

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

Mémoire de fin d'études

En Vue de l'obtention du Diplôme de Master en génie civil
Option : Structures

Thème :

**Etude d'un bâtiment (RDC+9) à usage multiple contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

M^r. AREZKI SALIM
M^{elle}. MEDJEKOUNE CELINA

Encadrante :

M^{me}. OUARI NADIA

Jury:

M^r. HADDI
M^{me}. BOUSSAA

Promotion 2022-2023

Remerciements

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tous le parcours des études.

Sans oublier notre promotrice Madame OUARI NADIA de nous avoir aidée et encadré.

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre ami et promoteur TAIBI ABDELGHANI Et ses collègues SALIMI LYDIA et ABDERAHMANE de nous avoir bien accueillies et guidé lors de notre période de stage.

Nous tenons également à remercier les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

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

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*Au pilier de ma vie, celle qui m'a toujours soutenue et à veiller sur mon bonheur et ma joie qui éclaire mes jours et me donne l'espoir, le courage, la force et la volonté qui a tout donnée pour mon éducation ma chère **mère**, je t'aime maman <3*

*A ma très chère sœur « **Hanifa** » qui n'a pas cessée de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Je t'aime.*

*A mes deux petits bébés d'amour « **Rachid** et **Tahar** », je vous aime plus que tout, et je vous souhaite beaucoup de bonheur et un avenir meilleur.*

*A mes chères « **Rezak**, **Dehia**, **Cylia**, **chips** »*

*Et sans oublier mon binôme « **Salim** » à qui je dis merci pour tout le sérieux et la patience au cours de ces mois.*

M.CELINA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À mes très chers parents qui ont été toujours présent à mes côtés pour m'encourager et soutenir. vos prières et votre bénédiction m'ont été d'un grand secours tout au long de ma vie

À mon chère et unique frère « LYES AMINE 10 », que dieu le protège.

À mes amis en particulier LahhhBab « sofiane , lounix, lounas et mahmoud »

À toute ma famille sans exception.

Et sans oublier ma binôme « Céline » à qui je dis merci pour tout le sérieux et la patience au cours de ces mois.

A.SALIM

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1) Introduction.....	01
I.2) Présentation de projet.....	01
I.3) Implantations de l'ouvrage.....	01
I.4) Caractéristiques géométriques.....	01
I.5) Caractéristiques géotechniques du site.....	01
I.6) Description structurale.....	01
I.7) Choix de contreventement.....	02
I.8) Les règlements et normes utilisés	03
I.9) Caractéristiques mécaniques des matériaux	03

Chapitre II : Pré Dimensionnement Des Eléments

II.1) Introduction.....	07
II.2) Pré dimensionnement des éléments	07
II.2.1) Les planchers.....	07
II.2.1.1) Planchers à corps creux	07
II.2.1.2) Planchers à dalle pleine.....	09
II.2.2) les poutres.....	09
II.2.2.1) les poutres principales.....	10
II.2.2.2) les poutres secondaires.....	10
II.2.3) les poteaux	11
II.2.4) Les voiles.....	11
II.2.5) les escaliers.....	11
II.2.6) L'acrotère.....	13
II.2.7) Evaluation des charges et surcharges.....	13
II.2.8) descente de charges.....	15
II.2.9) Des vérifications pour le poteau le plus sollicité.....	20
II.3) Conclusion.....	22

Chapitre III : Calcule des éléments secondaires

Introduction	
III.1) Etude des planchers a corps creux.....	23
III.1.1) Etude des poutrelles.....	23
III.1.2) Ferrailage de la dalle de compression.....	32
III.2) Etude des dalles pleines.....	33
III.3) Etude des escaliers.....	35
III.4) Etude de la poutre palière.....	41
III.5) Etude des poutres de chainages.....	44
III.6) Calcul de l'acrotère	46

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1) Introduction	48
IV.2) Modélisation	48
IV.3) Méthodes de calcul	48
IV.3.1) Méthode statique équivalente	48
IV.3.2) Méthode d'analyse dynamique	51
IV.3.3) Par Accélérogrammes	53
IV.4) Etude thermique	53
IV.5) Analyse dynamique	54
IV.5.1) disposition des voiles.....	55
IV.5.2) Interaction voiles-portique	57
IV.5.3) Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003.....	61
IV.6) Vérification de la stabilité au renversement	62
IV.7) conclusion	62

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

Introduction :

V.1) Etude des poteaux	63
V.2) Etude des poutres.....	70
V.3) Ferrailage des voiles	79

Chapitre VI : Calcul de la superstructure

VI.1) Introduction	87
VI.2) Choix du type de fondation.....	87
VI.2.1) Semelle isolée	87
VI.2.2) Semelles filantes	87
VI.2.3) Radier général	88
VI.2.3.1) Définition	88
VI.2.3.2) Pré dimensionnement	88
VI.2.3.3) Ferrailage du radier	91
VI.2.3.4) Etude des nervures.....	94
VI.3) Étude de mur adossé.....	99

Conclusion générale

Bibliographie.

Annexes.

