenue} = A_{min}$$

$$\text{Si non } : \Rightarrow A_{retenue} = A_{vi}$$

Chapitre V Etudes des éléments structuraux

V.5.5. Les Voiles à étudier

- Pour le calcul du ferrailage des voiles :
 - $V_{x1}=V_{x2}=V_{x3}=V_{y1}=V_{y2}=V_{y3}$.
 - $V_{y4}=V_{y5}$.
 - V_{x4} .
 - V_{x5} .

caractéristiques géométriques des voiles.

$V_{x1,2,3}+V_{y1,2,3}$ (S-sol au 5 ^{ème})	$V_{x1,2,3}+V_{y1,2,3}$ (6 ^{ème} au 11 ^{ème})																																																																																																																
<div style="border: 1px solid #ccc; padding: 5px;"> <p>Base Material BETON</p> <p>Orientation of 2-Axis for these Properties <input type="radio"/> Default <input checked="" type="radio"/> Principal Axis <input type="radio"/> User Angle from X- to 2-Axis 180 deg</p> <p>Properties</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td colspan="2">Center of Gravity</td></tr> <tr><td>Xcg (m)</td><td>0.53993</td></tr> <tr><td>Ycg (m)</td><td>0.3</td></tr> <tr><td colspan="2">Analysis Properties</td></tr> <tr><td>Area (m²)</td><td>0.515</td></tr> <tr><td>AS2 (m²)</td><td>0.3295</td></tr> <tr><td>AS3 (m²)</td><td>0.4473</td></tr> <tr><td>I22 (m⁴)</td><td>0.010517</td></tr> <tr><td>I23 (m⁴)</td><td>0</td></tr> <tr><td>I33 (m⁴)</td><td>0.085986</td></tr> <tr><td>J (m⁴)</td><td>0.019157</td></tr> <tr><td colspan="2">Design Properties</td></tr> <tr><td>R22 (m)</td><td>0.1429</td></tr> <tr><td>R33 (m)</td><td>0.40861</td></tr> <tr><td>S22 Negative (m²)</td><td>0.035056</td></tr> <tr><td>S22 Positive (m²)</td><td>0.035056</td></tr> <tr><td>S33 Negative (m²)</td><td>0.091957</td></tr> <tr><td>S33 Positive (m²)</td><td>0.159255</td></tr> <tr><td>Z22 (m²)</td><td>0.05875</td></tr> <tr><td>Z33 (m²)</td><td>0.167552</td></tr> <tr><td colspan="2">Principal Axes</td></tr> <tr><td>I Major (m⁴)</td><td>0.085986</td></tr> <tr><td>I Minor (m⁴)</td><td>0.010517</td></tr> <tr><td>Principal Axes Angle (deg)</td><td>0</td></tr> <tr><td colspan="2">Other</td></tr> <tr><td>PNA Offset 2 (m)</td><td>0.11076</td></tr> <tr><td>PNA Offset 3 (m)</td><td>0</td></tr> <tr><td colspan="2">Area (m²) The cross-sectional area.</td></tr> </table> </div>	Center of Gravity		Xcg (m)	0.53993	Ycg (m)	0.3	Analysis Properties		Area (m ²)	0.515	AS2 (m ²)	0.3295	AS3 (m ²)	0.4473	I22 (m ⁴)	0.010517	I23 (m ⁴)	0	I33 (m ⁴)	0.085986	J (m ⁴)	0.019157	Design Properties		R22 (m)	0.1429	R33 (m)	0.40861	S22 Negative (m ²)	0.035056	S22 Positive (m ²)	0.035056	S33 Negative (m ²)	0.091957	S33 Positive (m ²)	0.159255	Z22 (m ²)	0.05875	Z33 (m ²)	0.167552	Principal Axes		I Major (m ⁴)	0.085986	I Minor (m ⁴)	0.010517	Principal Axes Angle (deg)	0	Other		PNA Offset 2 (m)	0.11076	PNA Offset 3 (m)	0	Area (m²) The cross-sectional area.		<div style="border: 1px solid #ccc; padding: 5px;"> <p>Base Material BETON</p> <p>Orientation of 2-Axis for these Properties <input type="radio"/> Default <input checked="" type="radio"/> Principal Axis <input type="radio"/> User Angle from X- to 2-Axis 180 deg</p> <p>Properties</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td colspan="2">Center of Gravity</td></tr> <tr><td>Xcg (m)</td><td>0.53871</td></tr> <tr><td>Ycg (m)</td><td>0.2</td></tr> <tr><td colspan="2">Analysis Properties</td></tr> <tr><td>Area (m²)</td><td>0.31</td></tr> <tr><td>AS2 (m²)</td><td>0.2035</td></tr> <tr><td>AS3 (m²)</td><td>0.2649</td></tr> <tr><td>I22 (m⁴)</td><td>0.002415</td></tr> <tr><td>I23 (m⁴)</td><td>0</td></tr> <tr><td>I33 (m⁴)</td><td>0.052569</td></tr> <tr><td>J (m⁴)</td><td>0.005103</td></tr> <tr><td colspan="2">Design Properties</td></tr> <tr><td>R22 (m)</td><td>0.08826</td></tr> <tr><td>R33 (m)</td><td>0.4118</td></tr> <tr><td>S22 Negative (m²)</td><td>0.012073</td></tr> <tr><td>S22 Positive (m²)</td><td>0.012073</td></tr> <tr><td>S33 Negative (m²)</td><td>0.061035</td></tr> <tr><td>S33 Positive (m²)</td><td>0.097583</td></tr> <tr><td>Z22 (m²)</td><td>0.021625</td></tr> <tr><td>Z33 (m²)</td><td>0.106938</td></tr> <tr><td colspan="2">Principal Axes</td></tr> <tr><td>I Major (m⁴)</td><td>0.052569</td></tr> <tr><td>I Minor (m⁴)</td><td>0.002415</td></tr> <tr><td>Principal Axes Angle (deg)</td><td>0</td></tr> <tr><td colspan="2">Other</td></tr> <tr><td>PNA Offset 2 (m)</td><td>0.15121</td></tr> <tr><td>PNA Offset 3 (m)</td><td>0</td></tr> <tr><td colspan="2">Area (m²) The cross-sectional area.</td></tr> </table> </div>	Center of Gravity		Xcg (m)	0.53871	Ycg (m)	0.2	Analysis Properties		Area (m ²)	0.31	AS2 (m ²)	0.2035	AS3 (m ²)	0.2649	I22 (m ⁴)	0.002415	I23 (m ⁴)	0	I33 (m ⁴)	0.052569	J (m ⁴)	0.005103	Design Properties		R22 (m)	0.08826	R33 (m)	0.4118	S22 Negative (m ²)	0.012073	S22 Positive (m ²)	0.012073	S33 Negative (m ²)	0.061035	S33 Positive (m ²)	0.097583	Z22 (m ²)	0.021625	Z33 (m ²)	0.106938	Principal Axes		I Major (m ⁴)	0.052569	I Minor (m ⁴)	0.002415	Principal Axes Angle (deg)	0	Other		PNA Offset 2 (m)	0.15121	PNA Offset 3 (m)	0	Area (m²) The cross-sectional area.	
Center of Gravity																																																																																																																	
Xcg (m)	0.53993																																																																																																																
Ycg (m)	0.3																																																																																																																
Analysis Properties																																																																																																																	
Area (m ²)	0.515																																																																																																																
AS2 (m ²)	0.3295																																																																																																																
AS3 (m ²)	0.4473																																																																																																																
I22 (m ⁴)	0.010517																																																																																																																
I23 (m ⁴)	0																																																																																																																
I33 (m ⁴)	0.085986																																																																																																																
J (m ⁴)	0.019157																																																																																																																
Design Properties																																																																																																																	
R22 (m)	0.1429																																																																																																																
R33 (m)	0.40861																																																																																																																
S22 Negative (m ²)	0.035056																																																																																																																
S22 Positive (m ²)	0.035056																																																																																																																
S33 Negative (m ²)	0.091957																																																																																																																
S33 Positive (m ²)	0.159255																																																																																																																
Z22 (m ²)	0.05875																																																																																																																
Z33 (m ²)	0.167552																																																																																																																
Principal Axes																																																																																																																	
I Major (m ⁴)	0.085986																																																																																																																
I Minor (m ⁴)	0.010517																																																																																																																
Principal Axes Angle (deg)	0																																																																																																																
Other																																																																																																																	
PNA Offset 2 (m)	0.11076																																																																																																																
PNA Offset 3 (m)	0																																																																																																																
Area (m²) The cross-sectional area.																																																																																																																	
Center of Gravity																																																																																																																	
Xcg (m)	0.53871																																																																																																																
Ycg (m)	0.2																																																																																																																
Analysis Properties																																																																																																																	
Area (m ²)	0.31																																																																																																																
AS2 (m ²)	0.2035																																																																																																																
AS3 (m ²)	0.2649																																																																																																																
I22 (m ⁴)	0.002415																																																																																																																
I23 (m ⁴)	0																																																																																																																
I33 (m ⁴)	0.052569																																																																																																																
J (m ⁴)	0.005103																																																																																																																
Design Properties																																																																																																																	
R22 (m)	0.08826																																																																																																																
R33 (m)	0.4118																																																																																																																
S22 Negative (m ²)	0.012073																																																																																																																
S22 Positive (m ²)	0.012073																																																																																																																
S33 Negative (m ²)	0.061035																																																																																																																
S33 Positive (m ²)	0.097583																																																																																																																
Z22 (m ²)	0.021625																																																																																																																
Z33 (m ²)	0.106938																																																																																																																
Principal Axes																																																																																																																	
I Major (m ⁴)	0.052569																																																																																																																
I Minor (m ⁴)	0.002415																																																																																																																
Principal Axes Angle (deg)	0																																																																																																																
Other																																																																																																																	
PNA Offset 2 (m)	0.15121																																																																																																																
PNA Offset 3 (m)	0																																																																																																																
Area (m²) The cross-sectional area.																																																																																																																	
<div style="border: 1px solid #ccc; padding: 5px;"> <p>Base Material BETON</p> <p>Orientation of 2-Axis for these Properties <input type="radio"/> Default <input checked="" type="radio"/> Principal Axis <input type="radio"/> User Angle from X- to 2-Axis 180 deg</p> <p>Properties</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td colspan="2">Center of Gravity</td></tr> <tr><td>Xcg (m)</td><td>0.75902</td></tr> <tr><td>Ycg (m)</td><td>0.275</td></tr> <tr><td colspan="2">Analysis Properties</td></tr> <tr><td>Area (m²)</td><td>0.61</td></tr> <tr><td>AS2 (m²)</td><td>0.3956</td></tr> <tr><td>AS3 (m²)</td><td>0.5214</td></tr> <tr><td>I22 (m⁴)</td><td>0.009252</td></tr> <tr><td>I23 (m⁴)</td><td>0</td></tr> <tr><td>I33 (m⁴)</td><td>0.207109</td></tr> <tr><td>J (m⁴)</td><td>0.020334</td></tr> <tr><td colspan="2">Design Properties</td></tr> <tr><td>R22 (m)</td><td>0.12316</td></tr> <tr><td>R33 (m)</td><td>0.58269</td></tr> <tr><td>S22 Negative (m²)</td><td>0.033644</td></tr> <tr><td>S22 Positive (m²)</td><td>0.033644</td></tr> <tr><td>S33 Negative (m²)</td><td>0.166891</td></tr> <tr><td>S33 Positive (m²)</td><td>0.272865</td></tr> <tr><td>Z22 (m²)</td><td>0.059375</td></tr> <tr><td>Z33 (m²)</td><td>0.293864</td></tr> <tr><td colspan="2">Principal Axes</td></tr> <tr><td>I Major (m⁴)</td><td>0.207109</td></tr> <tr><td>I Minor (m⁴)</td><td>0.009252</td></tr> <tr><td>Principal Axes Angle (deg)</td><td>0</td></tr> <tr><td colspan="2">Other</td></tr> <tr><td>PNA Offset 2 (m)</td><td>0.20447</td></tr> <tr><td>PNA Offset 3 (m)</td><td>0</td></tr> <tr><td colspan="2">Area (m²) The cross-sectional area.</td></tr> </table> </div>	Center of Gravity		Xcg (m)	0.75902	Ycg (m)	0.275	Analysis Properties		Area (m ²)	0.61	AS2 (m ²)	0.3956	AS3 (m ²)	0.5214	I22 (m ⁴)	0.009252	I23 (m ⁴)	0	I33 (m ⁴)	0.207109	J (m ⁴)	0.020334	Design Properties		R22 (m)	0.12316	R33 (m)	0.58269	S22 Negative (m ²)	0.033644	S22 Positive (m ²)	0.033644	S33 Negative (m ²)	0.166891	S33 Positive (m ²)	0.272865	Z22 (m ²)	0.059375	Z33 (m ²)	0.293864	Principal Axes		I Major (m ⁴)	0.207109	I Minor (m ⁴)	0.009252	Principal Axes Angle (deg)	0	Other		PNA Offset 2 (m)	0.20447	PNA Offset 3 (m)	0	Area (m²) The cross-sectional area.		<div style="border: 1px solid #ccc; padding: 5px;"> <p>Base Material BETON</p> <p>Orientation of 2-Axis for these Properties <input type="radio"/> Default <input checked="" type="radio"/> Principal Axis <input type="radio"/> User Angle from X- to 2-Axis 180 deg</p> <p>Properties</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td colspan="2">Center of Gravity</td></tr> <tr><td>Xcg (m)</td><td>0.75519</td></tr> <tr><td>Ycg (m)</td><td>0.2</td></tr> <tr><td colspan="2">Analysis Properties</td></tr> <tr><td>Area (m²)</td><td>0.385</td></tr> <tr><td>AS2 (m²)</td><td>0.2593</td></tr> <tr><td>AS3 (m²)</td><td>0.311</td></tr> <tr><td>I22 (m⁴)</td><td>0.002555</td></tr> <tr><td>I23 (m⁴)</td><td>0</td></tr> <tr><td>I33 (m⁴)</td><td>0.12871</td></tr> <tr><td>J (m⁴)</td><td>0.005672</td></tr> <tr><td colspan="2">Design Properties</td></tr> <tr><td>R22 (m)</td><td>0.08147</td></tr> <tr><td>R33 (m)</td><td>0.5782</td></tr> <tr><td>S22 Negative (m²)</td><td>0.012776</td></tr> <tr><td>S22 Positive (m²)</td><td>0.012776</td></tr> <tr><td>S33 Negative (m²)</td><td>0.11243</td></tr> <tr><td>S33 Positive (m²)</td><td>0.170433</td></tr> <tr><td>Z22 (m²)</td><td>0.024438</td></tr> <tr><td>Z33 (m²)</td><td>0.193708</td></tr> <tr><td colspan="2">Principal Axes</td></tr> <tr><td>I Major (m⁴)</td><td>0.12871</td></tr> <tr><td>I Minor (m⁴)</td><td>0.002555</td></tr> <tr><td>Principal Axes Angle (deg)</td><td>0</td></tr> <tr><td colspan="2">Other</td></tr> <tr><td>PNA Offset 2 (m)</td><td>0.13853</td></tr> <tr><td>PNA Offset 3 (m)</td><td>0</td></tr> <tr><td colspan="2">Area (m²) The cross-sectional area.</td></tr> </table> </div>	Center of Gravity		Xcg (m)	0.75519	Ycg (m)	0.2	Analysis Properties		Area (m ²)	0.385	AS2 (m ²)	0.2593	AS3 (m ²)	0.311	I22 (m ⁴)	0.002555	I23 (m ⁴)	0	I33 (m ⁴)	0.12871	J (m ⁴)	0.005672	Design Properties		R22 (m)	0.08147	R33 (m)	0.5782	S22 Negative (m ²)	0.012776	S22 Positive (m ²)	0.012776	S33 Negative (m ²)	0.11243	S33 Positive (m ²)	0.170433	Z22 (m ²)	0.024438	Z33 (m ²)	0.193708	Principal Axes		I Major (m ⁴)	0.12871	I Minor (m ⁴)	0.002555	Principal Axes Angle (deg)	0	Other		PNA Offset 2 (m)	0.13853	PNA Offset 3 (m)	0	Area (m²) The cross-sectional area.	
Center of Gravity																																																																																																																	
Xcg (m)	0.75902																																																																																																																
Ycg (m)	0.275																																																																																																																
Analysis Properties																																																																																																																	
Area (m ²)	0.61																																																																																																																
AS2 (m ²)	0.3956																																																																																																																
AS3 (m ²)	0.5214																																																																																																																
I22 (m ⁴)	0.009252																																																																																																																
I23 (m ⁴)	0																																																																																																																
I33 (m ⁴)	0.207109																																																																																																																
J (m ⁴)	0.020334																																																																																																																
Design Properties																																																																																																																	
R22 (m)	0.12316																																																																																																																
R33 (m)	0.58269																																																																																																																
S22 Negative (m ²)	0.033644																																																																																																																
S22 Positive (m ²)	0.033644																																																																																																																
S33 Negative (m ²)	0.166891																																																																																																																
S33 Positive (m ²)	0.272865																																																																																																																
Z22 (m ²)	0.059375																																																																																																																
Z33 (m ²)	0.293864																																																																																																																
Principal Axes																																																																																																																	
I Major (m ⁴)	0.207109																																																																																																																
I Minor (m ⁴)	0.009252																																																																																																																
Principal Axes Angle (deg)	0																																																																																																																
Other																																																																																																																	
PNA Offset 2 (m)	0.20447																																																																																																																
PNA Offset 3 (m)	0																																																																																																																
Area (m²) The cross-sectional area.																																																																																																																	
Center of Gravity																																																																																																																	
Xcg (m)	0.75519																																																																																																																
Ycg (m)	0.2																																																																																																																
Analysis Properties																																																																																																																	
Area (m ²)	0.385																																																																																																																
AS2 (m ²)	0.2593																																																																																																																
AS3 (m ²)	0.311																																																																																																																
I22 (m ⁴)	0.002555																																																																																																																
I23 (m ⁴)	0																																																																																																																
I33 (m ⁴)	0.12871																																																																																																																
J (m ⁴)	0.005672																																																																																																																
Design Properties																																																																																																																	
R22 (m)	0.08147																																																																																																																
R33 (m)	0.5782																																																																																																																
S22 Negative (m ²)	0.012776																																																																																																																
S22 Positive (m ²)	0.012776																																																																																																																
S33 Negative (m ²)	0.11243																																																																																																																
S33 Positive (m ²)	0.170433																																																																																																																
Z22 (m ²)	0.024438																																																																																																																
Z33 (m ²)	0.193708																																																																																																																
Principal Axes																																																																																																																	
I Major (m ⁴)	0.12871																																																																																																																
I Minor (m ⁴)	0.002555																																																																																																																
Principal Axes Angle (deg)	0																																																																																																																
Other																																																																																																																	
PNA Offset 2 (m)	0.13853																																																																																																																
PNA Offset 3 (m)	0																																																																																																																
Area (m²) The cross-sectional area.																																																																																																																	

V_{x5} (S-sol au 5^{ème})

Base Material
| BETON

Orientation of 2-Axis for these Properties
 Default Principal Axis User
 Angle from X- to 2-Axis | 180 deg

Properties

Center of Gravity	
Xcg (m)	1,3
Ycg (m)	0,275
Analysis Properties	
Area (m ²)	0,94
AS2 (m ²)	0,5214
AS3 (m ²)	0,8432
I22 (m ⁴)	0,017571
I23 (m ⁴)	0
I33 (m ⁴)	0,725533
J (m ⁴)	0,037369
Design Properties	
R22 (m)	0,13672
R33 (m)	0,87855
S22 Negative (m ²)	0,063894
S22 Positive (m ²)	0,063894
S33 Negative (m ²)	0,558103
S33 Positive (m ²)	0,558103
Z22 (m ²)	0,10475
Z33 (m ²)	0,758
Principal Axes	
I Major (m ⁴)	0,725533
I Minor (m ⁴)	0,017571
Principal Axes Angle (deg)	0
Other	
PNA Offset 2 (m)	0
PNA Offset 3 (m)	0

Area (m²)
The cross-sectional area.

V_{x5} (6^{ème} au 11^{ème})

Base Material
| BETON

Orientation of 2-Axis for these Properties
 Default Principal Axis User
 Angle from X- to 2-Axis | 180 deg

Properties

Center of Gravity	
Xcg (m)	1,2
Ycg (m)	0,2
Analysis Properties	
Area (m ²)	0,56
AS2 (m ²)	0,3416
AS3 (m ²)	0,4896
I22 (m ⁴)	0,004717
I23 (m ⁴)	0
I33 (m ⁴)	0,375467
J (m ⁴)	0,009897
Design Properties	
R22 (m)	0,09177
R33 (m)	0,81853
S22 Negative (m ²)	0,023583
S22 Positive (m ²)	0,023583
S33 Negative (m ²)	0,312889
S33 Positive (m ²)	0,312889
Z22 (m ²)	0,041
Z33 (m ²)	0,416
Principal Axes	
I Major (m ⁴)	0,375467
I Minor (m ⁴)	0,004717
Principal Axes Angle (deg)	0
Other	
PNA Offset 2 (m)	0
PNA Offset 3 (m)	0

Area (m²)
The cross-sectional area.

V_{y4,5} (S-sol au 5^{ème})

Base Material
| BETON

Orientation of 2-Axis for these Properties
 Default Principal Axis User
 Angle from X- to 2-Axis | 180 deg

Properties

Center of Gravity	
Xcg (m)	0,61453
Ycg (m)	0,3
Analysis Properties	
Area (m ²)	0,555
AS2 (m ²)	0,3489
AS3 (m ²)	0,4726
I22 (m ⁴)	0,01065
I23 (m ⁴)	0
I33 (m ⁴)	0,125886
J (m ⁴)	0,019696
Design Properties	
R22 (m)	0,13853
R33 (m)	0,47626
S22 Negative (m ²)	0,0355
S22 Positive (m ²)	0,0355
S33 Negative (m ²)	0,118707
S33 Positive (m ²)	0,20485
Z22 (m ²)	0,06075
Z33 (m ²)	0,212719
Principal Axes	
I Major (m ⁴)	0,125886
I Minor (m ⁴)	0,01065
Principal Axes Angle (deg)	0
Other	
PNA Offset 2 (m)	0,15203
PNA Offset 3 (m)	0

Area (m²)
The cross-sectional area.

V_{y4,5} (6^{ème} au 11^{ème})

Base Material
| BETON

Orientation of 2-Axis for these Properties
 Default Principal Axis User
 Angle from X- to 2-Axis | 180 deg

Properties

Center of Gravity	
Xcg (m)	0,62353
Ycg (m)	0,2
Analysis Properties	
Area (m ²)	0,34
AS2 (m ²)	0,2249
AS3 (m ²)	0,2839
I22 (m ⁴)	0,002471
I23 (m ⁴)	0
I33 (m ⁴)	0,077945
J (m ⁴)	0,00533
Design Properties	
R22 (m)	0,08525
R33 (m)	0,4788
S22 Negative (m ²)	0,012354
S22 Positive (m ²)	0,012354
S33 Negative (m ²)	0,079823
S33 Positive (m ²)	0,125006
Z22 (m ²)	0,02275
Z33 (m ²)	0,139333
Principal Axes	
I Major (m ⁴)	0,077945
I Minor (m ⁴)	0,002471
Principal Axes Angle (deg)	0
Other	
PNA Offset 2 (m)	0,15686
PNA Offset 3 (m)	0

Area (m²)
The cross-sectional area.

❖ Méthode de calcul pour le ferrailage

La méthode de calcul qu'on va utiliser dans notre ferrailage est la méthode des contraintes qui est une méthode simplifiée basée sur les contraintes avec supposition des diagrammes linéaires.

D'après le Document technique unifié (**RPA art 7.7.4**) Cette méthode nous permet de découper les zones tendues et comprimées en bandes et ferrailer chaque bande. La longueur de chaque bande se calcule sous la formule suivante : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L\right)$

• Calcul du ferrailage du voile

a) Armatures longitudinales :

Le ferrailage des armatures vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composée.

- Exemple de calcul V_y :

Combinaison N°1 : $N^{min} = 1384,014 \text{ KN} \rightarrow M^{corr} = -568,24 \text{ KN.m}$

$$e = 0,2 \text{ m} ; l = 1,75 \text{ m}$$

- Contraintes maximale et minimale :

$$\sigma^{max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y$$

$$\sigma^{min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} y$$

S : La section du voile. $\rightarrow S = e \times l + (b - e) \times h = 0,515 \text{ m}^2$

I : Le moment d'inertie du voile

$$I = \frac{e \times l^3}{12} + \frac{(b - e) \times l^3}{12} = 0,086 \text{ m}^4$$

$$\sigma^{max} = -5,314 \text{ MPa} \rightarrow L_c = \frac{\sigma^{max}}{\sigma^{max} + \sigma^{min}} \times l = 0,80 \text{ m}$$

$$\sigma^{min} = 6,248 \text{ MPa} \rightarrow L_t = l - L_c = 0,95 \text{ m}$$

- Décomposition du voile par bandes

La décomposition des contraintes se fait par bande de longueur « d » qu'on doit dépasser :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right) = 0,53 \text{ m}$$

On prend $D_1 = 0,54 \text{ m}$, $D_2 = 0,4 \text{ m}$, $D_3 = 0 \text{ m}$;

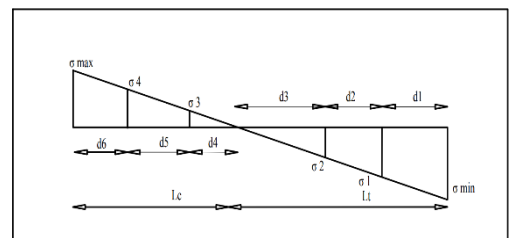
$$\sigma_1 = 2,9 \text{ MPa} ; \sigma_2 = 1,45 \text{ MPa} ; \sigma_3 = 0,037 \text{ MPa}$$

- Détermination des efforts sur la bande et calcul des sections d'acier

$$N_1 = \frac{\sigma^{min} + \sigma^1}{2} \times D_1 \times e = 0,494 \text{ MN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = 12,35 \text{ cm}^2$$

$$N_2 = \frac{\sigma^1 + \sigma^2}{2} \times D_2 \times e = 0,116 \text{ MN} \rightarrow A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 2,90 \text{ cm}^2$$



$$N_3 = \frac{\sigma^2}{2} \times D_3 \times e = 0 \text{ MN} \rightarrow A_{v3} = \frac{N_3}{\sigma_s} = 0 \text{ cm}^2$$

Fig. Décomposition du voile.

- **Choix de barres :**

Tronçon 1 : 6HA12 = 13.57 cm² > A_{v1} = 12.354 cm²

Tronçon 2 : 3HA12 = 6.79 cm² > A_{v2} = 2.902 cm²

D'après le RPA99/version2003, le ferrailage des voiles se fait par symétrie, ainsi on ferraille une moitié du voile et on met le même ferrailage dans l'autre moitié.

- **Vérification de la section minimale exigée par le RPA**

Notre voile est partiellement comprimée, ainsi la section minimale est :

$$A_{min}^{ZT} = 0.2\% (a \times l) = \frac{0.2}{100} \times 0.2 \times 1.75 = 7 \text{ cm}^2$$

Dans notre voile on a : 12HA12 + 6HA12 = 20.36 cm² > 7 cm²

b) Vérification de cisaillement :

$$V^{max} = 110,37 \text{ KN (ELA)}$$

$$\bar{V} = 1,4 V^{max} = 154.518 \text{ KN}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{e \times d} = \frac{154.518 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3,85} = 0,441 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

c) Ferrailage transversal

- **Calcul de l'espacement :**

$$S_t \leq \min(1.5 e ; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Calcul de la section d'armature**

$$A_H \geq \frac{\tau_u \times e \times S_t \times \gamma_s}{0,9 \times F_e} \rightarrow A_H \geq 3,09 \text{ cm}^2$$

On prend : 7HA8 = 7.04 cm²

Tab.V.29 : ferrailage voile $V_{x1,2,3}+V_{y1,2,3}$ (S-sol au 5^{ème})

Ferraillage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)			
Voile Vy1, Vy2 et Vy3/S-S→E5			
I.°/ Caracteristiques géométriques			
L (m) =	1,75	B (m ²) =	0,515
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,086
V' (m) =	1,211	h (m) =	3,96
V (m) =	0,539		
II.°/ CaIcul Des Contraintes			
Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	1384,014	σ_{max} (KN /m ²)	-5314,207
M (KN.m)	-568,24	σ_{min} (KN /m ²)	6248,817
V (KN)	110,37	L _c (m)	0,804275962
		L _t (m)	0,945724038
→ Section Partiellement comprimée			
II.°/ Ferraillage Vertical			
1°/ Section de ferraillage			
Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ_{adm} (MPA)	5
d (m) ≤ 0,54		Prendre 3 Tronçons	
Tronçon 1		Tronçon 2	
d1 (m)	0,54	d2 (m)	0,4
e1 (m)	0,2	e2 (m)	0,2
σ_1 (KN/m ²)	2902,2913	σ_2 (KN/m ²)	1451,14565
N1 (KN)	494,16	N2 (KN)	116,091652
Av1 (cm ²)	12,354	Av2 (cm ²)	2,9023
Tronçon 3			
d3 (m)	0	e3 (m)	0
σ_3 (KN/m ²)	37,8213	N3 (KN)	0
Av3 (cm ²)	0		
2°/ Aramature de couture			
Avj (cm ²)	3,035175		
3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA			
Dans tous le voile	Amin (cm ²)	7,725	
Dans la zone comprimée	Amin (cm ²)	1,608551924	
Dans la zone tendue	Amin (cm ²)	3,782896152	
4°/ Espacement des barres			
St (cm) ≤	30	On prend	St (cm) = 10, 15, 20
5°/ Ferraillage choisie			
2*(6T12/10		2*(3T12)/15cm	2 nappes
≅13,57 cm ²		=6,79 cm ²	T12/15
III.°/ Ferraillage Horizontale			
1°/ Section de ferraillage R.P.A			
AH1 (cm ²)	3,0885	AH2 (cm ²)	0,725575
AH3 (cm ²)	0		
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²
IV.°/ Contraintes de Cisaillement			
1,4V (KN)	154,518	≤	τ_{adm} (MPA)
τ (MPA)	0,44148		5

Tab.V.30 : ferrailage voile $V_{x1,2,3}+V_{y1,2,3}$ (6^{ème} au 11^{ème})

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile Vy1, Vy2 et Vy3/E6→E11

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,75	B (m ²) =	0,31
e (m) =	0,15	I (m ³) =	0,0526
V' (m) =	1,211	h (m) =	2,88
V (m) =	0,539		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	284,71	σ_{max} (KN /m ²)	-203,943
M (KN.m)	-48,75	σ_{min} (KN /m ²)	1417,968
V (KN)	74,35	Lc (m)	0,22004922
		Lt (m)	1,52995078

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ_{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 1,02

Prendre 3 Tronçons

	Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 3
d1 (m)	0,54	d2 (m) 0,4	d3 (m) 0
e1 (m)	0,15	e2 (m) 0,2	e3 (m) 0
σ_1 (KN/m ²)	2756,8252	σ_2 (KN/m ²) 1378,4126	σ_3 (KN/m ²) 546,7701
N1 (KN)	169,08	N2 (KN) 110,273008	N3 (KN) 0
Av1 (cm ²)	4,227	Av2 (cm ²) 2,7569	Av3 (cm ²) 0

2°/ Aramature de couture

Avj (cm²) 2,044625

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	Amin (cm ²) 4,65
Dans la zone comprimée	Amin (cm ²) 0,33007383
Dans la zone tendue	Amin (cm ²) 4,58985234

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 22,5 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

2*(6T10/10) ≅ 9,42 cm ²	2*(3T10)/15c m = 4,71 cm ²	2 nappes T10/15
---------------------------------------	---	--------------------

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	1,05675	AH2 (cm ²)	0,689225	AH3 (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	104,09		
τ (MPA)	0,39653333	≤	τ_{adm} (MPA) 5

V.5.6.Schémas de ferrailage $V_x1,2,3+V_y1,2,3$

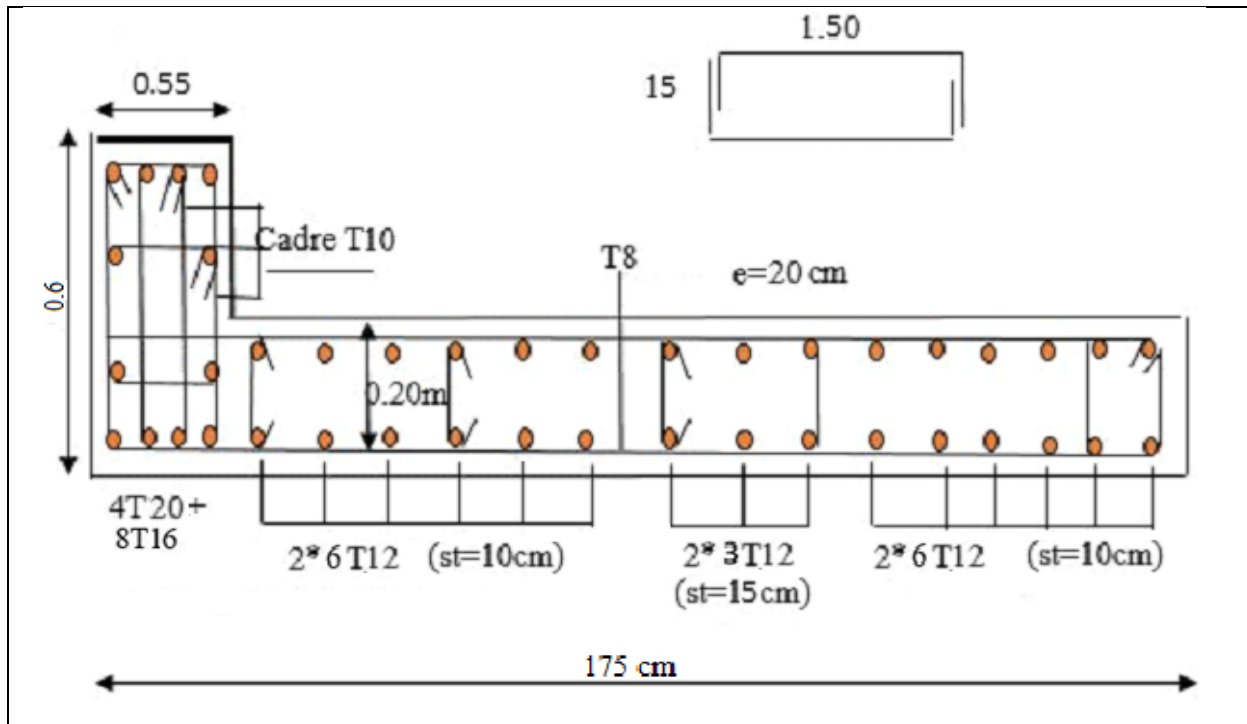


Fig.V.8 : schéma de ferrailage du $V_x1,2,3+V_y1,2,3$ (S-sol au 5^{ème}).

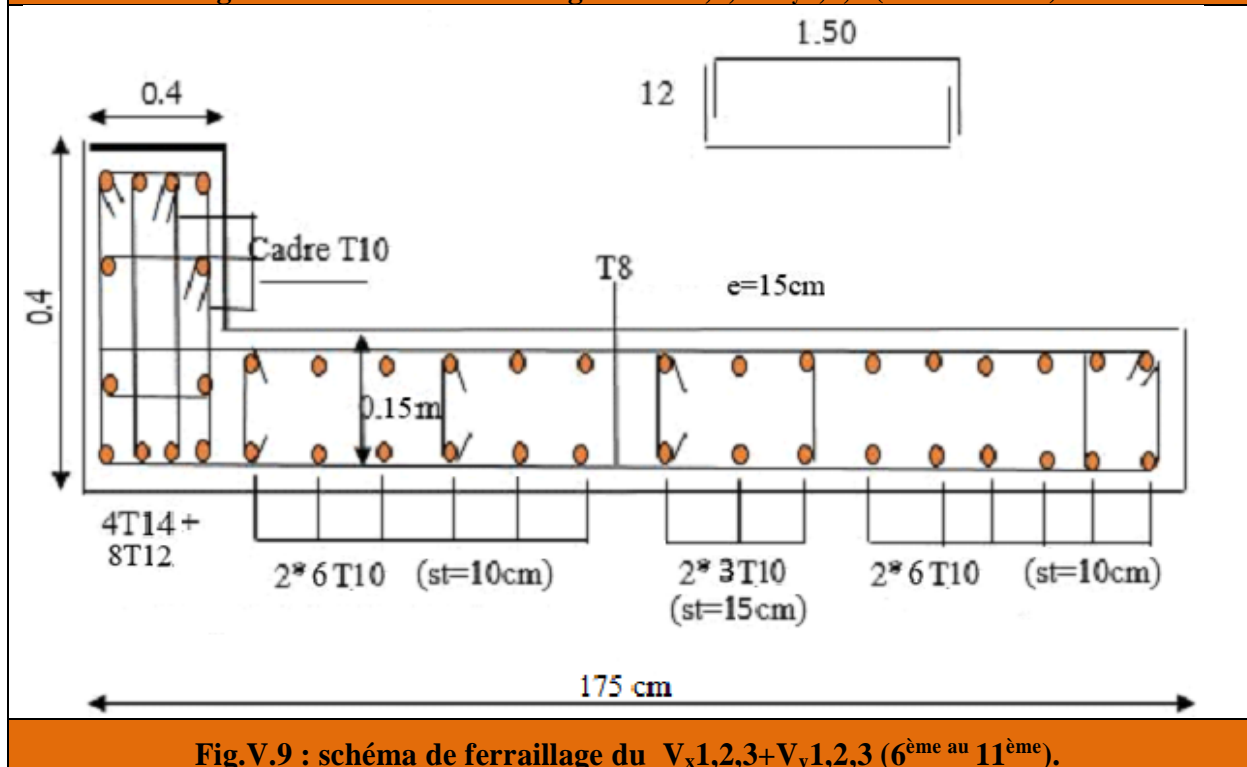


Fig.V.9 : schéma de ferrailage du $V_x1,2,3+V_y1,2,3$ (6^{ème} au 11^{ème}).