Plans

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : vue en plan.....	3
Figure I.2 : vue en élévation.....	3
Figure II.1 : Plancher à corps creux.....	7
Figure II.2 : Plans de disposition des poutrelles et dalle pleine.....	8
Figure II.3 : Schéma de la poutrelle.....	8
Figure II.4 : dalle sur quatre appuis.....	9
Figure II.5 : dalle sur quatre appuis.....	9
Figure II.6 : Coupe longitudinale d'un poteau.....	11
Figure II.7 : Coupe transversale	11
Figure II.8 : coupe transversale d'un voile.....	11
Figure II.9 : Détail d'un escalier.....	12
Figure II.10 : schémas représentatif de l'acrotère.....	13
Figure III.1 : Schéma statique de la poutrelle type 1.....	24
Figure III.2 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	32
Figure III.3 : Schéma de la dalle type (01).....	33
Figure III.4 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine type1.....	35
Figure III.5 : Schémas statique de l'escalier (1).....	35
Figure III.6 : Section à ferrailer.....	36
Figure III.7 : schema de ferrailage de l'escalier type1.....	39
Figure III.8 :schéma statique de l'escalier type2.....	39
Figure III.9 : schemas de ferrailage de l'escalier type 2.....	41
Figure III.10 : Schéma statique de la poutre palière.	41
Figure III.11 : Section d'armatures.....	42
Figure III.12 : Schéma de ferrailage en travée.....	44
Figure III.13 : Schéma de ferrailage en appui.....	44
Figure III.14 : Schémas de ferrailage des poutres de chainage.....	46
Figure III.15 : Schéma statique de l'acrotère.....	46
Figure III.16 : Schéma de ferrailage l'acrotère.....	47
Figure IV.1 : Spectre de réponse.....	52
Figure IV.2 : disposition des voiles.....	55
Figure IV.3 : 1 ^{er} mode de vibration.....	56
Figure IV.4 : 2 ^{ème} mode de vibration	57
Figure IV.5 : 3 ^{ème} mode de vibration.....	57
Figure V.1 : la zone nodale.....	63
Figure V.2 : Section d'un poteau.....	68
Figure V.3 : disposition des poutres.....	70
Figure V.4 : Schéma de la Zone nodale.....	75
Figure V.5 : Disposition constructive des poutres.....	77
Figure V.6 : disposition des voiles V_x, V_y	79
Figure V.7 : schémas de ferrailage du voile V_{x1}	86
Figure VI.1 : Semelle isolée.....	87
Figure VI.2 : semelle filante	88
Figure VI.3 : Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.....	90
Figure VI.4 : Dalle sur quatre appuis.....	92
Figure VI.5 :Ferrailage d'un panneau de radier.....	94

Figure VI.6 : Coupe A-A.....	94
Figure VI.7 : Schéma des lignes de ruptures du radier.....	95
Figure VI.8 : charge transmises aux nervures sens (x-x).....	96
Figure VI.9 : schéma statique équivalente sens (x-x).....	96
Figure VI.10 : charge transmises aux nervures sens (y-y).....	96
Figure VI.11 : schéma statique équivalente sens (Y-Y).....	96
Figure VI.12 : Section à ferrailer.....	97
Figure VI.13 : Répartition des contraintes sur le mur.....	99
Figure VI.14 : Schéma de ferrailage de mur adossé.....	101

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés.....	5
Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	6
Tableau II.1 : Les Dimensions adoptées pour les escaliers.....	12
Tableau II.2 : Evaluation des charges de l'acrotère.....	13
Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	13
Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher étage courant.....	14
Tableau II.5 : Evaluation des charges du plancher terrasse accessible.....	14
Tableau II.6 : Evaluation des charges du mur extérieur.....	14
Tableau II.7 : Evaluation des charges dans la volée.....	14
Tableau II.8 : Evaluation des charges dans le palier.....	15
Tableau II.9 : Poids des éléments pour les poteaux E-10 et G-10.....	15
Tableau II.10 : Positions et schémas des poteaux E-10 et G-10.....	16
Tableau II.11 : La descente de charge pour le poteau E-10.....	16
Tableau II.12 : La descente de charge pour le poteau G-10.....	18
Tableau II.13 : Récapitulation des résultats des poteaux les plus sollicités.....	19
Tableau II.14 : Vérification a la compression simple.....	20
Tableau II.15 : Vérifications au flambement.....	22
Tableau III.1 : les différents types de poutrelles.....	23
Tableau III.2 : Evaluation des charges et surcharges sur les poutrelles.....	24
Tableau III.3 : Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.....	26
Tableau III.4 : caractéristique des poutrelles.....	27
Tableau III.5 : ferrailage et vérifications de non fragilité.....	27
Tableau III.6 : Evaluation de la flèche.....	31
Tableau III.7 : Les schémas de ferrailage des poutrelles.....	32
Tableau III.8 : Ferrailage de la dalle (1).....	33
Tableau III.9 : Les sollicitations dans le 1 ^{er} escalier.....	36
Tableau III.10 : Les sollicitations maximale.....	36
Tableau III.11 : Ferrailage du deuxième type d'escalier.....	36
Tableau III.12 : Evaluation de la flèche.....	38
Tableau III.13 : Les sollicitations maximale.....	39
Tableau III.14 : Résultat de ferrailage de l'escalier.....	39
Tableau III.15 : Evaluation de la flèche type2.....	40
Tableau III.16 : Les sollicitations dans la poutre palier.....	42
Tableau III.17 : Ferrailage de la poutre palière.....	42
Tableau III.18 : Calcul d'armature longitudinale de la poutre palière.....	43
Tableau III.19 : Vérification des contraintes dans le béton.....	43
Tableau III.20 : Ferrailage de la poutre de chainage.....	44
Tableau III.21 : vérification des contrainte de compression dans le béton.....	45
Tableau III.22 : les sollicitations de calcul.....	46
Tableau III.23 : Caractéristique de l'acrotère.....	47
Tableau IV.1 : Valeur de A.....	49
Tableau IV.2 : Valeur de R.....	49
Tableau IV.3 : Valeurs des pénalités P_q	50
Tableau IV.4 : Valeurs de C_T	50
Tableau IV.5 : Valeurs de T_1 et T_2	51
Tableau IV.6 : périodes de vibration et taux de participation des masses.....	55
Tableau IV.7 : vérification de l'interaction sous charges verticales.....	58
Tableau IV.8 : vérification de l'interaction sous charges horizontale.....	58