Tab.V.31 : ferrailage voile V_{x4}(S-sol au 5^{ème})

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V_{x4}/S-S→E5

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	2	B (m ²) =	0,61
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,207
V' (m) =	1,241	h (m) =	3,96
V (m) =	0,759		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	1255,41	σ _{max} (KN/m ²)	-3507,686
M (KN.m)	-928,37	σ _{min} (KN/m ²)	5462,073
V (KN)	153,28	L _c (m)	0,782113767
		L _t (m)	1,217886233

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 0,53

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0,5	d ₂ (m)	0,4	d ₃ (m)	0
e ₁ (m)	0,2	e ₂ (m)	0,2	e ₃ (m)	0
σ ₁ (KN/m ²)	2514,6726	σ ₂ (KN/m ²)	1257,3363	σ ₃ (KN/m ²)	1425,6815
N ₁ (KN)	398,838	N ₂ (KN)	100,586904	N ₃ (KN)	0
A _{v1} (cm ²)	9,971	A _{v2} (cm ²)	2,5147	A _{v3} (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

A_{vj} (cm²) 4,2152

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	9,15
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	1,564227534
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	4,871544932

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

2*(6T12/10 ≅13,57 cm ²)	2*(5T12)/10cm =11,31 cm ²	2 nappes T12/15
--	---	--------------------

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	2,49275	AH ₂ (cm ²)	0,628675	AH ₃ (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	214,592		
τ (MPA)	0,53648	≤	τ _{adm} (MPA) 5

Tab.V.32 : ferrailage voile V_{x4}(6^{ème} au 11^{ème})

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile Vx4/E6→E11

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,9	B (m ²) =	0,385
e (m) =	0,15	I (m ³) =	0,128
V' (m) =	1,145	h (m) =	2,88
V (m) =	0,755		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	420,55	σ _{max} (KN /m ²)	-534,547
M (KN.m)	-181,87	σ _{min} (KN /m ²)	2165,087
V (KN)	82,69	L _c (m)	0,3762137
		L _t (m)	1,5237863

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 1,02

Prendre 3 Tronçons

	Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 3
d ₁ (m)	0,5	d ₂ (m)	0,4
e ₁ (m)	0,15	e ₂ (m)	0,2
σ ₁ (KN/m ²)	1991,1567	σ ₂ (KN/m ²)	995,57835
N ₁ (KN)	155,86	N ₂ (KN)	79,646268
Av ₁ (cm ²)	3,8965	Av ₂ (cm ²)	1,9912
		Av ₃ (cm ²)	0
		σ ₃ (KN/m ²)	886,313
		N ₃ (KN)	0
		Av ₃ (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) 2,273975

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	5,775
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	0,56432055
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	4,5713589

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 22,5 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

2*(6T10/10 ≅ 9,42 cm ²)	2*(5T10)/10c m = 7,85 cm ²	2 nappes T10/15
--	---	--------------------

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	0,974125	AH ₂ (cm ²)	0,4978	AH ₃ (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	115,766		
τ (MPA)	0,40619649	≤	τ _{adm} (MPA) 5

V.5.7.Schémas de ferrailage Vx4

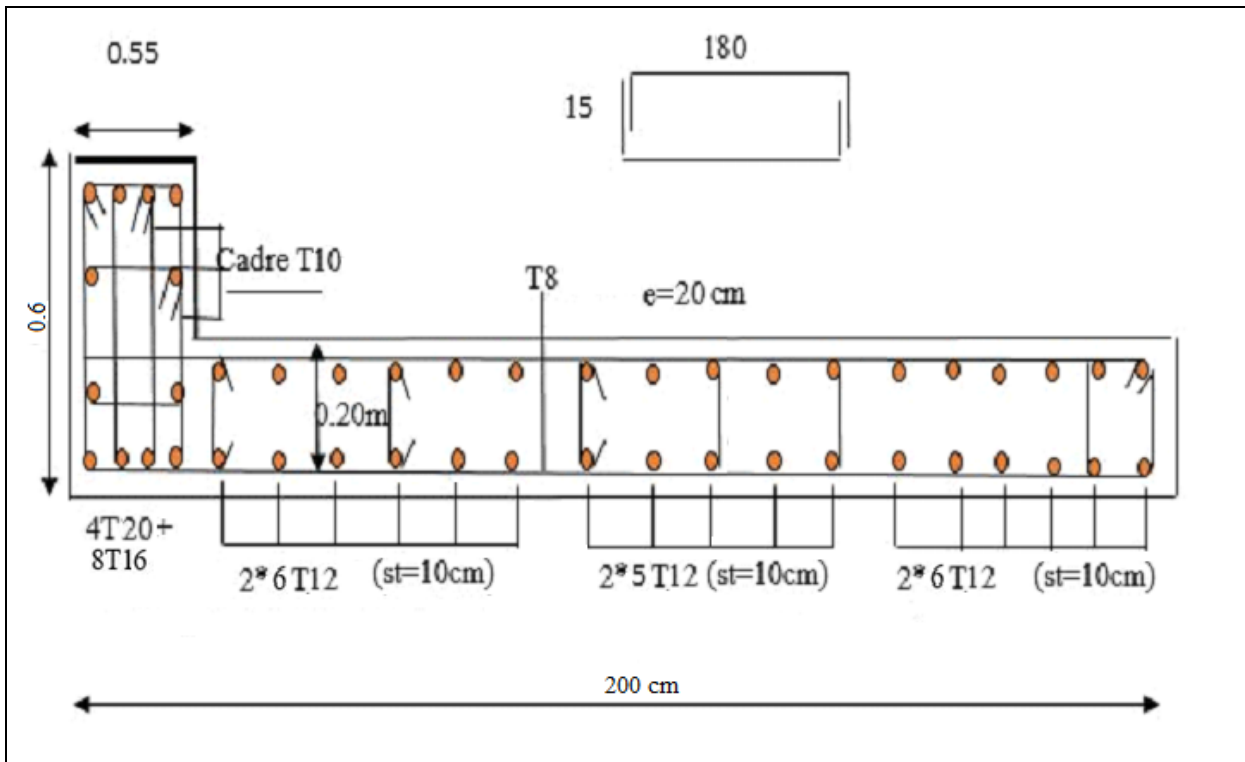


Fig.V.10 : schéma de ferrailage du V_{x4} (S-sol au 5^{ème}).

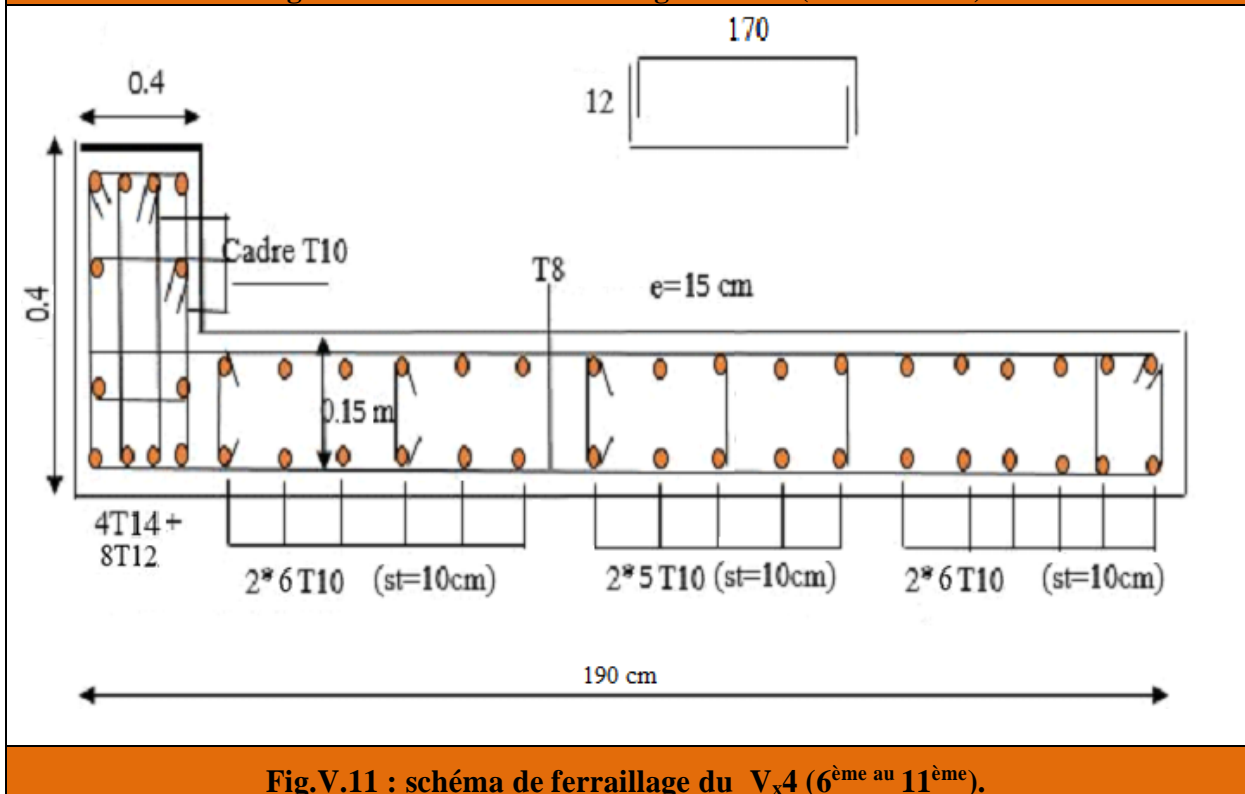


Fig.V.11 : schéma de ferrailage du V_{x4} (6^{ème} au 11^{ème}).

Tab.V.33 : ferrailage voile V_{x5}(S-sol au 5^{ème})

Tab.V.33 : ferrailage voile V _{x5} (S-sol au 5 ^{ème})			
Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)			
Voile Vx5/S-S→E5			
I.°/ Caracteristiques géométriques			
L (m) =	2,6	B (m ²) =	0,94
e (m) =	0,2	l (m ³) =	0,725
V' (m) =	1,3	h (m) =	3,96
V (m) =	1,3		
II.°/ Calcul Des Contraintes			
Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	1506,82	σ _{max} (KN /m ²)	-3554,683
M (KN.m)	-2876,4	σ _{min} (KN /m ²)	6760,683
V (KN)	253,54	L _c (m)	0,895961985
		L _t (m)	1,704038015
→ Section Partiellement comprimée			
II.°/ Ferrailage Vertical			
1°/ Section de ferrailage			
F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPA)	5
d (m) ≤ 0,6		Prendre 3 Tronçons	
Tronçon 1		Tronçon 2	
d ₁ (m)	0,5	d ₂ (m)	0,4
e ₁ (m)	0,2	e ₂ (m)	0,2
σ ₁ (KN/m ²)	3360,0972	σ ₂ (KN/m ²)	1680,0486
N ₁ (KN)	506,04	N ₂ (KN)	134,403888
Av ₁ (cm ²)	12,651	Av ₂ (cm ²)	3,3601
		Tronçon 3	
		d ₃ (m)	0
		e ₃ (m)	0
		σ ₃ (KN/m ²)	3189,9794
		N ₃ (KN)	0
		Av ₃ (cm ²)	0
2°/ Aramature de couture			
Av _j (cm ²)	6,97235		
3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA			
Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	14,1	
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	1,791923971	
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	6,816152059	
4°/ Espacement des barres			
St (cm) ≤	30	On prend	10, 15, 20
5°/ Ferrailage choisie			
2*(6T12/10	≅13,57 cm ²	2*(3T12)/13cm	=6,79 cm ²
		2 nappes T12/15	
III.°/ Ferrailage Horizontale			
1°/ Section de ferrailage R.P.A			
AH ₁ (cm ²)	3,16275	AH ₂ (cm ²)	0,840025
AH ₃ (cm ²)	0		
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²
IV.°/ Contraintes de Cisaillement			
1,4V (KN)	354,956	τ (MPA)	0,682607692
	≤	τ _{adm} (MPA)	5

Tab.V.34 : ferrailage voile Vx5(6^{ème} au 11^{ème})

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile Vx5/E6→E11

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	2,4	B (m ²) =	0,56
e (m) =	0,15	I (m ³) =	0,375
V' (m) =	1,2	h (m) =	2,88
V (m) =	1,2		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	482,72	σ _{max} (KN /m ²)	-78,736
M (KN.m)	-293,98	σ _{min} (KN /m ²)	1802,736
V (KN)	86,51	L _c (m)	0,1004354
		L _t (m)	2,2995646

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 1,44

Prendre 3 Tronçons

	Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 3
d ₁ (m)	0,5	d ₂ (m)	0,4
e ₁ (m)	0,15	e ₂ (m)	0,2
σ ₁ (KN/m ²)	8269,3936	σ ₂ (KN/m ²)	4134,6968
N ₁ (KN)	377,705	N ₂ (KN)	330,775744
Av ₁ (cm ²)	9,4427	Av ₂ (cm ²)	8,2694
		Av ₃ (cm ²)	0
		N ₃ (KN)	0
		σ ₃ (KN/m ²)	1097,184

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) 2,379025

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	8,4
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	0,15065311
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	6,89869379

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 22,5 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

2*(1T12+5 T10/10 ≅10,11 cm ²)	2*(4T12)/13c m =9,05 cm ²	2 nappes T10/15
---	--	--------------------

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	2,360675	AH ₂ (cm ²)	2,06735	AH ₃ (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	121,114		
τ (MPA)	0,33642778	≤	τ _{adm} (MPA) 5

V.5.8.Schémas de ferrailage Vx5

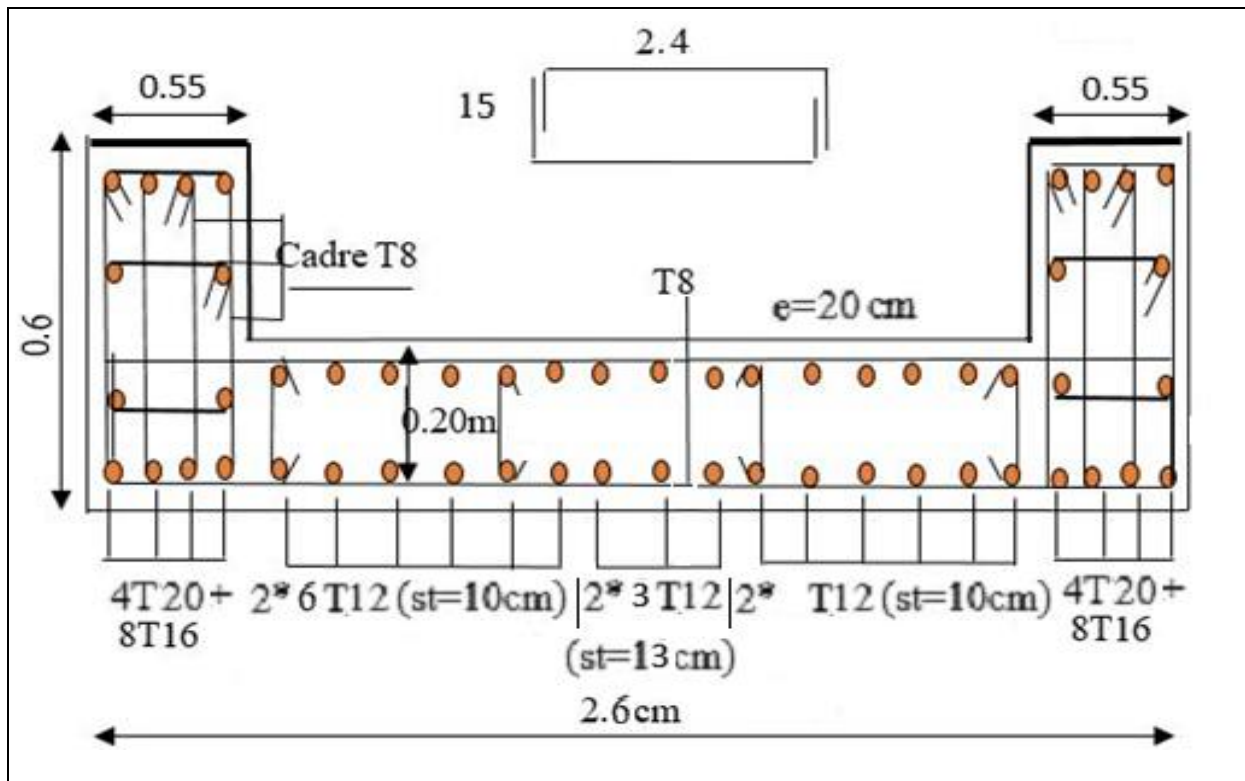


Fig.V.12 : schéma de ferrailage du V_x5 (S-sol au 5^{ème}).