Tableau IV.9 : Vérification de l'effort normal réduit.....	59
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements sens x-x.....	59
Tableau IV.11 : Vérification des déplacements sens y-y.....	60
Tableau IV.12 : Vérification à l'effet P- Δ sens x-x.....	61
Tableau IV.13 : Vérification à l'effet P- Δ sens y-y.....	61
Tableau IV.14 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	61
Tableau IV.15 : Les moments stabilisation et renversement sens x-x.....	62
Tableau IV.16 : Les moments stabilisation et renversement sens y-y.....	62
Tableau V.1 : Armatures longitudinales dans les poteaux selon le RPA99 .V2003.....	64
Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux.....	65
Tableau V.3 : Les armatures longitudinales pour les poteaux.....	66
Tableau V.4 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	66
Tableau V.5 : Justification de l'effort normal ultime.....	67
Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	68
Tableau V.7 : Vérification des contraintes tangentielles.....	69
Tableau V.8 : Armatures longitudinales dans les poutres selon le RPA.....	71
Tableau V.9 : Les sollicitations dans les poutres.....	71
Tableau V.10 : Ferrailage des poutres.....	72
Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.....	73
Tableau V.12 : Vérification au cisaillement.....	73
Tableau V.13 : Vérification de la contrainte limite de béton.....	74
Tableau V.14 : Vérification de la contrainte limite de béton.....	75
Tableau V.15 : Les moments résistants dans les poteaux.....	75
Tableau V.16 : Les moments résistant dans les poutres.....	75
Tableau V.17 : Vérification des zones nodales à la formation des rotules plastiques.....	76
Tableau V.18 : Schéma de ferrailage des poutres.....	77
Tableau V.19 : Sollicitations dans voiles V_{x1}	80
Tableau V.20 : Sollicitations dans voiles V_{x2}	80
Tableau V.21 : Sollicitations dans voiles V_{x3}	81
Tableau V.22 : Sollicitations dans voiles v_{y1}	81
Tableau V.23 : Sollicitations dans voiles V_{y2}	81
Tableau V.24 : Ferrailage du voile V_{x2} (L=4.80m).....	83
Tableau V.25 : Ferrailage du voile V_{x1} (L=2m).....	84
Tableau V.26 : Ferrailage du voile V_{y1} (L=4.95m).....	85
Tableau V.27 : Ferrailage du voile V_{y2} (L=1.90m).....	85
Tableau VI.1 : Ferrailage du radier.....	93
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	93
Tableau VI.3 : Choix du ferrailage et vérifications des contraintes.....	94
Tableau VI.4 : Les chargements sur les travées sens X-X.....	96
Tableau VI.5 : Les chargements sur les travées sens Y-Y.....	96
Tableau VI.6 : ferrailage de la nervure.....	97
Tableau VI.7 : vérification des contraintes.....	97
Tableau VI.8 : ferrailage des nervures.....	98
Tableau VI.9 : caractéristique du sol et dimensionnement de mur adossé.....	99
Tableau V.10 : Section des armatures du mur adossé.....	100
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes dans le mur.....	101
Tableau VI.12 : Rê-vérification des contraintes dans le mur adossé.....	101

Symboles Et Notations:

A', As : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

At : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

b : la largeur (m).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_d, E_c : Sont les modules de déformation.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

$\Delta f_{t adm}$: la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

h_t : hauteur totale du plancher.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

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

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

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.

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

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x = distance entre nus de poutrelles.

L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : longueur fictive.

l'_g et **l'_d** : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M₀ : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui *i*

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m^2).

St : Espacement des armatures.

T : effort normale due à la température.

T_2 : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{ci} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : profondeur au dessous de la fondation (m).

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

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

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

q : chargement KN/ml..

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

α : Coefficient de dilatation du béton.

ΔT : Variation de température.

Chapitre I :

Généralité

Chapitre II :

Pré-dimensionnement

Chapitre III :

Etude des éléments
secondaires

Chapitre IV :

Etude dynamique

Chapitre V :

Etude des éléments

Principaux

Chapitre VI :

Etude d'infrastructure

Introduction

Générale

Conclusion

Générale

Annexe

Bibliographie

Les Plans

Introduction générale

Les études sur l'activité sismique sont très importantes pour prévenir les conséquences des séismes. Les bâtiments doivent être conçus pour résister aux séismes afin d'éviter les pertes humaines et de minimiser les dégâts matériels.

De même qu'il est préférable pour la santé d'une personne de mener une hygiène de vie saine avant d'avoir besoin d'en prendre soin, il est préférable pour un bâtiment d'avoir une bonne conception pour optimiser l'application des règles de calcul parasismique en prévision d'un tremblement de terre. La comptabilité officielle d'un bâtiment mal conçu ne garantit pas son bon comportement, c'est-à-dire. Une meilleure stabilité.

Les études de génie civil ont pour objectif de concevoir des bâtiments capables de résister à de nombreux phénomènes naturels (séismes, vents extrêmes, neige, etc.). Cela signifie créer des systèmes structurels qui combinent de manière optimale les propriétés qui les rendent aptes à encaisser les efforts auquel ils seront soumis et à les transmettre aux fondations.

Le présent travail consiste à étudier un bâtiment R+9, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est suivant :

- Le premier chapitre : qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre : pour le pré-dimensionnement des éléments de la structure.
- Le troisième chapitre : pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre : pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre : pour le calcul des éléments structuraux
- Le sixième chapitre : Pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale.

I. GENERALITE

I.1) Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles les ingénieurs prennent appui dans leurs «études pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure, ainsi qu'une description de cette dernière.

I.2) Présentation de projet

Le présent projet consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+9) en béton armé, à usages multiples. RDC à usage commercial et les autres étages à usage d'habitation (cinq appartements par étage). Ce bâtiment est un ouvrage courant, ayant une importance moyenne et sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui conduit à le classer d'après le Règlement Parasismique Algérien 99/version 2003 (article 3.2), dans le groupe d'usage 2.

I.3) Implantations de l'ouvrage

Notre bâtiment faisant partie du projet de 149 logements (bloc-D) à LKSEUR dans la Wilaya de Bejaia qui est classé selon le RPA99/version 2003, annexe 1, comme une zone de sismicité moyenne (ZONE IIa).

I.4) Caractéristiques géométriques

❖ Dimensions en élévation:

Hauteur totale du bâtiment	29,41m
Hauteur de RDC.....	3,40m
Hauteur de l'étage courant.....	2,89m

❖ Dimensions en plan:

Longueur totale en plan.....	41,25m
Largeur totale en plan.....	22,48m

I.5) Caractéristiques géotechniques du site

Nous exploitons les données du bureau d'étude pour les données relatives au sol de fondation. Ainsi, celui-ci rapporte que la structure est implantée sur un terrain relativement plat, sol d'un taux de travail de 1.60 bars (contrainte admissible) qui est à une profondeur de 1.30 m. Le sol est donc classé d'après la classification du RPA2003 : sol ferme S3.

I.6) Description structurale

I.6.1) Les éléments principaux

Eléments intervenants dans la résistance aux actions verticales (poids de la structure) et les actions horizontales (séisme) ; les distribuant au sein de l'ouvrage et les transmettant par la suite aux fondations.

- **Les poutres** : sont des éléments qui assurent la transmission des charges horizontales, soit

à une autre poutre, soit à un élément porteur vertical, des charges qui lui sont appliquées. Dans cette fonction, elle est soumise à la flexion simple.