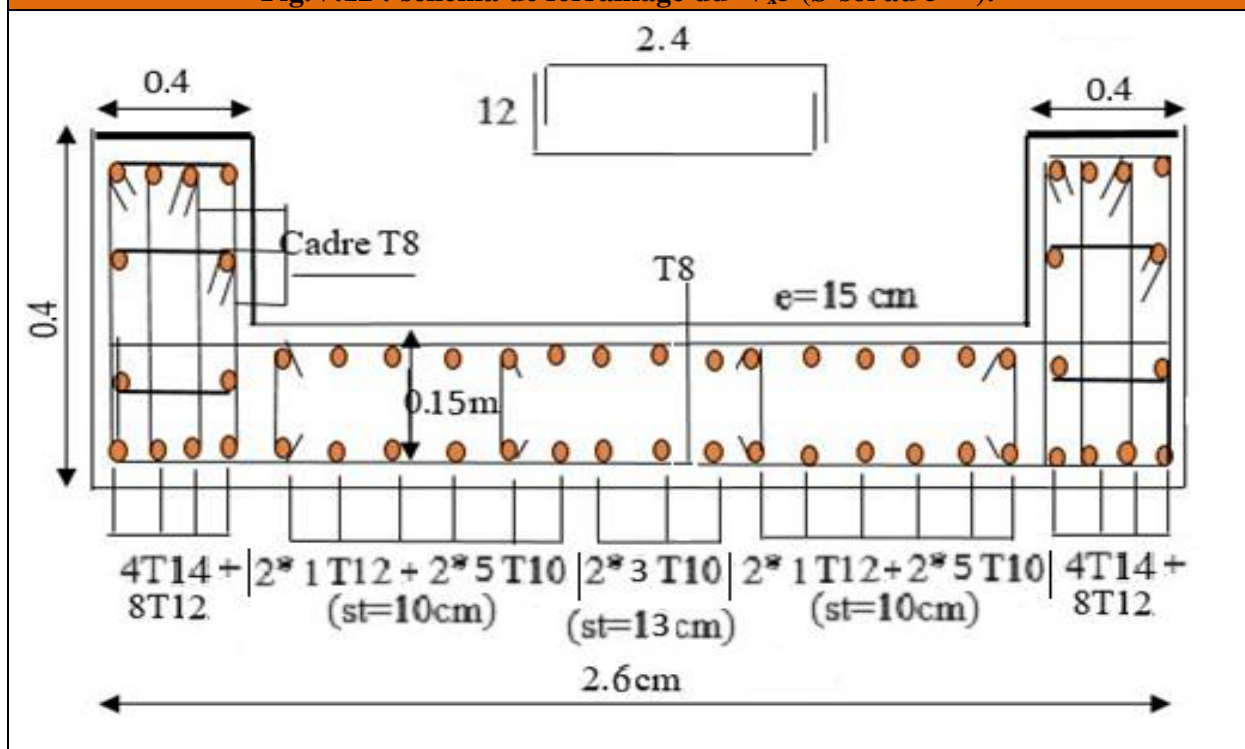


Fig.V.13 : schéma de ferrailage du V_x5 (6^{ème} au 11^{ème}).

Tab.V.35 : ferrailage voile V_{y4}, V_{y5}(S-sol au 5^{ème})

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V_{y4}, V_{y5}/S-S→E5

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,95	B (m ²) =	0,555
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,126
V' (m) =	1,335	h (m) =	3,96
V (m) =	0,615		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	738,96	σ_{max} (KN/m ²)	-6261,936
M (KN.m)	-716,68	σ_{min} (KN/m ²)	4829,541
V (KN)	127,49	L _c (m)	1,100915162
		L _t (m)	0,849084838

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	T _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 0,74

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0,5	d ₂ (m)	0,4	d ₃ (m)	0
e ₁ (m)	0,2	e ₂ (m)	0,2	e ₃ (m)	0
σ_1 (KN/m ²)	2767,4202	σ_2 (KN/m ²)	1383,7101	σ_3 (KN/m ²)	-289,6023
N ₁ (KN)	379,849	N ₂ (KN)	110,696808	N ₃ (KN)	0
A _{v1} (cm ²)	9,4963	A _{v2} (cm ²)	2,7675	A _{v3} (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

A_{vj} (cm²) 3,505975

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	8,325
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	2,201830324
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	3,396339351

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

2*(6T12/10 ≅13,57 cm ²)	2*(3T12)/15cm =6,79 cm ²	2 nappes T12/15
--	--	--------------------

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	2,374075	AH ₂ (cm ²)	0,691875	AH ₃ (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	178,486	τ (MPA)	0,45765641	≤	T _{adm} (MPA)	5
-----------	---------	---------	------------	---	------------------------	---

Tab.V.36 : ferrailage voile V_y4, V_y5 (6^{ème} au 11^{ème})

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V_y4, V_y5/E6→E11

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,95	B (m ²) =	0,34
e (m) =	0,15	I (m ³) =	0,078
V' (m) =	1,326	h (m) =	2,88
V (m) =	0,624		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	284,07	σ _{max} (KN/m ²)	-361,64
M (KN.m)	-70,42	σ _{min} (KN/m ²)	1398,86
V (KN)	65,63	L _c (m)	0,40056688
		L _t (m)	1,54943312

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPa)	5

d (m) ≤ 1,04

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0,54	d ₂ (m)	0,4	d ₃ (m)	0
e ₁ (m)	0,15	e ₂ (m)	0,2	e ₃ (m)	0
σ ₁ (KN/m ²)	1344,608	σ ₂ (KN/m ²)	672,304	σ ₃ (KN/m ²)	550,2088
N ₁ (KN)	111,111	N ₂ (KN)	53,78432	N ₃ (KN)	0
Av ₁ (cm ²)	2,7778	Av ₂ (cm ²)	1,3447	Av ₃ (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) = 1,804825

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	5,1
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	0,60085033
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	4,64829935

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 22,5 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

2*(6T10/10) ≅ 9,42 cm ²	2*(3T10)/15c m = 4,71 cm ²	2 nappes T10/15
---------------------------------------	---	--------------------

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	0,69445	AH ₂ (cm ²)	0,336175	AH ₃ (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	91,882		
τ (MPa)	0,3141265	≤	τ _{adm} (MPa) = 5

V.5.9.Schémas de ferrailage V_{y4} , V_{y5}

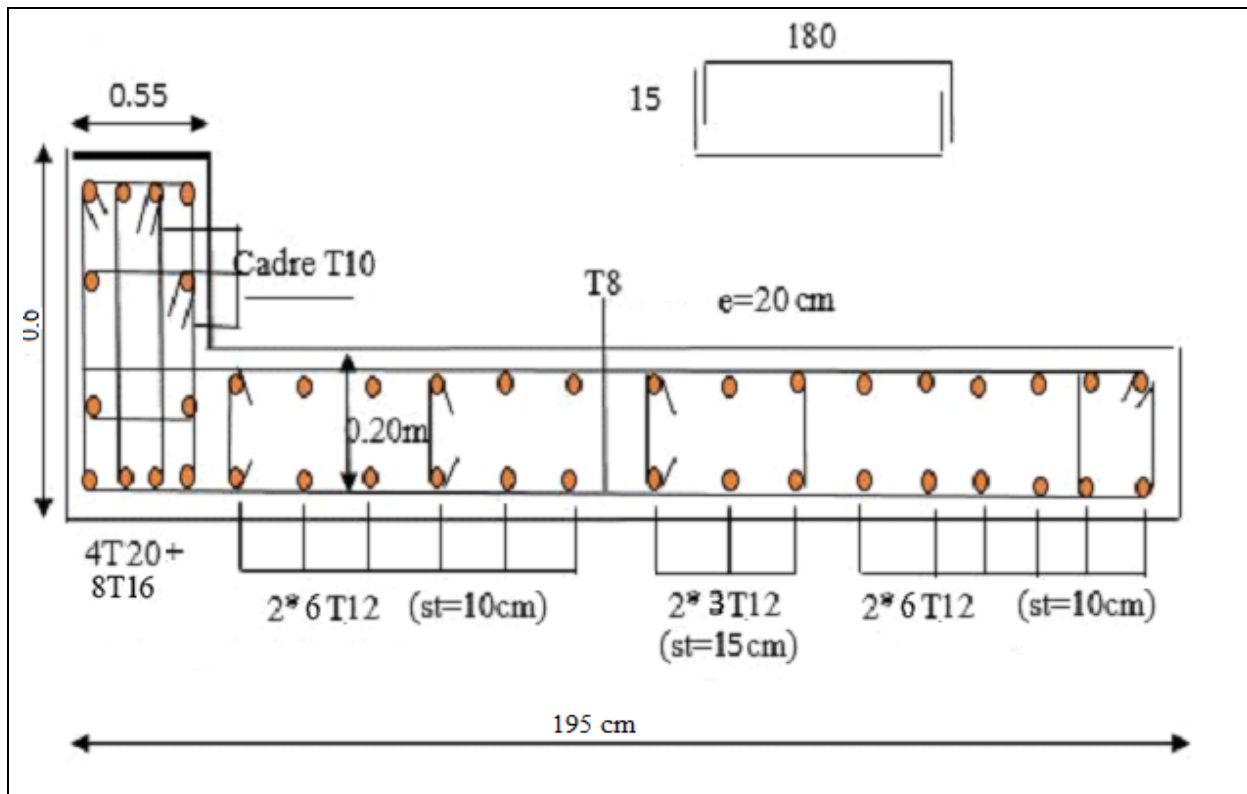


Fig.V.14 : schéma de ferrailage du V_{y4} , V_{y5} (S-sol au 5^{ème}).

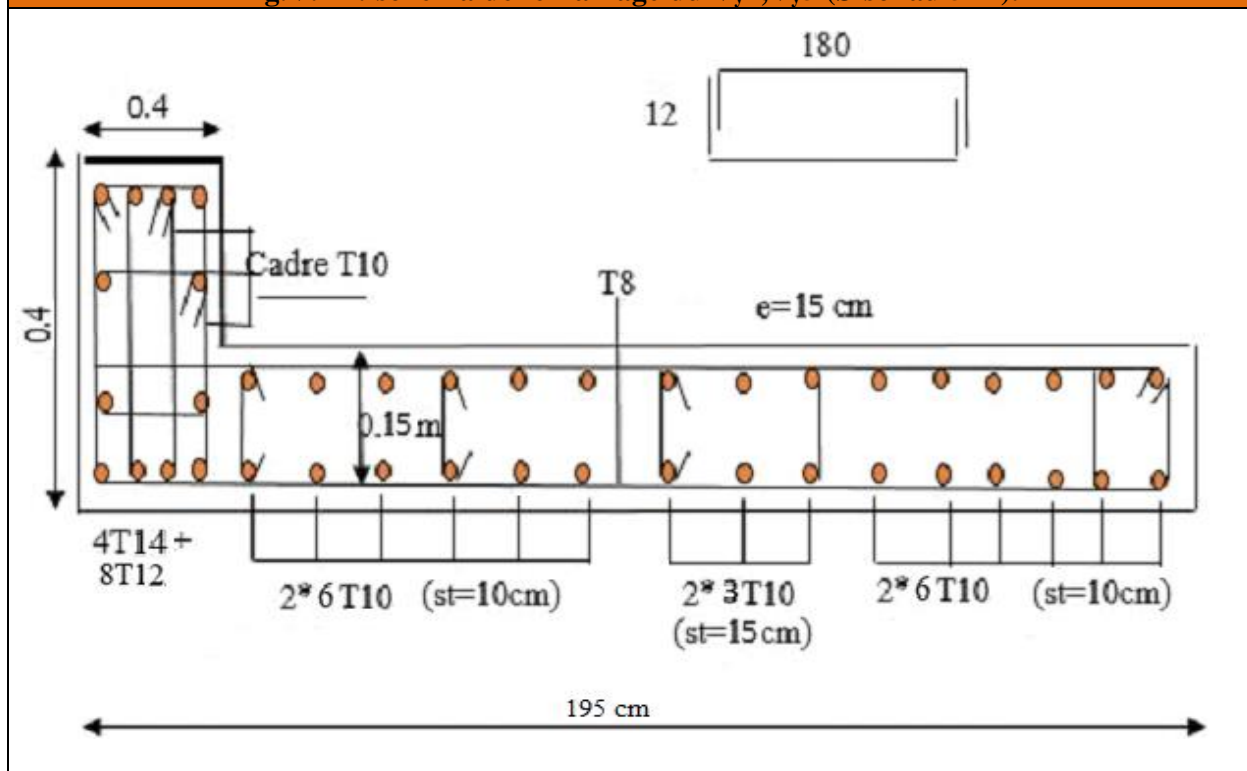


Fig.V.15: schéma de ferrailage du V_{y4} , V_{y5} (6^{ème} au 11^{ème}).

V.6.Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et transmission des sollicitations, donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés ; d'ailleurs nous avons constaté que les sections minimales exigées par le RPA99/2003 sont importantes car elles favorisent la sécurité avant l'économie.

Chapitre VI
Étude
de l'infrastructure

VI .1.Introduction

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges et évite les tassements différentiels.

VI.2.Choix de type de fondations

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- La profondeur du bon sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

D'après le rapport du sol, La structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **1.75 bars** pour une profondeur de **4 m** par rapport au terrain naturel.

VI.3.Combinaisons d'actions à considérer

D'après **RPA 99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$1)G + Q \pm E. \qquad 2)0.8 \times G \pm E. \qquad 3) G+Q.$$

VI.4.Étude des fondations**VI.4.1.Vérification des semelles isolées**

$$\text{La vérification à faire est : } \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow S=A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée :

N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenue par la surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

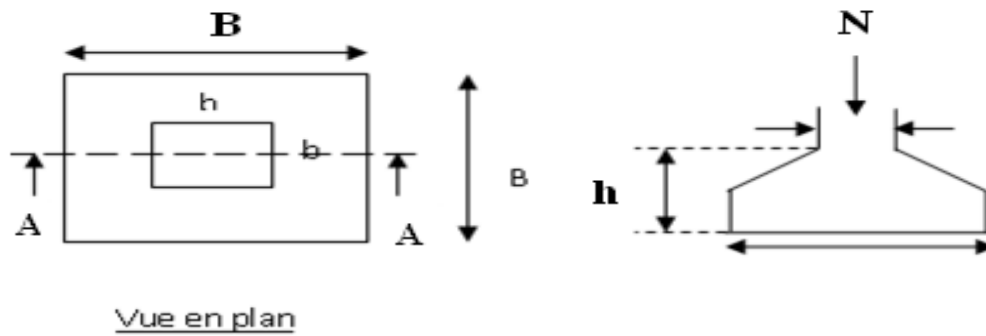


Fig.VI.1 : schéma de la Semelle isolée de fondation.

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad ; \quad N = 2319.31 \text{ KN} ; \quad \overline{\sigma_{sol}} = 0.175 \text{ MPa}$$

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la valeur de

$$A \text{ dans (*) et on trouve la valeur de } B : B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.6}{0.6} \times \frac{2319.31}{175}} = 3.64 \text{ m}.$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux ($L_{\min}=3.2 \text{ m}$) dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.4.2.Vérification des semelles filantes

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée en utilisant le logiciel ETABS V16, pour tirer les efforts normaux situé sous les fils des portiques.

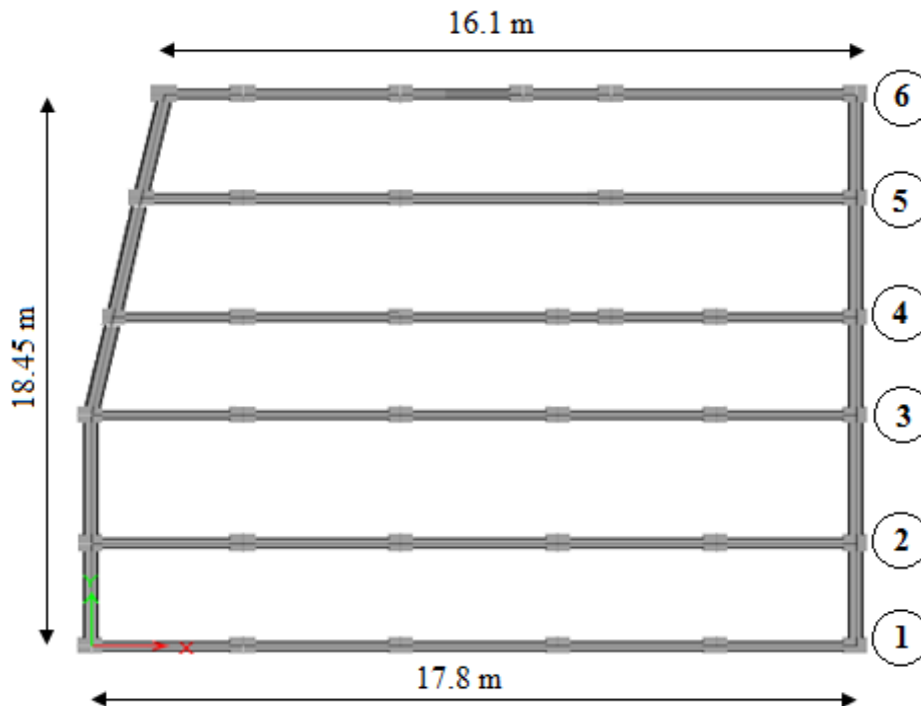


Fig.VI.2 : les différentes files des semelles filantes.

Tab.VI.1 : les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.

Les files	File «1» N ₁	File «2» N ₂	File «3» N ₃	File «4» N ₄	File «5» N ₅	File «6» N ₆
La somme(KN)	7077.904	9582.713	10197.383	11146.332	6858.199	5377.090

D'après les résultats de tableau précédant on constate que la file B est la plus sollicitée. De longueur **L** et largeur **B**, située sous un portique formé de 6 poteaux N₁, N₂, N₃, N₄, N₅, N₆ avec un débord de 0.4m de chaque cotée.

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante

$$\text{On à : } \frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{Ns}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

Avec: $N = \sum_{i=1}^6 = 11146.332 \text{ KN}$, $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.75 \text{ bar}$.

$$\rightarrow B \geq \frac{11146.332}{175 \times 19.05} = \mathbf{3.34 \text{ m}}$$

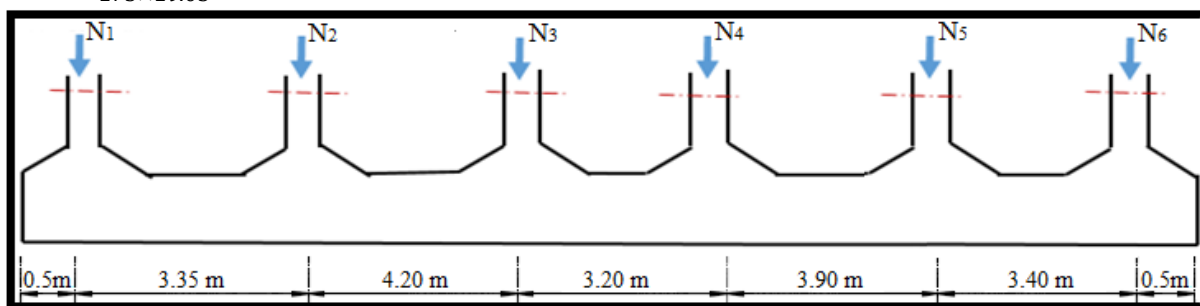


Fig.VI.3 : les différentes files des semelles filantes.

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux ($L_{\text{min}}=3.2 \text{ m}$) dans les deux sens, donc le choix des semelles filantes dans notre cas ne convient pas.