▪ **Les poteaux** : sont des éléments qui assurent la transmission des charges verticales des charges d'une structure soit à un autre élément porteur, soit à une fondation. Ils sont destinés à reprendre et transmettre les sollicitations horizontales et verticales, ils sont sollicités à la flexion composée bi axiale (effort normale, effort tranchant et deux moments fléchissant) à la base de la structure.

▪ **L'infrastructure** : Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
- Limitation des tassements différentiels en cas d'utilisation de radier générale.
- Limitation des tassements.

I.6.2) Les éléments secondaires

Eléments n'intervenant pas dans la résistance de la structure face aux charges sismiques ni leur distribution.

▪ **LES PLANCHERS** : ce sont des aires- généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, leur épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et assurent l'isolation thermique et phonique.

▪ **La maçonnerie** :

Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

Les murs intérieurs : sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leur fonction principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

▪ **Balcons** : les balcons seront réalisés en dalle pleine.

▪ **Les escaliers** : Ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, dans notre structure on a deux types d'escalier qui sera réalisé en béton armé coulé sur place.

▪ **L'acrotère** : C'est un élément en béton armé (consol), contournant le bâtiment, encasté au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher. Elle est calculée en flexion composée.

▪ **Ascenseur** : L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.7) Choix de contreventement

En se basant sur le **RPA99/version 2003** (Article 3-4 A-1-a) qui nous exige d'adopter un contreventement mixte lorsqu'on dépasse (14m) en zone IIa, nous proposons donc l'utilisation d'un contreventement mixte (portiques-voiles).

I.7.1) La régularité en plan

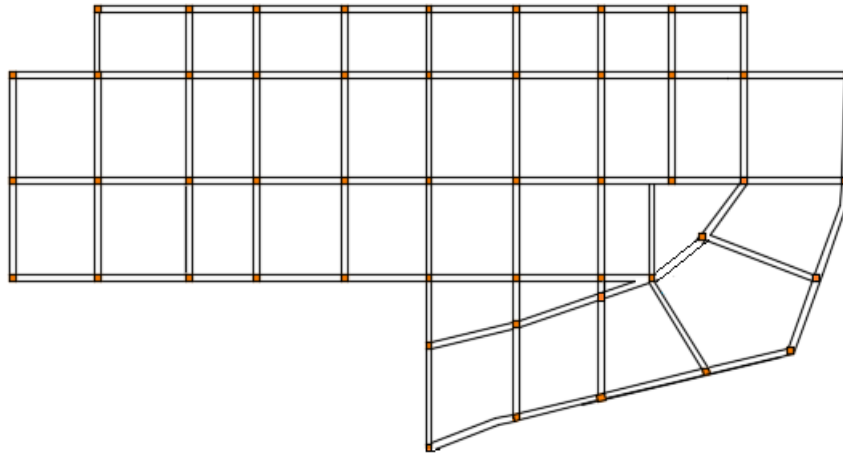


Figure I.1 : Vue en plan.

D'après **RPA99/2003(art 3.5.1.a)**, on remarque que les conditions ne sont pas vérifiées, donc le bâtiment est classé irrégulier en plan.

I.7.2) Régularité en élévation

D'après **RPA99/2003(art 3.5.1.b)**, on remarque que les conditions ne sont pas vérifiées, donc le bâtiment est classé irrégulier en élévation.

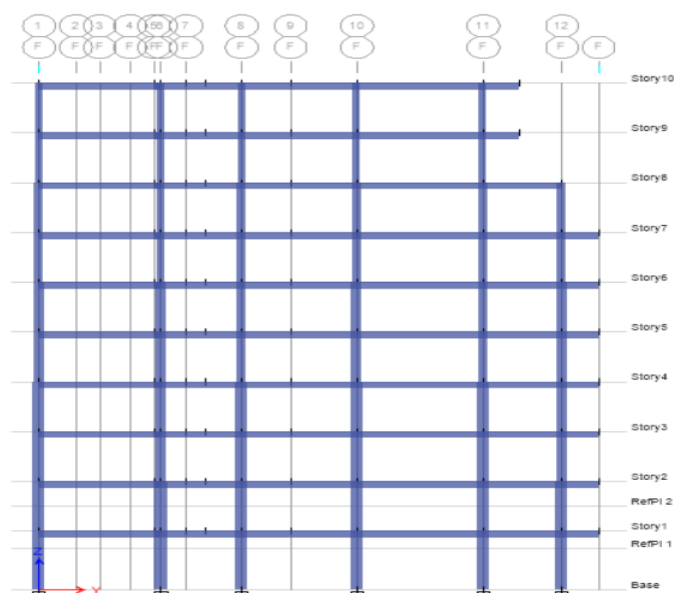


Figure I.2 : Vue en élévation.

Conclusion : selon les deux critères le bâtiment est classé irrégulier en plan et en élévation.

I.8) Les règlements et normes utilisés

- **CBA93** (Code de Béton Armé).
- **RPA 99/version2003** (Règlement Parasismique Algérien).
- **BAEL 91**(Béton Armé Aux Etats Limites).
- **DTR-BC2.2** (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- **DTR-BC2.331** (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

I.9) Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.9.1) Le béton :

Le béton est un mélange de granulats (sable et graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage. sa résistance varie avec la qualité de ces derniers et l'âge du béton.

a) Comportement expérimentale :

- **Essai de compression** : Le béton présente une relative bonne résistance à la compression contrairement à la traction, cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue avec des essais de compression jusqu'à la rupture sur des éprouvettes normalisées.
- **Fluage de béton** : Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps.
- **Phénomène de retrait** : Après coulage, une pièce de béton conservé à l'air tend à se raccourcir, ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment (conséquence de retrait apparition de contraintes internes de traction donc apparition des fissures).
- **Dilatation thermique** : Une variation de température peut entraîner des contraintes de traction qui engendrent une Dilatation (régulièrement on place des joints de dilataion espaces de 25 à 50m entre les éléments).

b) Résistance caractéristique à la compression :

La résistance caractéristique à la compression de béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminé à partir des essais sur éprouvettes en pratique comme le nombre d'essais réalisé ne permet pas un traitement statique suffisant

Pour le présent projet le (BAEL 91 modifié 99.art-2.1, 12) nous a permis d'adopter pour les ouvrages d'habitation et commerce une résistance caractéristique pour le béton à la compression $f_{c28}=25$ MPA.

c) Résistance caractéristique à la traction : (art A-2.12 BAEL 99)

Définie par la relation suivante ;

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ d'où : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

- Modules d'élasticité : (art A-2.1.21 BAEL 99).

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

Module D'élasticité Différée $E_{vj}=10819$ MPA

Module D'élasticité Instantanée $E_{ij}=32164$ MPA

d) Contraintes limites

1) Contrainte limite de compression :

$$f_{c28} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ [MPa]}$$

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$

$\theta = 0,85 - 1$: selon la durée d'adaptation de la combinaison d'action considérée.

2) Contrainte limite de cisaillement : (art A-5.121 BAEL 99)

$\tau_u = \min [0,13 * f_{c28} ; 5MPa]$ pour la fissuration peu nuisible

$\tau_u = \min [0,10 * f_{c28} ; 4MPa]$ pour la fissuration préjudiciable

3) **Contrainte de service à la compression : (art A-4.5.2 BAEL 99)**

$\sigma_{bc} = 0,60 * f_{c28}$ [MPa] $\sigma_{bc} = 15MPa$

- **Poids volumique de béton** : Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé.

- 2500 daN/m³ s'il est armé.

I.9.2) L'acier :

C'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Pour cette structure, des aciers en barres et en treillis sont utilisés.

a) **Caractéristiques des aciers utilisés :**

Leurs principales caractéristiques sont regroupées dans le **tableau 1.2** :

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés.

Types d'acier	Symboles	Limites D'élasticité Fe [MPa]	Résistances à la rupture	Allongements relatifs à la rupture (‰)	Coefficients de fissuration	Coefficients De Scellement (Ψ)
Treillis soudés (T S) TLE 520 ($\Phi < 6$)	TS	520	550	8‰	1,3	1
Haute Adhérence Fe 400	HA	400	480	14‰	1,6	1,5
Rond lisse Fe 235	RL	235	410-490	22‰	1	1

b) **Limite d'élasticité longitudinale** : Elle est notée « Es ». Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier. $E_s = 200000$ MPa

c) **Contrainte admissible à L'ELS** (art A.4.5 BAEL91) :

- Fissuration peu nuisible : $\sigma_{st} = f_e$

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = \min \{2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{t28}\}$

- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} = \min \{0,5 * f_e, 90 \sqrt{\eta} f_{t28}\}$

Avec : η : Coefficient de fissuration Avec :

$\eta = 1$: pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6$: pour les hautes adhérences (HA)

d) **Protection des armatures** (art A.7.2.4 BAEL91)

Dans le but d' 'avoir un bétonnage correct et pour protéger les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage « C » des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5cm$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns et pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives,

- $C \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations),
- $C \geq 1$ cm : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Remarque : Pour en finir nous avons résumé toutes Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisées.

Ils sont donnés par le suivant :

Tableau I.2: Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisé.

Matériaux	Caractéristique mécanique		Valeurs (mpa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	A la compression	25
		A la traction	2,1
	Contrainte limite en compression a l'ELU f_{bu} :	Situation accidentelle	18,48
		Situation courante	14,2
	Contrainte limite de cisaillement a l'ELU	FPN	3,33
		FN	2,5
		FTN	
Contrainte limite en compression a l'ELU $\bar{\sigma}_{bc}$:		15	
Module de déformation longitudinale différée (E_{vj})		10818,87	
Module de déformation longitudinale instantanée (E_{ij})		32164,20	
Acier	Limite d'élasticité (f_e)		400
	Module d'élasticité (E)		$2 \cdot 10^5$
	Contrainte limite à l'ELU (f_{st})	Situation accidentelle	400
		Situation courante	348
	Contrainte à l'ELS (σ_{st}) :	FPN	/
		FN	201,63
FTN		164,97	

II) Pré dimensionnement Des Eléments:

II.1) Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments a pour but le pré calcul des sections des différents éléments résistants constituant notre bâtiment conformément aux règlements et normes en vigueur à savoir : BAEL91, RPA99 /version 2003 et le CBA93.

II.2) Pré dimensionnement des éléments

II.2.1) Les planchers

L'épaisseur des planchers dépend des conditions de résistance et d'isolation.

II.2.1.1) Planchers à corps creux

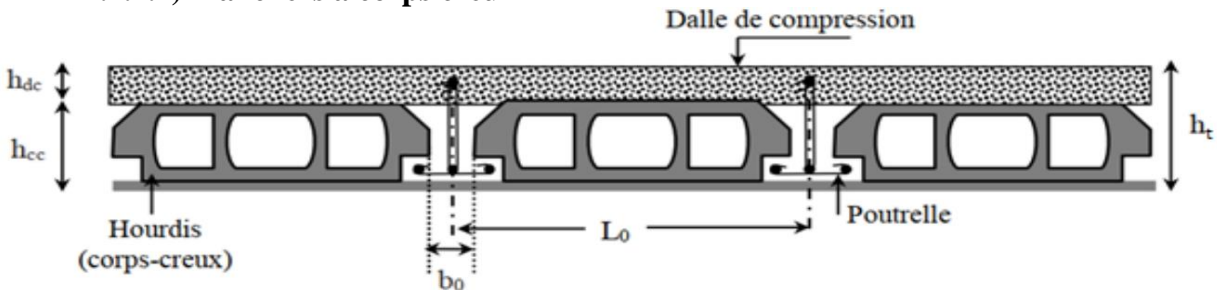


Figure II.1 : Plancher à corps creux.

La hauteur totale du plancher, notée « h_t » est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq L_{\max} / 22.5$$

Avec : L_{\max} : portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles

h_t : Hauteur totale du plancher.

II.2.1.1.2) Disposition des poutrelles

La (figure II.2) présente la disposition des poutrelles dans les différents planchers. La disposition des poutrelles se fait selon le critère de la petite portée et le critère de continuité.