VI.4.3.Radier général

Les deux premières vérifications ne sont pas vérifiées, ce qui signifie que les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entre axes des poteaux, donc on opte pour un radier général comme type de fondation pour notre ouvrage.

Il est choisi par rapport à ces trois caractéristiques suivantes :

- Un mauvais sol.
- Contrainte admissible faible.
- Charge importante transmise au sol.

VI.4.3.1. Pré dimensionnement

On doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de coffrage :**

On a : h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5.40$ m).

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{540}{20} = 27 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{540}{10} = 54 \text{ cm} \end{cases}$$

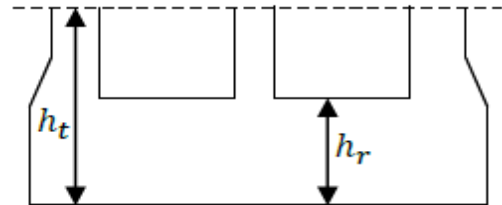


Fig.VI.4 : Dimensions du radier.

➤ **Condition de raideur (rigidité) :**

Pour un radier rigide, il faut que : $\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max}$; $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$.

L_e : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

E : Module de Young ($E=3.1 \times 10^7$ KN/m²).

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : Coefficient de raideur du sol: $K=4 \times 10^4$ KN/m³ (Sol moyen).

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \geq 0.81 \text{ m}$$

On prend : $h_t = 85$ cm.

$h_r = 30$ cm.

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times 3.1 \times 10^7 \times 0.051}{4 \times 10^4 \times 1}} = 3.55 \text{ m.}$$

$$L_{max} = 5.4 \text{ m} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e = 5.58 \text{ m.} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée.}$$

➤ **La largeur de la nervure :**

$$0.3 \times h_t < b < 0.7 \times h_t$$

Soit : $b = 50$ cm.

➤ **Calcul de la surface du radier :**

$N_s = 46555.7381 \text{ KN}$: La charge totale transmise par la superstructure tirée à partir de logiciel **ETABS V16**.

➤ **Calcul de la surface du radier :**

$$P_{\text{rad}} = p_b \times h_r \times S_{\text{rad}}$$

$$P_{\text{rad}} = 25 \times 0.3 \times 319.57 = 2396.78 \text{ KN.}$$

$$N' = N + P_{\text{rad}} = 46555.7381 + 2396.78 = 48952.82 \text{ KN}$$

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N'}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{48952.82}{175} = 279.73 \text{ m}^2.$$

On prend : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bâtiment}} = 319.57 \text{ m}^2$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{— hauteur de la nervure } h_t = 85 \text{ cm} \\ \text{— la largeur de la nervure : } b = 50 \text{ cm} \\ \text{— hauteur de la table du radier } h_r = 30 \text{ cm} \\ \quad \text{— enrobage } d' = 5 \text{ cm} \\ \text{— La surface du radier } S_{\text{rad}} = 319.57 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

VI.5. Les Vérifications nécessaires

VI.5.1. Vérification au poinçonnement

La vérification à la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant est nécessaire, cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. Elle s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_C \times h_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{BAEL99 (article A.5.2.41).}$$

N_d : effort normal de calcul à l'ELU.

h_t : hauteur de la nervure.

U_C : périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

• **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau $(60 \times 55) \text{ cm}^2$, le périmètre d'impact U_C est donné par la formule suivante : $U_C = 2 \times (A + B)$.

$$\left\{ \begin{array}{l} A = a + h_t = 0.6 + 0.85 = 1.45 \text{ m} \\ B = a + h_t = 0.55 + 0.85 = 1.40 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow U_C = 5.7 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } N_d = 2.3193 \text{ MN} \leq 0.045 \times 5.7 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 3.63 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée .}$$

Pas de risque de poinçonnement

VI.5.2. Vérification de la contrainte dans le sol

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \sigma_{(max,min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G) \end{array} \right.$$

En utilisant, le programme AUTOCAD, on obtient les caractéristiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 9.13 \text{ m} \\ Y_G = 9.07 \text{ m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} I_{XX} = 9132.01 \text{ m}^4 \\ I_{YY} = 7868.44 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

L'effort normal N et le moment M sont tirés à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS.

◆ Sens x-x

Données :

$$N = 48952.82 \text{ MN}, \quad M_x = 7.0912828 \text{ MN.m}, \quad I_{xg} = 9132.01 \text{ m}^4.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xg}} \times Y_G = \frac{48.95282}{319.57} + \frac{7.0913}{9132.01} \times 9.07 = 0.160 \text{ MPa.} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xg}} \times Y_G = \frac{48.95282}{319.57} - \frac{7.0913}{9132.01} \times 9.07 = 0.146 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\text{On trouve : } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.154 + 0.139}{4} = 0.156 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.175 \text{ MPa.}$$

Donc la contrainte est vérifiée dans **le sens x-x**.

◆ Sens y-y

Données :

$$N = 48.95282 \text{ MN}, \quad M_y = 6.5508538 \text{ MN.m}, \quad I_{yg} = 7868.44 \text{ m}^4.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yg}} \times X_G = \frac{48.95282}{319.57} + \frac{6.551}{7868.44} \times 9.13 = 0.159 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yg}} \times X_G = \frac{48.95282}{319.57} - \frac{6.551}{7868.44} \times 9.13 = 0.146 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\text{On trouve : } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.153 + 0.138}{4} = 0.155 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.175 \text{ MPa.}$$

Donc la contrainte est vérifiée dans **le sens y-y**.

VI.5.3. Vérification de la poussée hydrostatique

On doit vérifier la condition suivante : $N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

f_s : 1,15 (coefficient de sécurité).

γ_w : 10 kN/m³ (Poids volumique de l'eau).

$S_{rad} : 319.57 \text{ m}^2$ (Surface du radier).

$H : 4\text{m}$ (la hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$N=48952.82 \text{ KN} \geq 1,15 \times 4 \times 319.57 \times 10 = 14700.22 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

VI.5.4. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau} (0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4) = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (1)$$

$$V_d = \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2 \times S} \rightarrow V_d = \frac{46555.7 \times 5.4 \times 0.5}{2 \times 319.57} = 196.67 \text{ MN}.$$

$$\text{De (1)} \rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}} = \frac{196.67 \times 10^{-3}}{1 \times 2.5} = 0.079 \text{ m}.$$

Donc on prend : $d = 25 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{196.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.20} = 0.79 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}.$$

VI.5.5. Vérification à la stabilité au renversement

Selon le **RPA (Art 10.1.5)** on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$.

➤ **Sens x-x** : $e = \frac{7091.2828}{46555.7} = 0.152 \text{ m} < \frac{18.50}{4} = 4.625 \text{ m}.$

➤ **Sens y-y** : $e = \frac{6550.8538}{46555.7} = 0.141 \text{ m} < \frac{19.05}{4} = 4.763 \text{ m}.$

La stabilité au renversement est vérifiée dans les deux sens.

VI.6. Ferrailage du radier général

Le radier est une fondation superficielle qui travaille comme un plancher où une dalle plane renversée, et qui se calcule à la flexion simple. On ferraille le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier, on fait le ferrailage pour une bande de 1m.

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 \times G_0,$$

Avec N_u : L'effort normal ultime donné par la structure et G_0 le poids propre du radier.

$$N_u = N_{str} + G_0$$

$$N_{str} = 63317.7634 \text{ KN}.$$

$$G_0 = 25 \times 0.3 \times 319.57 = 2396.78 \text{ KN}.$$

$$N_u = 65717.54 \text{ KN}.$$

$$Q_u = \frac{65717.54}{319.57} = 205.63 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.72 > 0.4 \text{ donc la dalle travail selon les deux sens}.$$

$h_r = 30\text{cm}.$

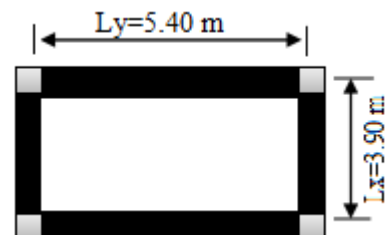


Fig.VI.5 : Panneau de dalle.

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0658 \\ \mu_y = 0.4471 \end{cases} ; \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Qu \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 205.80 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 92.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

* Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

- En travée :

$$\begin{cases} M_{ux} = 0.85 \times M_{0x} = 174.93 \text{ KN.m} \\ M_{uy} = 0.85 \times M_{0y} = 78.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En appuis :

$$\begin{cases} M_{ux} = -0.4 \times M_{0x} = -82.3 \text{ KN.m} \\ M_{uy} = M_{ux} = -82.3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

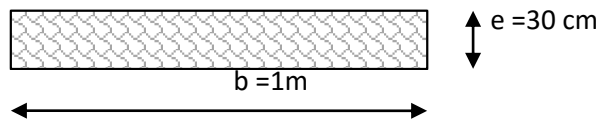


Fig.VI.6 : Section de la dalle pleine a ferrailé

Tab.VI.2 : Calcul du ferrailage de la dalle .

	sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	St (cm)
Travée	//Lx	174.96	0.1976	0.2779	0.222	22.64	2.73	8HA20 =25.13	12.5
	//Ly	78.23	0.0883	0.1158	0.238	9.43	2.4	7HA14 =10.78	14
Appui	//Lx	82.3	0.0929	0.1222	0.238	9.95	2.73	7HA14 =10.78	14
	//Ly	82.3	0.0426	0.0531	0.245	9.95	2.4	7HA14 =10.78	14

Avec : $A_{x_{min}} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e = 2.73 cm^2$, $A_{y_{min}} = 0.0008 \times b \times e = 2.4 cm^2$.

-Vérification des espacements :

*Armature //Lx: St=12.5 cm ≤ min(2h ,25 cm)=25 cm.

*Armature //Ly: St=14 cm ≤ min(2h, 25 cm)=25 cm.

A L'ELU:

-Vérification du cisaillement :

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

$$V_u^x = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 315.22 \text{ KN.}$$

$$V_u^y = \frac{Q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 118.75 \text{ KN.}$$

$$V_{\max} = 315.22 \text{ KN.}$$

$\tau_u = 1.26 \text{ MPa} > \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa}$ Non vérifiée.

Remarque : on augmente la hauteur du radier à $h_r = 35 \text{ cm}$.

A l'ELS :

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0$$

$$Q_s = \frac{49426.4737}{319.57} + 0.3 \times 25 = 162.166 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} \mu_x = 0.0731 \\ \mu_y = 0.5940 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 180.304 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 107.100 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_{sx} = 0.85 \times M_{0x} = 153.26 \text{ KN.m} \\ M_{sy} = 0.85 \times M_{0y} = 91.04 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{sx} = -0.4 \times M_{0x} = -72.12 \text{ KN.m} \\ M_{sy} = -0.4 \times M_{0y} = -72.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-vérification des contraintes :

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$y = 11.73 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$I = 17962.2 \text{ cm}^4$$

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

Tab.VI. 3 : Vérification des contraintes.

	sens	Mser (KN.m)	I*10 ⁻⁴ (m ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	//lx	153.26	17.96	11.73	9.8	15	229.93	201.6	Non Vérifié
	//ly	91.04	9.52	8.36	8.03		311.56		Non Vérifié
Appui	//lx	72.12	9.52	8.36	7.79	15	302.28	201.6	Non Vérifié
	//ly	72.12	9.52	8.36	7.79		302.28		Non Vérifié

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tab.VI.4 Ferrailage du radier à l'ELS.

	sens	M(KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$A_{adop}(cm^2)$	St (cm)
Travée	//Lx	174.96	9.18	186.32	10HA20 =31.42	10
	//Ly	78.23	6.42	172.09	10HA16 =20.11	10
Appui	//Lx	82.3	5.65	187.52	7HA16 =14.07	14
	//Ly	82.3	5.65	187.52	7HA16 =14.07	14

VI.6.1.Schéma de ferrailage

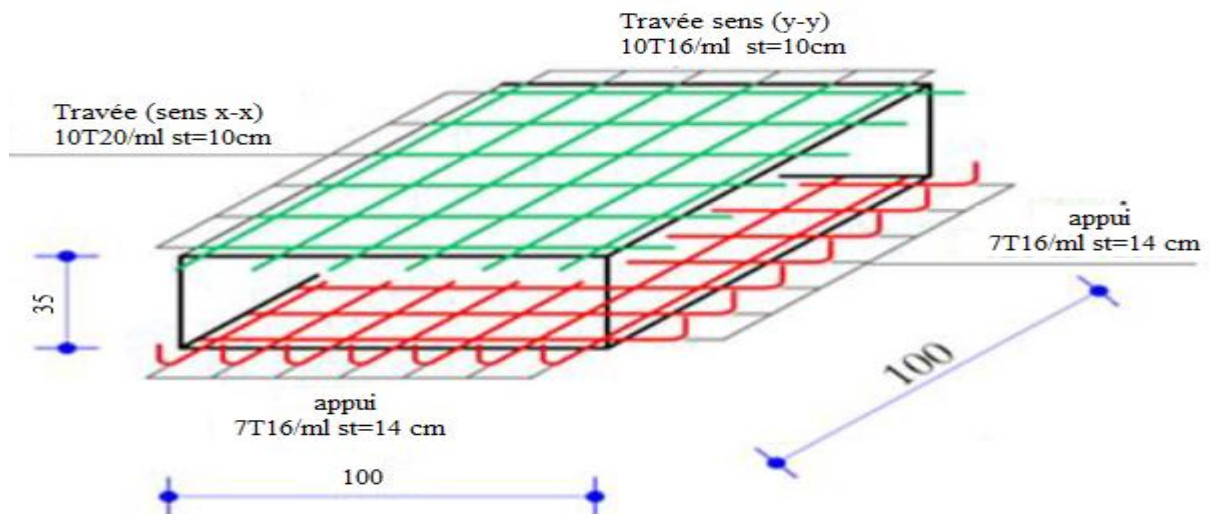


Figure VI.7. Schéma de ferrailage du radier.

VI.7. Etude des nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :

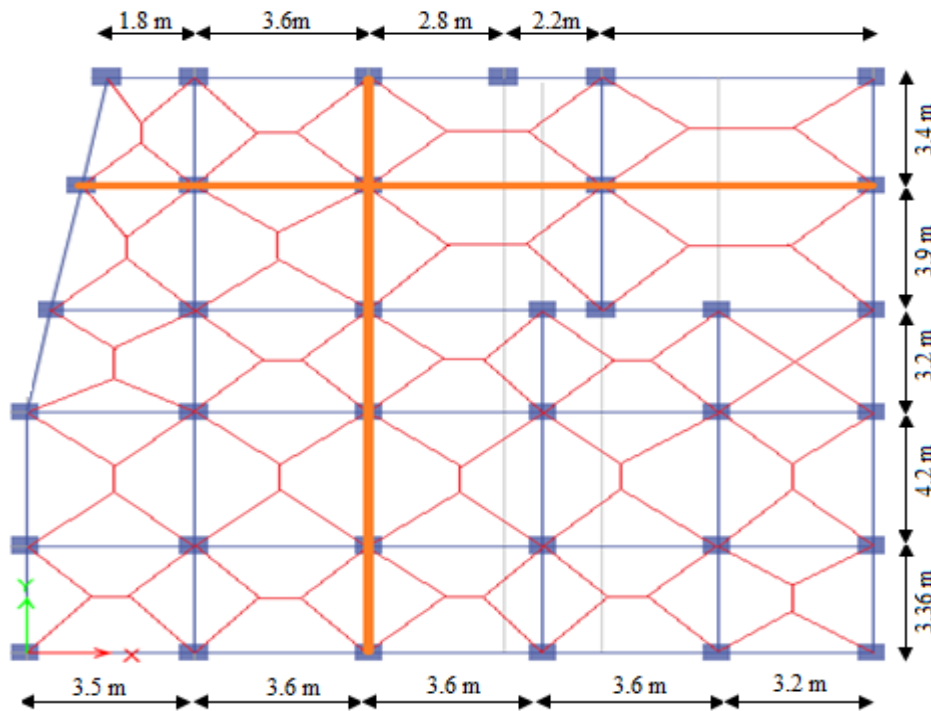


Fig. VI.10 : Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot, Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

VI.7.1. Calcul des charges équivalentes uniformes

P_m : Charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.

P_v : Charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$	$P_m = \frac{2l_x}{3}$
$P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right]$	$P_v = \frac{l_x}{2}$

Avec : $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$, $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$

$q_u = 205.63 \text{ KN/m}^2$, $q_s = 162.167 \text{ KN/m}^2$.

VI.7.2.Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens de calcul, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

➤ Schéma statique équivalent :

-Sens X-X :

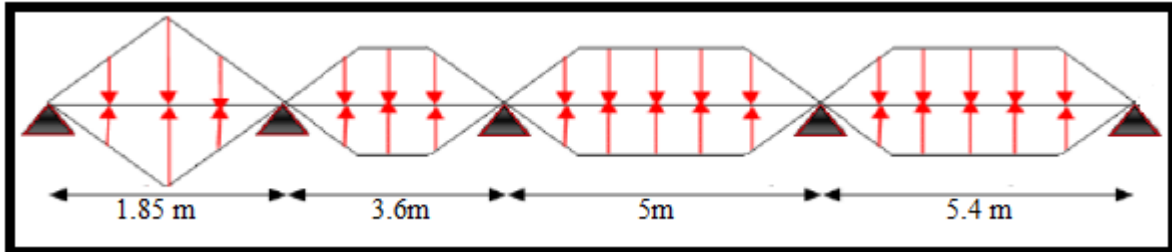


Fig. VI.11 : Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier dans le sens (x-x).

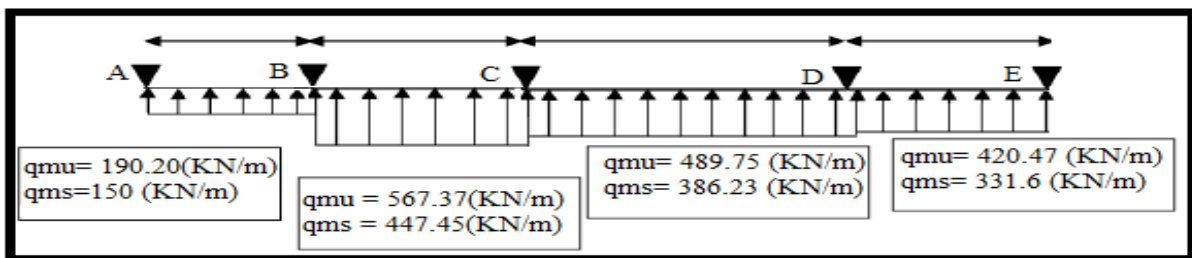


Fig. VI.12 : Schéma statique de la nervure selon (x-x).