D'après la disposition on a : $L_{\max} = 4.45 - 0.3 = 4.15\text{m}$

D'où : $h_t \geq (415 / 22,5) = 18.44\text{cm}$

Alors on opte pour un plancher [16+4]

Hauteur du corps creux = 16cm

Hauteur de la dalle de compression = 4cm

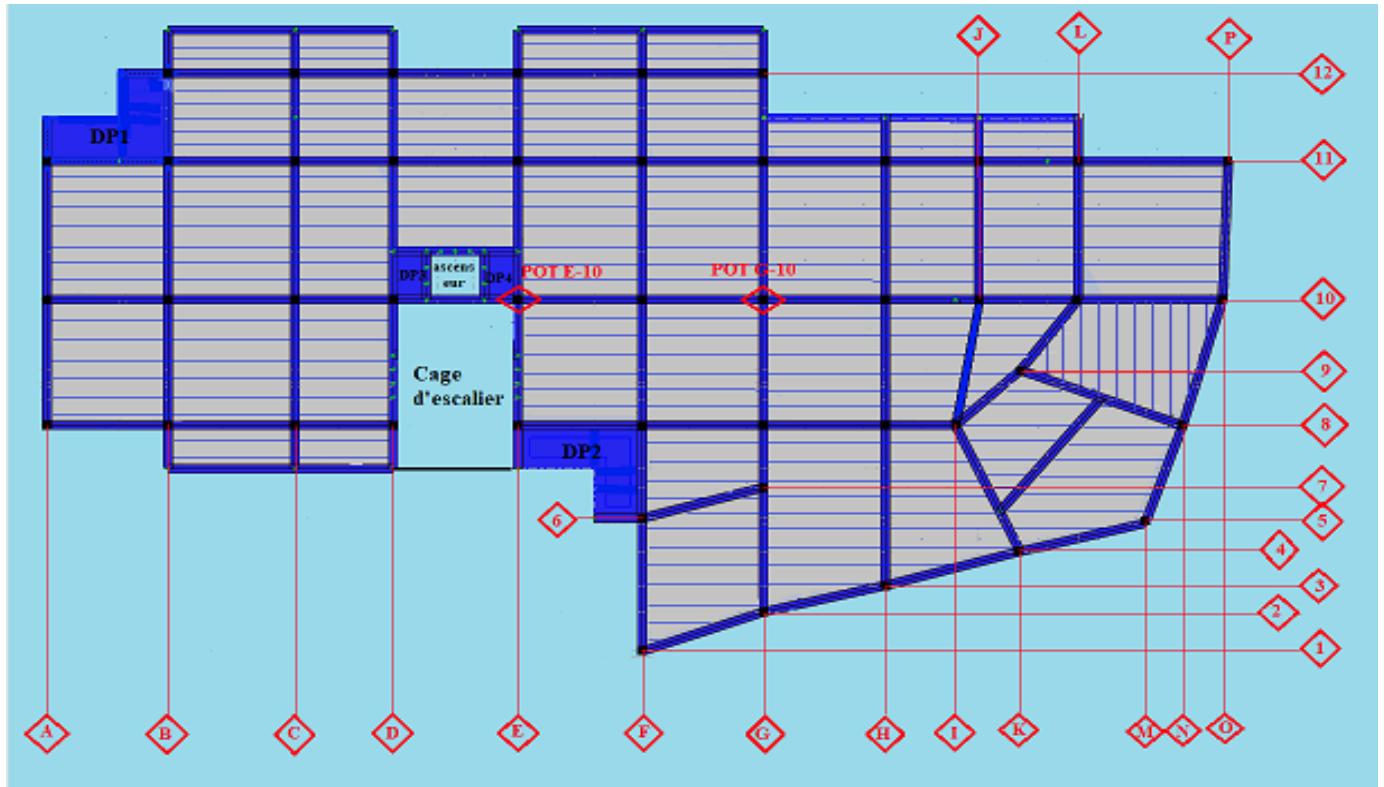


Figure II.2 : Plans de disposition des poutrelles et dalle pleines.

II.2.1.1.3) Pré-dimensionnement des poutrelles:

Les poutrelles sont des sections en T préfabriqués en béton armé ou coulées sur place destinées à transmettre les charges verticales aux poutres.

b : largeur efficace

h_t : hauteur du plancher

b_0 : largeur de la nervure

h_0 : hauteur de la dalle de compression.

On opte pour $b_0=10\text{cm}$

b est déterminée à partir de l'expression :

$$(b-b_0)/2 \leq \min [(l_x/2), (l_y/10)]$$

l_x : distance entre nus de deux poutrelles.

l_y : longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$l_x=65-10=55\text{cm}$$

$$l_y= 415\text{cm (type1) , } l_y=430\text{cm (type2)}$$

$$(b - 10)/2 \leq \min(27,5\text{cm} ; 41,5 ; 43)$$

On opte pour $b=65\text{cm}$

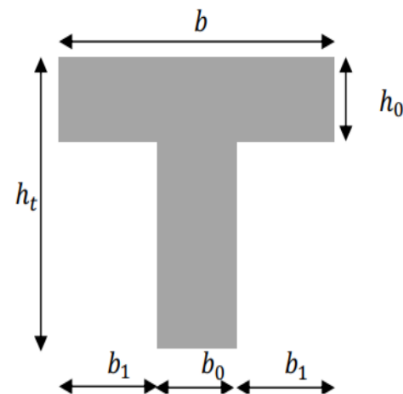


Figure II.3 : Schéma de la poutrelle.

II.2.1.2) Planchers à dalle pleine

Définition: Une dalle pleine est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont l'une des directions (l'épaisseur h) est petite par rapport aux deux autres (les portées l_x et l_y)
Le pré dimensionnement d'une dalle pleine revient à déterminer son épaisseur e qui dépend du nombre d'appuis sur lesquelles elle repose et de sa résistance au feu conformément au règlement CBA 93.

a. Résistance au feu :

- $e \geq 7$ cm pour une heure de coup de feu.
- $e \geq 11$ cm pour deux heures de coup de feu.
- $e \geq 14$ cm pour quatre heures de coup de feu.

b. Résistance à la flexion :

- Dalle reposant sur un seul ou deux appuis // : $e \geq L_x/20$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis si $\rho \geq 0.4$: $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$
- Dalle reposant sur deux appuis ou quatre si $\rho < 0.4$: $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$

L_x : est la petite portée de la dalle (la plus sollicitée)

L_y : est la grande portée de la dalle

Les types de dalles :

Type 1 :

$L_x=130\text{cm}$, $L_y=386\text{cm}$

$\rho = 0.34 < 0.4$ la dalle travaille dans un seul sens

D'où : $(L_x/35) \leq e \leq (L_x/30)$

On aura : $3.71 \leq e \leq 4.33\text{cm}$

Type 2 :

$L_x=74\text{cm}$, $L_y=142\text{cm}$

$\rho = 0.52 \geq 0.4$ la dalle travaille dans les deux sens

D'où : $(L_x/45) \leq e \leq (L_x/40)$

On aura : $1.64 \leq e \leq 1.85\text{cm}$

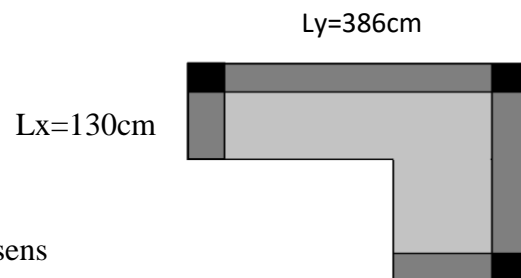


Figure II.4 : dalle sur quatre appuis

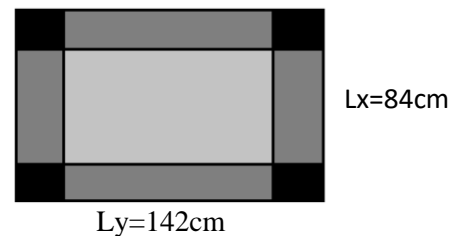


Figure II.5 : dalle sur quatre appuis

Remarque:

On voit bien que les dimensions de tous les panneaux sont petits, c'est le critère de coupe-feu ($4h$), donc on opte pour l'ensemble des dalles pleines et balcons d'épaisseur $e=15\text{cm}$

II.2.2) les poutres

Définition: Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

condition de flèche:

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

$(L_{\max}/15) \leq h \leq (L_{\max}/10)$ selon le **BAEL91/99.art3**

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

condition RPA99 :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$4 > (h/b) \quad , \quad h \geq 30\text{cm}, \quad b \geq 20\text{cm}$$

II.2.2.1) les poutres principales

On va dimensionner deux types des poutres principales :

Type1:

$$L_{\max}=590-30=560\text{cm}$$

$$(540/15) \leq h_p \leq (540/10) \rightarrow 36 \leq h_p \leq 54$$

Donc on prend : $h_p=40\text{cm}$, $b=30\text{cm}$

Vérifications des conditions RPA :

$$\begin{cases} b=30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifié} \\ h_p=40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifié} \\ \frac{h_p}{b}=1,33\text{cm} \leq 4 \dots\dots\dots\text{vérifié} \end{cases}$$

Type 2 :

$$L_{\max}=645-30=615\text{cm}$$

$$(615/15) \leq h_p \leq (615/10) \rightarrow 41 \leq h_p \leq 61.5$$

Donc on prend : $h_p=50\text{cm}$, $b=30\text{cm}$

Vérifications des conditions RPA :

$$\begin{cases} b=30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifié} \\ h_p=50\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifié} \\ \frac{h_p}{b}=1,67\text{cm} \leq 4 \dots\dots\dots\text{vérifié} \end{cases}$$

Avec : L_{\max} est distance maximale entre nus d'appuis.

II.2.2.2) les poutres secondaires

On a $L_{\max}=445-30=415\text{cm}$

$$(415/15) \leq h_s \leq (415/10) \rightarrow 27.67 \leq h_s \leq 41,5$$

On prend : $h_s = 35\text{cm}$; $b=30\text{cm}$

$$\begin{cases} b=30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifié} \\ h_s = 35\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifié} \\ \frac{h_s}{b}=1,17\text{cm} \leq 4 \dots\dots\dots\text{vérifié} \end{cases}$$

II.2.3) les poteaux

Définition : Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations. Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- 1- Critère de résistance
- 2- Critère de stabilité de forme (flambement)
- 3- Vérification des conditions de **RPA99/2003**.

Selon le **RPA99 (art7.4.1)**

$$\begin{cases} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e/20 \\ (1/4) \leq (b_1 \cdot h_1) \leq 4 \end{cases}$$

h_e : hauteur libre de l'étage=2,89m

$h_e=3,40\text{m}$ pour le RDC

Selon le RPA99 on adapte préalablement la section des poteaux comme suite:

Poteaux d'étage 9 et 8 on prend : $b \cdot h = 30 \times 35\text{cm}$

Poteaux d'étage 7 et 6 on prend : $b \cdot h = 35 \times 40\text{cm}$

Poteaux d'étage 5 et 4 on prend : $b \cdot h = 40 \times 45\text{cm}$

Poteaux d'étage 3 et 2 on prend : $b \cdot h = 45 \times 50\text{cm}$

Poteaux d'étage 1 et RDC on prend : $b \cdot h = 50 \times 55\text{cm}$

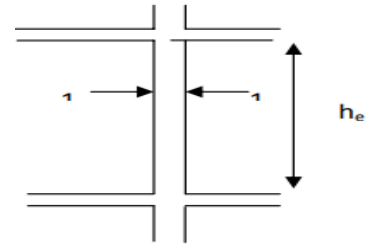


Figure II.6: Coupe longitudinale d'un poteau.

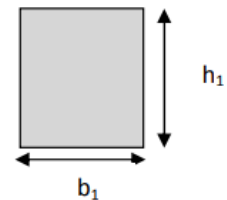


Figure II.7 : Coupe transversale

II.2.4) Les voiles

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et de conditions de rigidité aux extrémités, les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes:

D'après le **RPA99/V2003 (art 7.7.1)**

$e_{\min} \geq 15\text{cm}$

$L \geq 4 \cdot e$

$e \geq (h_e/20)$

Pour le RDC :

$e > \max [(h_e/20) ; 15\text{cm}] = \max [(340/20) ; 15\text{cm}] = 17\text{cm}$

Soit $e=20\text{cm}$ et $L=1\text{m}$

Pour d'autres étages:

$e > \max [(h_e/20) ; 15\text{cm}] = \max [(289/20) ; 15\text{cm}] = 15\text{cm}$

Soit $e=20\text{cm}$

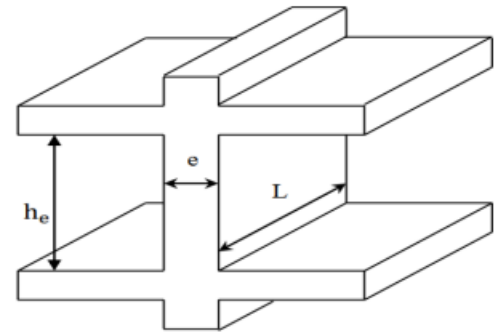


Figure II.8: coupe transversale d'un voile.