-Sens Y-Y :

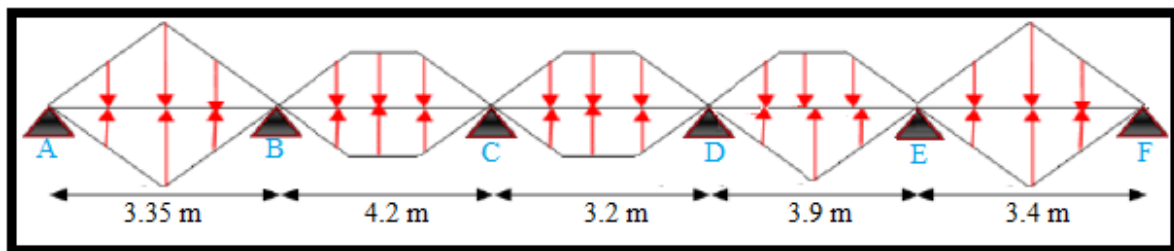


Fig. VI.13 : Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier dans le sens (y-y).

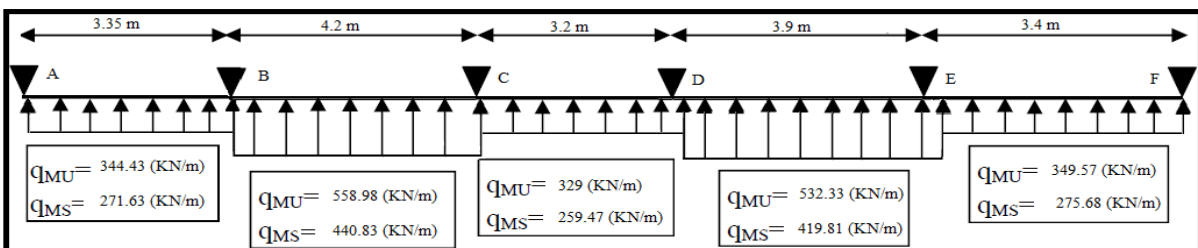


Fig. VI.14 : Schéma statique de la nervure selon (y-y).

Tab.VI.6 : Sollicitations des nervures a l'ELU.

Sens	Travée	L (m)	P _m (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
X-X	AB	1.85	190.20	0	-367.06	0	-1.32	0	909.97
	BC	3.6	567.37	-367.06	-767.74	1.60	-362.66	909.97	1193.41
	CD	5.0	489.75	-767.74	-922.55	2.46	-686.30	1193.41	1255.34
	DE	5.4	420.47	-922.55	0	2.93	-893.18	1255.34	866.67
Y-Y	AB	3.35	344.43	0	-598.80	1.16	-230.15	398.17	1189.98
	BC	4.2	558.98	-598.80	-531.07	2.13	-667.85	1189.98	1157.73
	CD	3.2	329.00	-531.07	-449.20	1.68	68.02	1157.73	500.81
	DE	3.9	532.33	-449.20	-539.64	1.91	-518.18	1014.85	1061.23
	EF	3.4	349.57	-539.64	0	2.21	-760.26	1176.41	899.67

Tab.VI.7 : Sollicitations des nervures al'ELS.

Sens	Travée	L (m)	P _s (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M _t (KN.m)
X-X	AB	1.85	150.00	0	-289.48	0	-1.05
	BC	3.6	447.45	-289.48	-605.46	1.60	-286.01
	CD	5.0	386.23	-605.46	-962.88	2.46	-429.42
	DE	5.4	331.6	-962.88	0	2.93	-1095.9
Y-Y	AB	3.35	271.63	0	-472.24	1.16	-181.51
	BC	4.2	440.83	-472.24	-418.82	2.13	-526.68
	CD	3.2	259.47	-418.82	-354.25	1.68	53.63
	DE	3.9	419.81	-354.25	-425.58	1.91	-408.65
	EF	3.4	275.68	-425.58	0	2.21	-412.49

VI.7.3 Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple

Détermination de la largeur b :

-Sens x-x :

On a: h_t=85 cm; h_r=30 cm

b=50 cm; d= 80 cm; d'=5cm.

$$\frac{b_1+b}{2} \leq \min\left(\frac{L_y^{min}}{10}; \frac{L_x}{2}\right) = \min\left(\frac{320}{10}; \frac{540}{2}\right) \text{ (CBA.Art 4.1.3)}$$

$$\frac{b_1+0.5}{2} \leq 0.32 \text{ m} \rightarrow b_1 \leq 1.28 \text{ m.}$$

b=1.3m.

-Sens y-y :

$$\frac{b_1+b}{2} \leq \min\left(\frac{320}{10}; \frac{420}{2}\right) = 32 \text{ cm.}$$

b=1.3m.

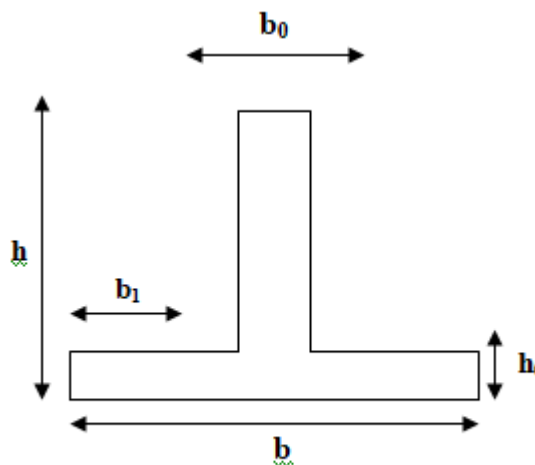


Fig. VI .13 : Section à ferrailer.

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tab.VI.8 : Résumé du ferrailage de la nervure sens x-x.

Sens	Localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Adoptée} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	893.18	33.42	12.56	35.92	5HA20+5H25
	Appui	922.55	37.46	12.56	37.70	12H20

Tab.VI.9 : Résumé du ferrailage de la nervure sens y-y.

Sens	Localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Adoptée} (cm ²)	Choix
Y-Y	Travée	526.68	28.27	12.56	31.42	10HA20
	Appui	472.24	23.17	12.56	25.13	8HA20

• Vérifications :

A l'ELU :

• Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.10 .Vérification de l'effort tranchant.

Sens	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
Sens X-X	1255.34	1.21	2.5	Vérifiée
Sens Y-Y	1189.98	1.14	2.5	Vérifiée

A l'ELS :

• État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• 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.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
X- X	travée	1095.9	21.93	2273923	10.57	15	419.74	201.63
	appui	962.88	22.39	2363124	9.12	15	352.10	201.63
Y- Y	travée	962.88	20.73	2041674	5.35	15	229.34	201.63
	appui	526.68	18.83	1699776	5.23	15	254.90	201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab.VI.12 : Résumé des résultats (Ferrailage et vérification des contraintes).

Localisation		Choix par (ml)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
X- X	travée	10HA32	80.09	30.31	4172894	7.96	195.76
	appui	5HA32+7HA25	74.57	29.48	3965050	7.16	18.01
Y- Y	travée	12HA20	37.7	22.39	2363234	4.99	192.59
	appui	10HA20+2HA16	35.44	21.81	2249599	4.58	183.22

• **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{tmin}; \frac{hr}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(1.6; \frac{85}{35}; \frac{50}{10}\right) = 16\text{ mm.}$$

Soit $\phi_t=12$ mm.

• **Les armatures de peau :**

Vu la hauteur importante des nervures, il est indispensable de mettre des armatures de peau afin d'éliminer tous risques de fissuration du béton.

$$A_p=0.2\%(b \times h)=0.002(50 \times 85)=8.5\text{ cm}^2.$$

On opte pour 4HA20= 12.57 cm², soit 2HA20/face.

• **Espacement des aciers transversaux :**

Soit 5HA12=5.65 cm² (cadre entourant les barres des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle).

BAEL91: $S_t \leq \min(0.9d ; 30\text{cm})$

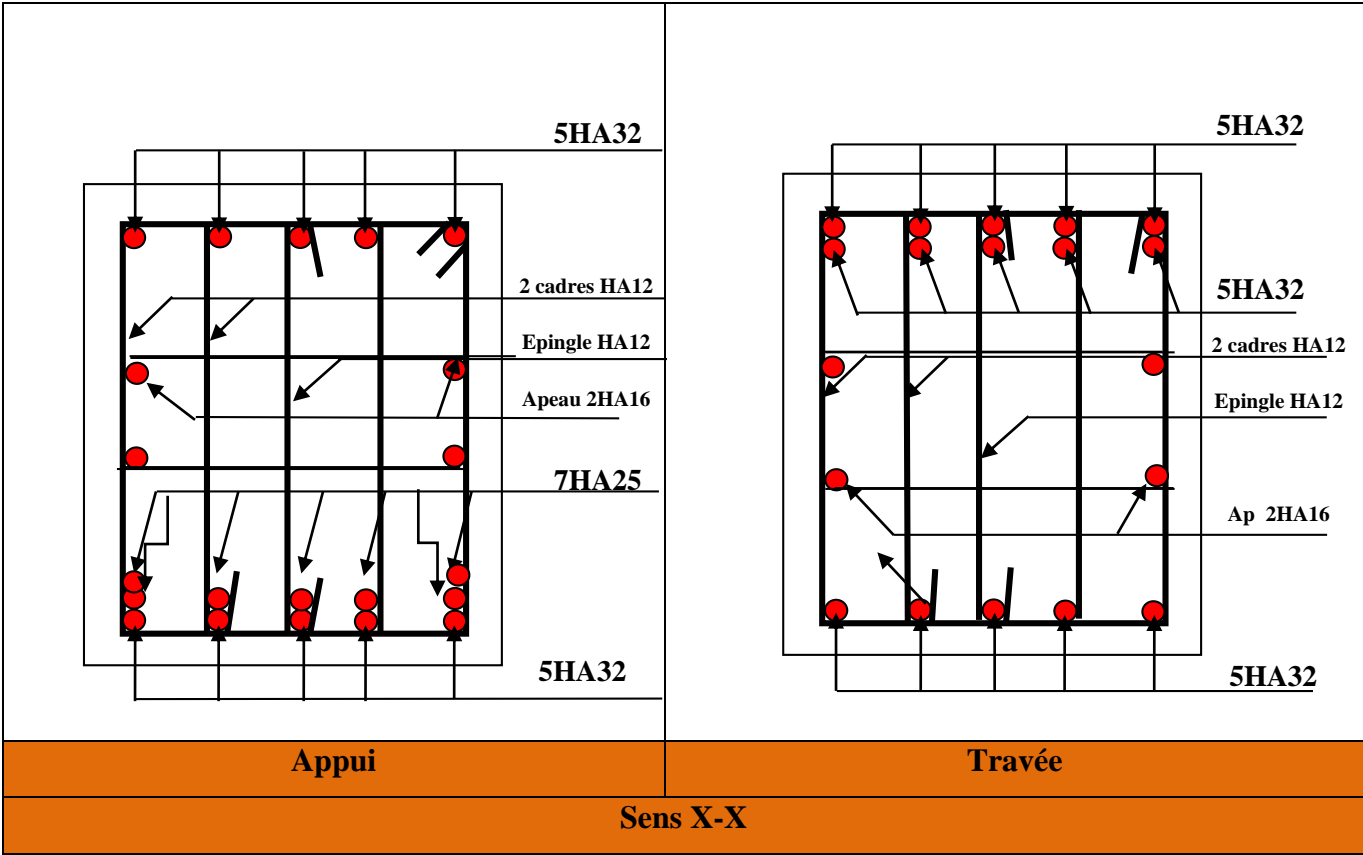
$$1). S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0.765 ; 40)\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm.}$$

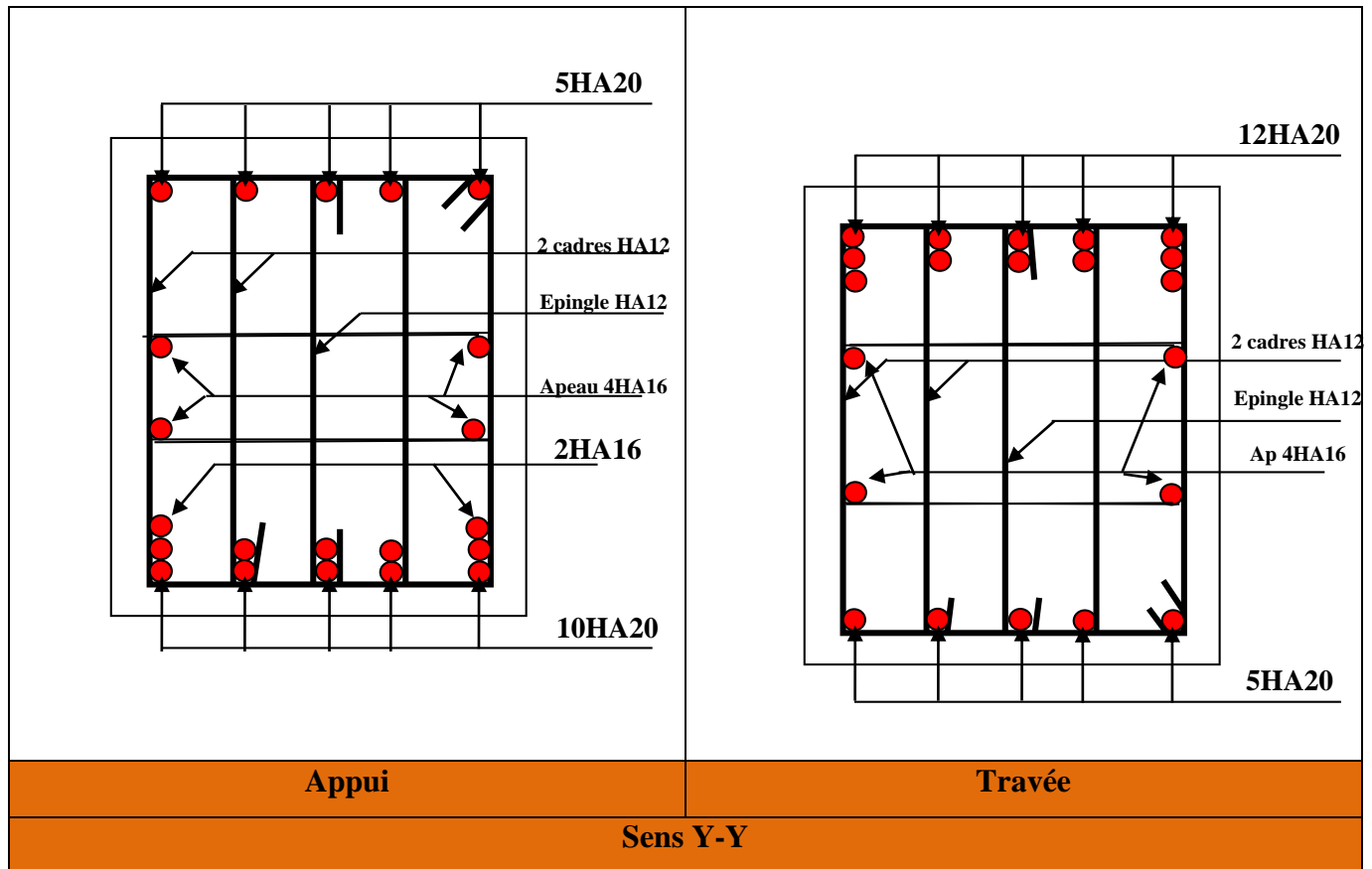
$$2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.60} = 65\text{cm.}$$

$$3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_o [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.8 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.60 [2.34 - 0.3 \times 2.1]} = 12.25\text{cm}$$

Soit $S_t = 10\text{ cm}$

- Schémas de ferrailage des nervures :





VI.8. Etude du voile périphérique

VI.8.1. Introduction

Selon le RPA 99/2003, les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.8.2. Caractéristiques des voiles

Le panneau le plus sollicité du voile périphérique :

- Hauteur : $h = 3.60$ m.
- Langueur : $L = 5.40$ m.
- Epaisseur : $e = 15$ cm.

VI.8.3. Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique : $\gamma_h = 18 \text{KN/m}^3$
- L'angle de frottement : $\varphi 30^\circ$

-La cohésion : $c=0$.

Remarque : pour le cas le plus défavorable on prend $C=0$

VI.8.4.Évaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique et soumis à :

- **La poussée des terres :** $G = h \times (\gamma \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times tg(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$

$$G = 3.6 \times (18 \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}) - 2 \times 0 \times tg(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2})) = 16.82 \text{ KN/m}^2$$

- **Surcharge accidentelle :**

On a $q = 10 \text{ KN/m}^2$.

$$\Rightarrow Q = q \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$\Rightarrow Q = 2.6 \text{ KN/m}^2$$

VI.8.5.Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

$$\text{A L'ELU : } \begin{cases} \sigma_{max} = 1.5Q + 1.35G = 26.61 \text{ kn/m}^2 \\ \sigma_{min} = 1.5Q = 3.9 \text{ kn/m}^2 \end{cases}$$

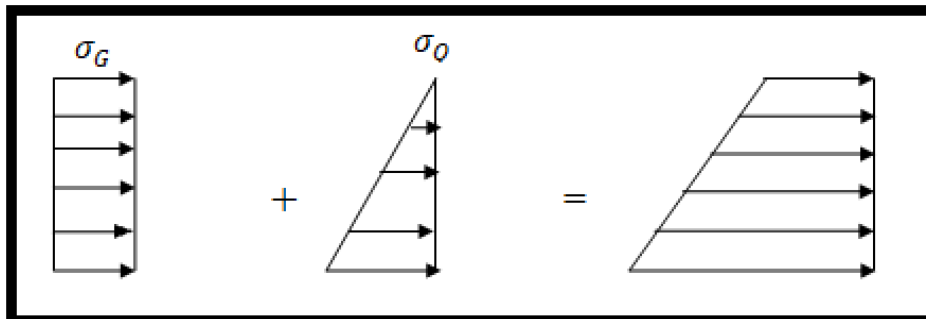


Fig.Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..1 : Répartition des contraintes sur le voile.

$$\text{A L'ELU : } \begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 20.93 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 20.93 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.60 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 5.40 \text{ m} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad e = 15 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.667 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u \Rightarrow \rho = 0.50 \rightarrow \text{ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0.0723 \\ \mu_y = 0.3895 \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 19.61KN.m$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.64KN.m$

En travée : $\begin{cases} \text{Sens x - x} : M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = 16.67 KN.m \\ \text{Sens y - y} : M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = 6.50 KN.m \end{cases}$

En appui : $\begin{cases} \text{Sens x - x} : M_{ax} = -0.5 \times M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = -9.81 KN.m \\ \text{Sens y - y} : M_{ay} = -0.5 \times M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = -3.82 KN.m \end{cases}$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec $A_{min} = 0.1\% b \times h$ condition exigée par le RPA.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tab.VI.13 : Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_a^{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	St(cm)
Travée	x-x	16.67	0.069	0.090	0.125	3.825	1.5	5HA12 =5.65	20
	y-y	6.50	0.027	0.034	0.128	1.456	1.5	4HA10 =3.14	25
Appui		9.81	0.041	0.052	0.127	2.215	1.5	5HA10 =4.52	20

• Espacement des armatures :

Armatures // L_x : $S_t \leq \min(2e, 25\text{ cm}) = 20\text{cm}$.

Armatures // L_y : $S_t \leq \min(2e, 25\text{ cm}) = 25\text{cm}$.

Armatures en appuis: $S_t \leq \min(4e, 45\text{ cm}) = 20\text{cm}$.

• Vérification à l'effort tranchant :

$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{20.63 \times 3.6}{2} \times \frac{5.4^4}{5.3^4 + 3.6^4} = 31.01\text{ KN}$.

$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{20.63 \times 5.4}{2} \times \frac{5.4^4}{5.3^4 + 3.6^4} = 46.51\text{ KN}$.

$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25\text{MPa}$; $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{46.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.36\text{ MPa}$.

$\tau_u = 0.36\text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \Rightarrow$ Donc pas de risque de cisaillement.

A L'ELS : $\begin{cases} \sigma_{max} = Q + G = 19.42\text{ kn/m}^2 \\ \sigma_{max} = Q = 2.6\text{ kn/m}^2 \end{cases}$

$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} \times \sigma_{min}}{4} = 15.22\text{ KN/m}^2 \Leftrightarrow q_s = \sigma_{moy} = 15.22\text{ KN/m}^2$

$\rho = 0.65 \rightarrow \text{ELS} : \begin{cases} \mu_x = 0.0780 \\ \mu_y = 0.5469 \end{cases}$

Sens x-x : $M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 15.39KN.m$

Sens y-y : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 8.42KN.m$

• En travée

Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 13.08 \text{KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 7.16 \text{KN.m}$

• En appui :

Sens x-x' : $M_a^x = -0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = -7.69 \text{KN.m}$

Sens y-y' : $M_a^y = -0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = -4.21 \text{KN.m}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab.VI.14 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	13.08	3.92	8995.21	5.70	15	197.96	201.63
	Appui	-7.69	3.37	6742.59	3.84	15	164.81	201.63
Y-Y	Travée	7.16	3.06	5608.74	3.90	15	190.13	201.63
	Appui	-4.21	3.37	6742.59	2.10	15	90.63	201.63

VI.8.6.Schéma de ferrailage du voile périphérique :

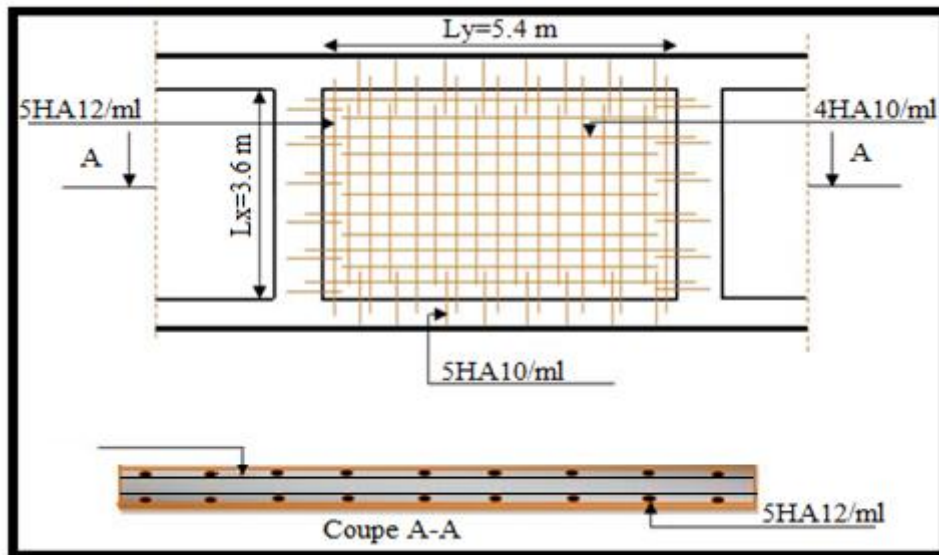


Fig.VI.17 : schéma de ferrailage du voile périphérique.

VI.9.CONCLUSION

Après avoir fait toutes les vérifications nécessaires concernant ce chapitre, nous avons constaté que le radier est le choix qui correspond à notre structure afin de transmettre les charges de la superstructure vers le sol et cela a pour but d'éviter le chevauchement et vu la fragilité de la contrainte admissible du sol. Et parmi ces avantages :

- Les surfaces importantes des semelles, ce qui conduit à minimiser les forces de pression apporté par la structure.
- La facilité de réalisation.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion

CONCLUSION GENERAL

La réalisation de cette étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des contraintes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Ce modeste travail nous a permis de nous familiariser avec le logiciel de calcul ETABS V16 et les divers règlements et codes qui régissent le calcul des structures tel que le CBA93 et le BAEL99. Et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

Le dimensionnement d'une structure commence par la définition des objectifs de comportement qui sont concrétisés par les différentes hypothèses de calculs et application des règlements en vigueur.

Le pré-dimensionnement des éléments de la structure en utilisant les données disponibles nous permet de donner une idée générale sur les dimensions des éléments, et l'évaluation des charges en appliquant les prescriptions des documents technique réglementaire et des différents règlements qui régissent le bâtiment.

L'étude préalable d'un bâtiment ne peut s'effectuer d'une manière complète sans passer par une étude détaillée des différents éléments, dans le chapitre trois le calcul des éléments du bâtiment nous a donné les dimensions et les sections d'armature correspondante à chaque élément.

L'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un contreventement mixte voiles-portiques avec justification d'interaction, la disposition adéquate a donné une disposition des voiles dans les deux sens (XX) et (YY), les vérifications de l'interaction verticale nous a donné que les voiles reprennent moins de 20% et les portiques reprennent plus de 80% de la charge verticale à chaque niveau et pour l'interaction horizontale les voiles et les portiques travaillent conjointement les voiles reprennent moins de 75% et les portiques plus de 25% de la charge horizontale dans les deux directions orthogonales.

Conclusion

La modélisation doit, autant que possible, englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.

Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économiques et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le cout du projet.

L'existence des voiles dans la structure tout en respectant l'aspect architectural à permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

Pendant l'étude de l'infrastructure, le radier est le type de fondation choisi, vu les capacités portantes et la contrainte admissible du sol, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Au terme de ce modeste travail, cette expérience nous a permis de mettre en pratiques nos connaissances théoriques accises durant notre formation.

Bibliographie

Bibliographie

- **R.P.A 99/ version2003** (Règles Parasismiques Algériennes, 1999/ver2003)
- **BAEL91 modifié 99 et DTU associés.** (deuxième édition 2000, deuxième tirage 2002) ; Paris Jean-Pierre Mougins, BETON armé.
- **C.B.A93** (Code du béton armé, 1993).
- **DTR B.C.2.2** (Charges permanentes et surcharges d'exploitation.).
- **DTR B.C.2.33.1** (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992).

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

- ETABS V16.
- AutoCAD 2016.
- Socotec .
- Outil de saisie Word 2013.
- Outil de saisie Excel 2013.

Annexes

ANNEXE 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEXE 2

Valeurs de MI ($M2$) pour $\rho = 1$

U/lx		0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
V/ly		0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059	
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058	
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057	
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056	
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053	
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049	
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047	
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044	
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04	
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03	

NOTE : Pour avoir les valeurs de $M2$; il suffit de permuter U et V

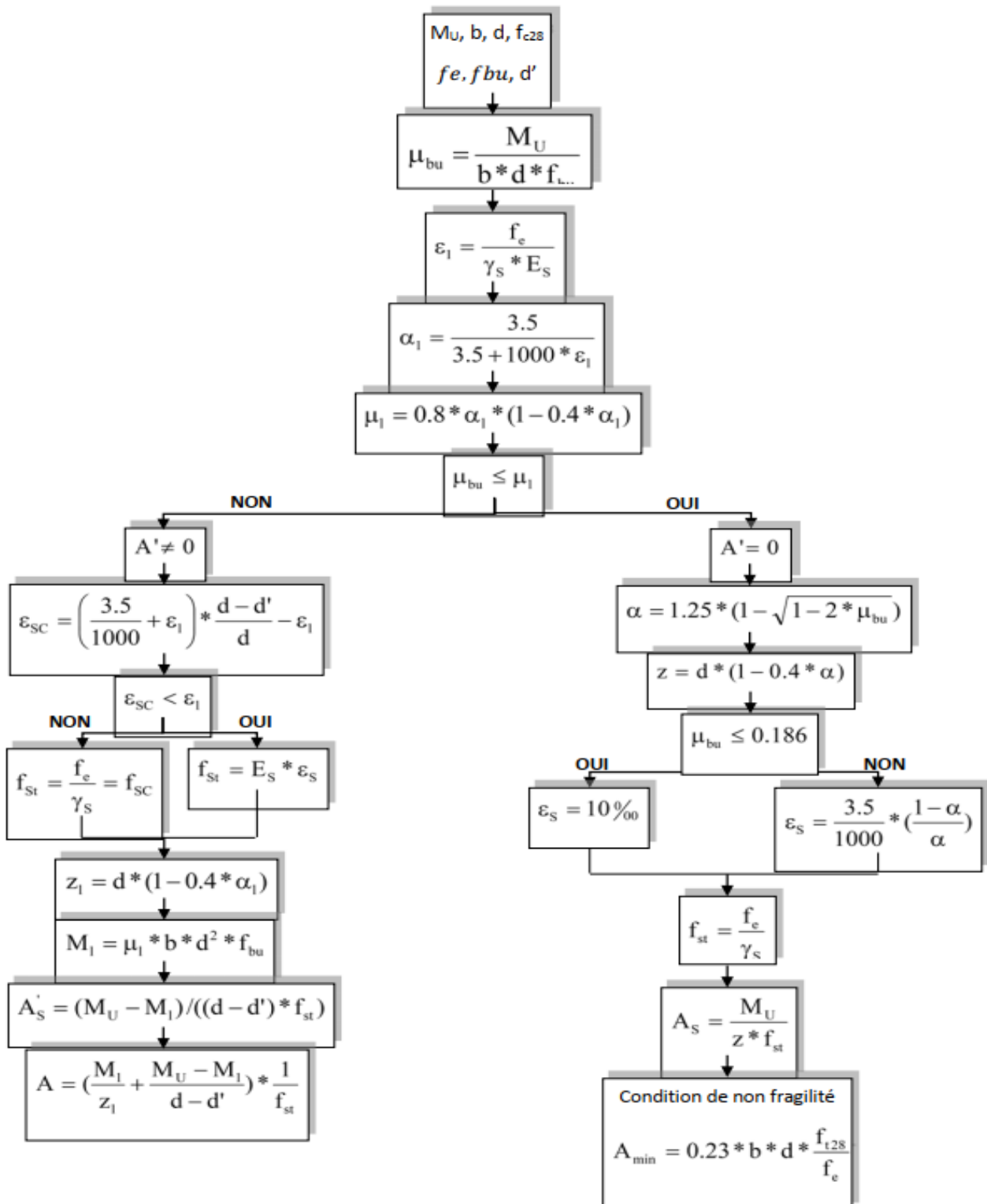
ANNEXE 3

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

ANNEXE 4



Flexion simple : Section rectangulaire (Calcul à l'ELU).

6. CALCUL DE FONDATION

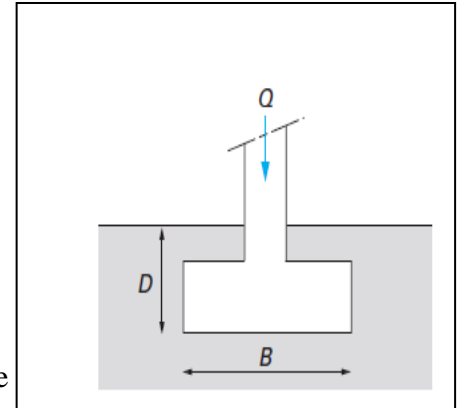
Calcul de la contrainte admissible à partir des essais de laboratoire

$$Q_{adm} = \gamma_2 D + 1/F (q_l - \gamma_1 D)$$

$$Q_l = 0.5 S_\gamma \gamma_1 B N_\gamma + S_q \gamma_2 D N_q + S_c C N_c$$

$$Q_{adm} = \gamma_2 D + 1/F [0,5 \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D (N_q - 1) + C N_c]$$

Avec **Fs** = coefficient de sécurité pris égal à **3**.



La contrainte de rupture est calculée par la formule suivante

γ_1 : Poids volumique du sol sous la base de la fondation.

γ_2 : Poids volumique du sol latéralement à la fondation.

C : Cohésion du sol

D : Profondeur d'encastrement de la semelle.

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle

qu: La contrainte ultime

S γ , S q , S c facteurs dépendant de la forme géométrique de la semelle

N γ , N q , N c coefficients de portance dépendant de l'angle de frottement interne

- Hypothèses de calcul

Les résultats de calcul sont insérés dans le tableau suivant :

D(m)	B(m)	L(m)	$\gamma_1(\text{t/m}^3)$	$\gamma_2(\text{t/m}^3)$	N_γ	N_q	N_c	φ°	Cuu (bars)	Q_{adm} (bars)
4	15	30	01	01	0,19	1,88	7,16	7	0,30	1.79

Ces sols peuvent développer une contrainte admissible de l'ordre de **1.75 Bars** pour des fondations superficielles de type radier ancrées à **4.00m** de profondeur.

8. CONCLUSION

Le site destiné pour la réalisation de 142 logements promotionnels en R+11(Blocs 01 et 02), R+10 (Bloc 05), R+08 (Bloc 04) et R+07(Bloc 03) avec commerces et services + sous-sol aménagé en parking est situé sur un terrain relativement plat au lieu-dit Lota section N°17 Ilot N°129à EL KSEUR (w) BEJAIA

Il est limité au Nord par l'Ilot 127 avec des construction en (R+8), au Sud par la voie menant vers la promotion immobiliere et stade à l'Est par l'Ilot 159 avec une construction en (R+3) et l'Ilot 173 terrain vierge et à l'Ouest par la voie menant vers la RN 12.

Le site est constitué par une couche de remblais, des argiles limono sableuses beiges, des argiles marneuses limono-sableuses grisatres avec passages graveleux par endroits.

En se basant sur la nature du sous-sol, les caractéristiques géotechniques ainsi que les résultats des essais pénétrométriques, nous vous recommandons des fondations superficielles de type radier ancrées à 4m de profondeur avec une contrainte admissible de l'ordre de 1.75 bars.

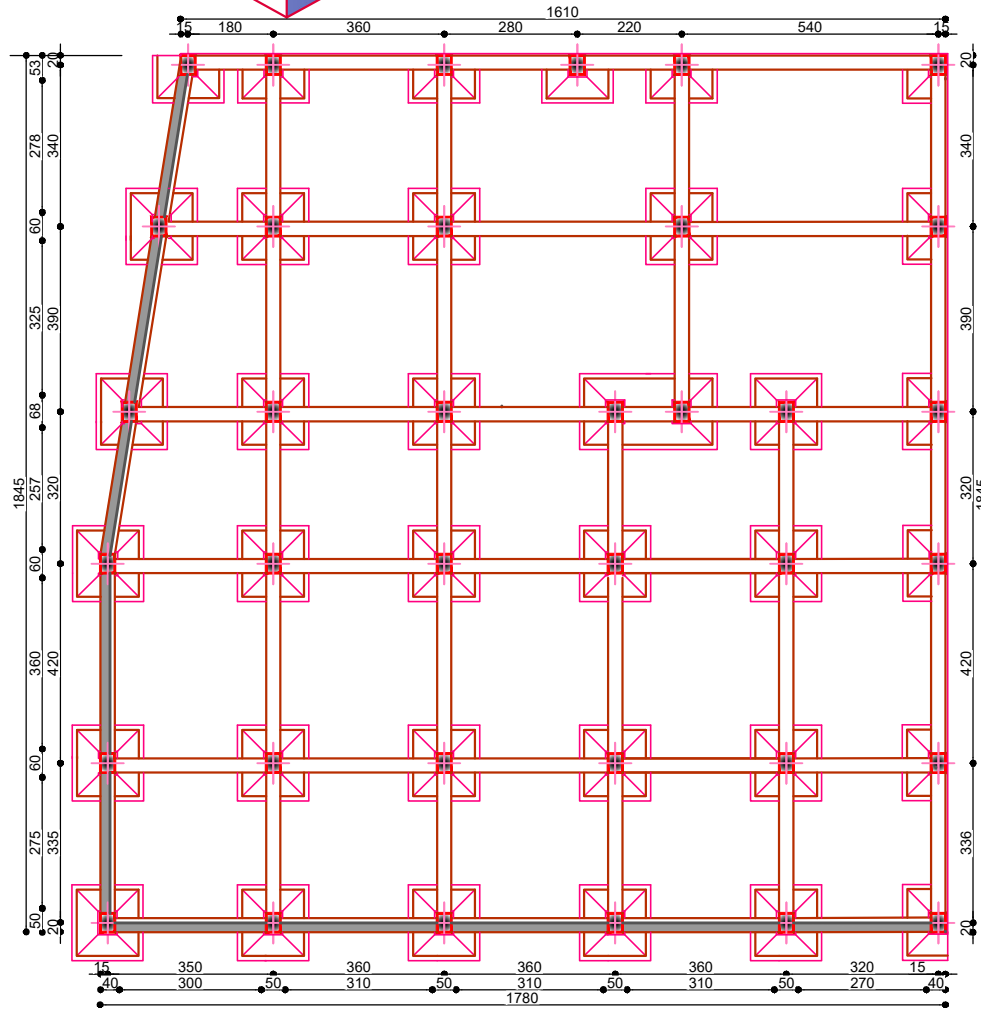
Le site est situé sur un terrain relativement plat et stable sauf qu'il y'a lieu :

- De réaliser un drainage efficace des eaux pluviales et des eaux souterraines.
- De prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés de l'infrastructure.

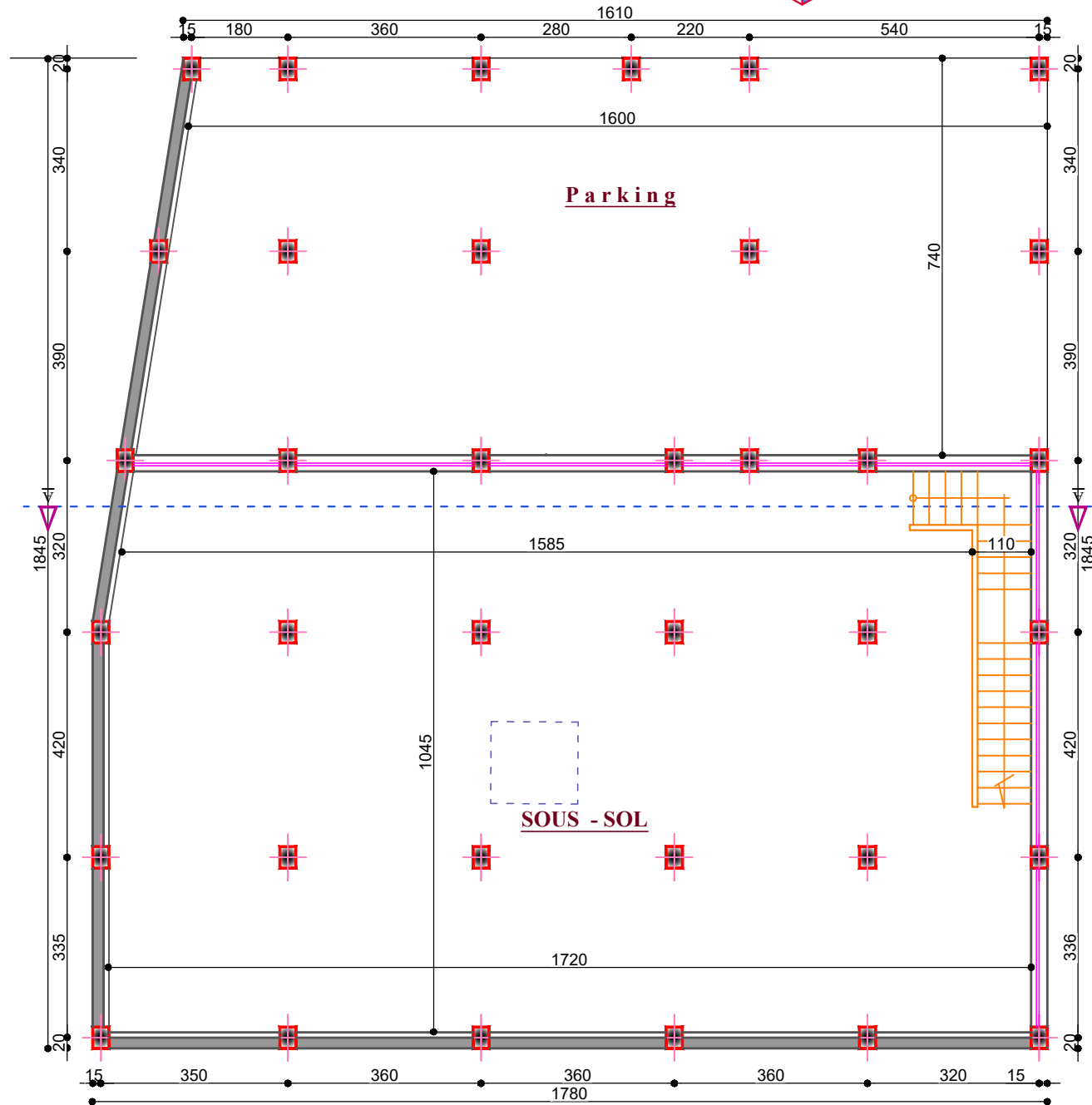
Les analyses chimiques indiquent que ces sols ne présentent aucune agressivité pour les bétons hydrauliques de l'infrastructure.

LE DIRECTEUR

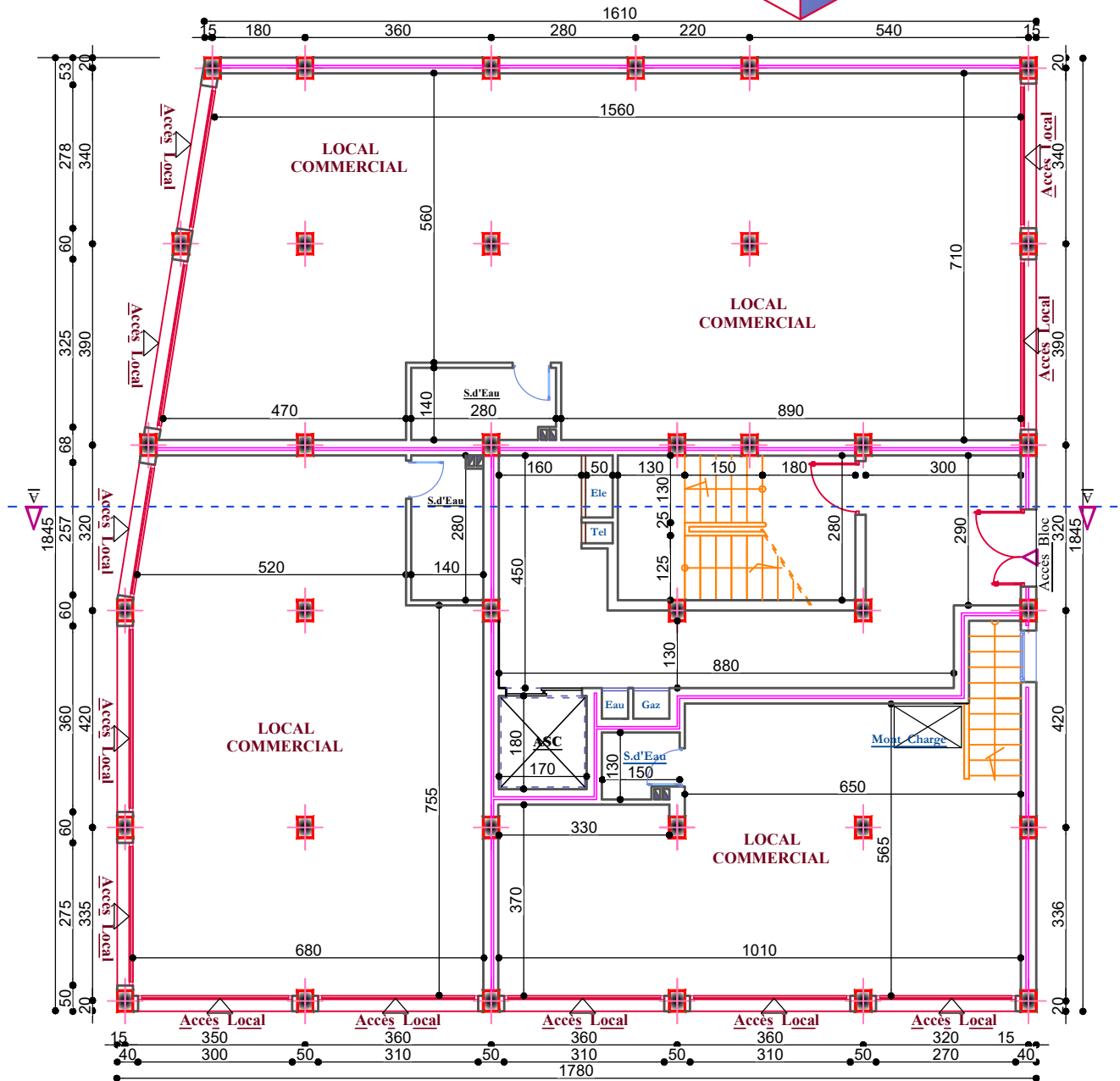
PLAN Fondations Ech:1/100



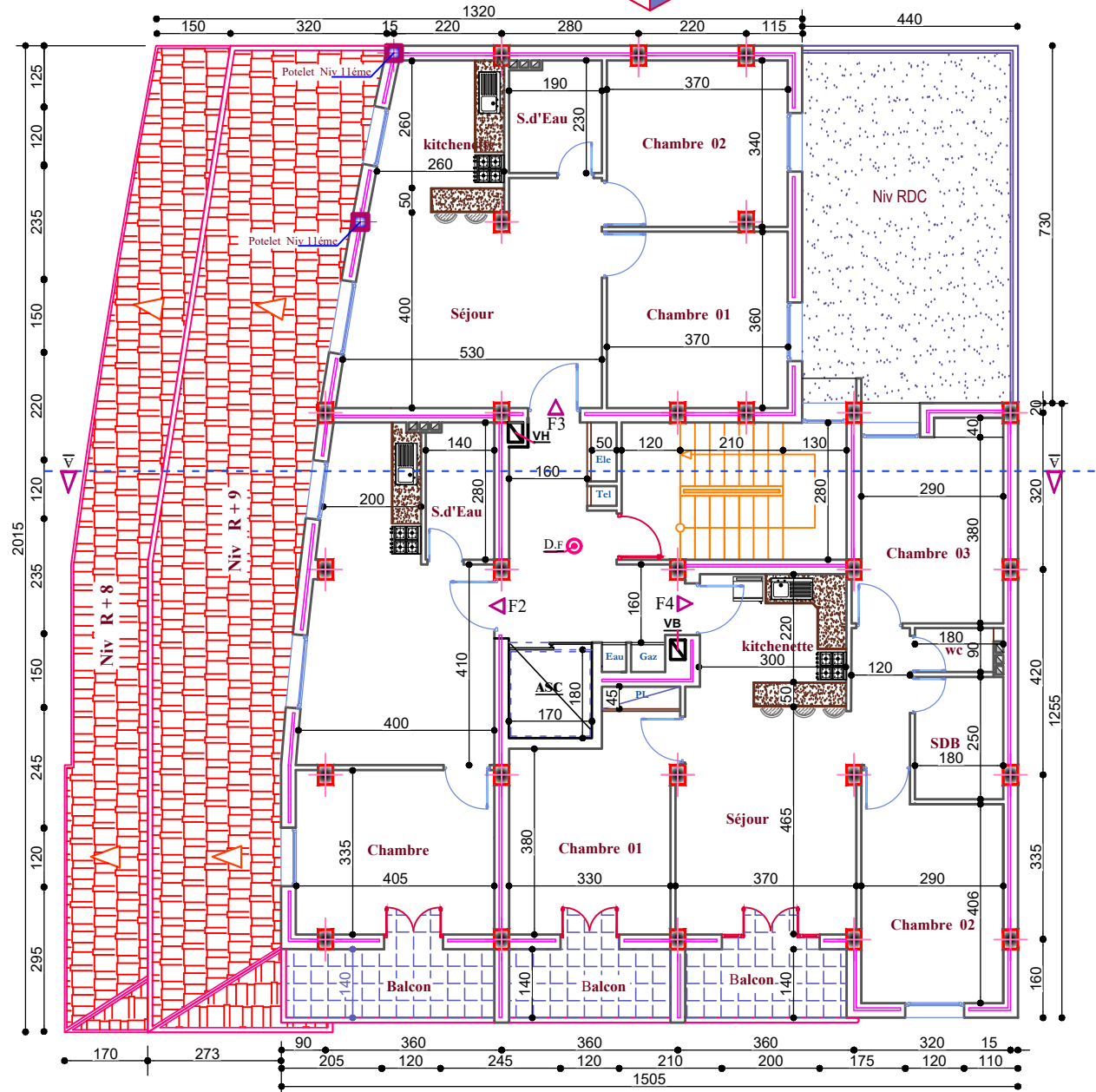
PLAN Sous-Sol Ech:1/100



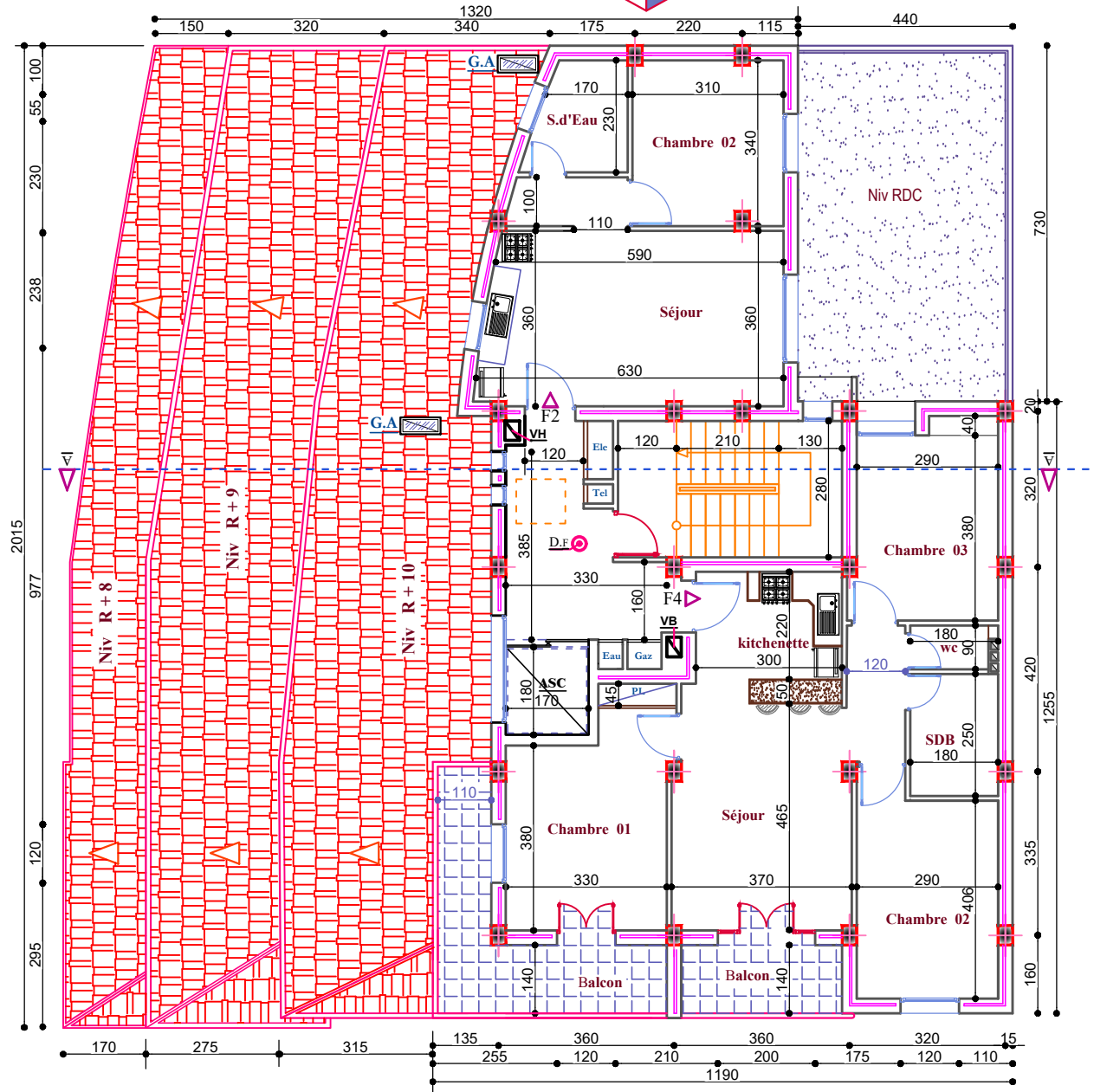
Plan R.D.C Ech:1/100



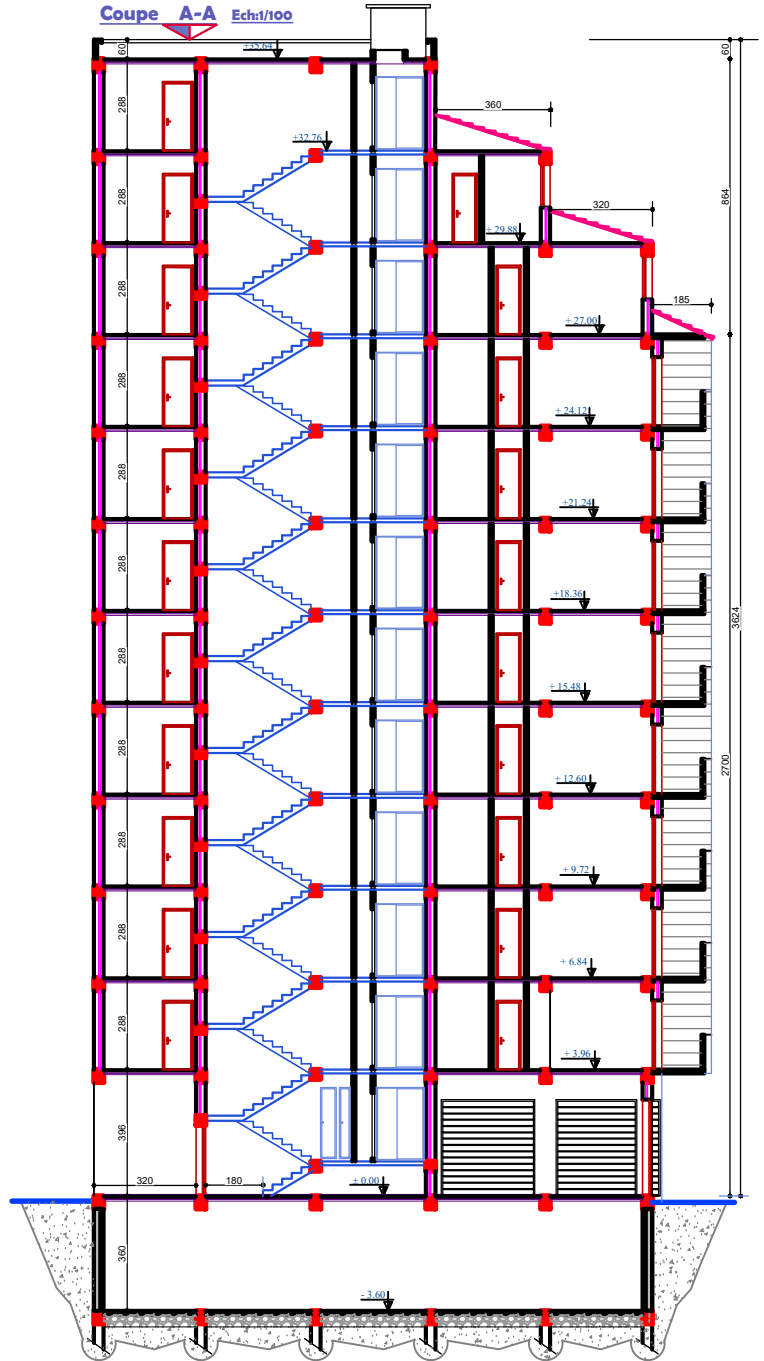
Plan Etage 10 Ech:1/100



Plan Etage 11 Ech:1/100



Coupe A-A Ech:1/100



Façade Ouest Ech: 1/100