II.2.5.les escaliers

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

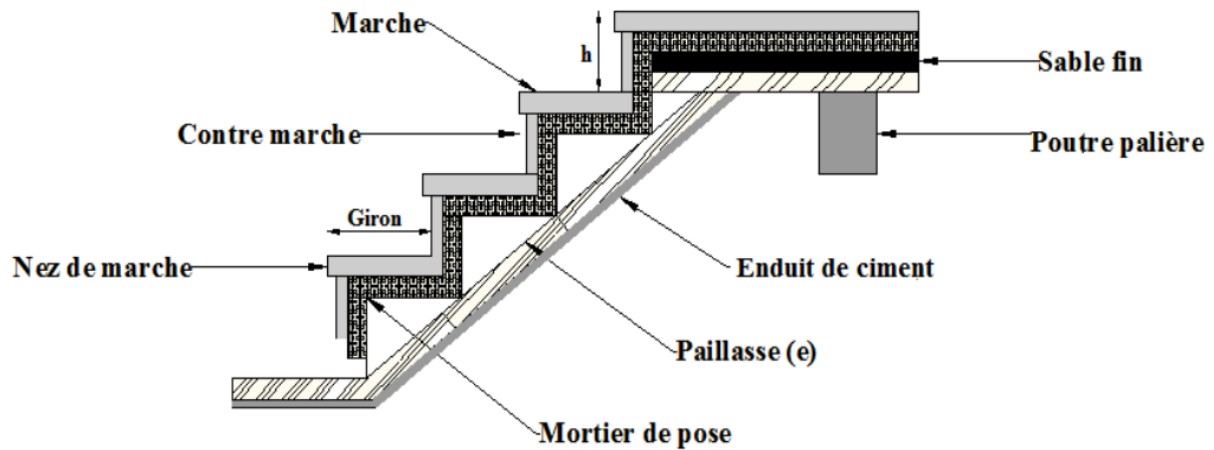


Figure II.9: Détail d'un escalier.

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

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm avec $h=H/n$.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm avec $g=L0/(n-1)$.
- La formule empirique de BLONDEL: $60\text{ cm} \leq 2h + g \leq 65\text{ cm}$.

Avec :

H : hauteur de la volée.

L : longueur réel de la volée.

n -1: Nombre de marche

n : nombre de contre marche.

On distingue dans notre projet deux types d'escalier

Tableau II.1 : Les Dimensions adoptées pour les escaliers.

Schémas statique	H(m)	α°	h (cm)	g (cm)	e (cm)
	1.445	31.05	17	30	14
	1.02	34.22	17	30	9

Donc on prend l'épaisseur de l'escalier =14cm

II.2.6) L'acrotère

Définition

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

Evaluation des charges :

✓ Charge permanente :

-Poids propre $G = 1 * \gamma_b * S$

$$S = S1 + S2 + S3$$

$$S = (60 * 10) + (7 * 10) + (3 * 10 / 2)$$

$$S = 685 \text{ cm}^2 = 0.0685 \text{ m}^2$$

S: Surface de l'acrotère

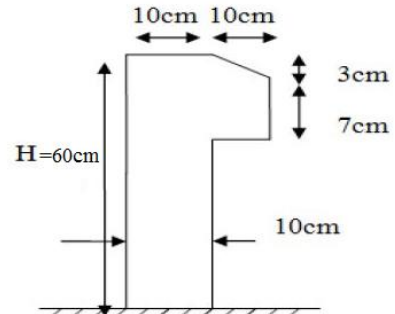


Figure II.10: schémas représentatif de l'acrotère.

II.2.7) Evaluation des charges et surcharges

1. L'acrotère :

Tableau II.2: Evaluation des charges de l'acrotère.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de ciment extérieur	18	0.015	0.27
Enduit de ciment intérieur	18	0.015	0.27
Béton	25	0,1	2,5
Charge permanente totale	$G = 3.04 \text{ KN/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$		

2. Terrasse inaccessible :

Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

N°	Description	Epaisseur 'e' (m)	Densité 'y' (kn/m ³)	Poids 'G' (kn/m ²)
1	Protection lourde en gravier	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	0.25	0.1
4	Couche pour vapeur en fente bitumée	0.007	/	0.03
5	Forme de pente	0.1	22	2.2
6	Plancher en corps creux (16+4)	0.20	/	2.85
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.36
Charge permanente totale		$G = 6.66 \text{ KN/m}^2$		
Charge d'exploitation		$Q = 1 \text{ KN/m}^2$		

3. Plancher étage courant :

Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher étage courant.

N°	Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Plancher à corps creux (16+4)	-	0.20	2.85
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0.2
6	Cloison de séparation	10	0.10	1
Charge permanente totale		G = 5.25 KN/m ²		
Charge d'exploitation		Q = 1,5 KN/m ²		

4. Dalles pleines

Tableau II.5 : Evaluation des charges de la dalle pleine.

N°	Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle pleine	25	0,15	3.75
5	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Charge permanente totale		G = 5.31 KN/m ²		
Charge d'exploitation (balcon, loggia)		Q = 3.5 KN/m ²		
Charge d'exploitation (plancher d'habitation)		Q=1.5 KN/m ²		

5. Mur extérieur

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

N°	Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
2	Brique creuse	9	0,1	0.9
3	L'âme d'air	-	0,05	-
4	Brique creuse	9	0,15	1.35
5	Enduit en mortier de ciment	18	0,02	0,36
Charge permanente totale		G = 2.97 KN/m ²		

6. La volée :

Tableau II.7: Evaluation des charges dans la volée.

N°	Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids
1	Carrelage horizontale	20	0,02	0.4
2	Carrelage vertical	20	0.011	0.22
3	Mortier de pose horizontale	20	0.02	0.4
4	Mortier de pose vertical	20	0.011	0.22
5	Les marches	22	0.08	1.76
6	Paillasse	25	e/cos=0.15	3.63
7	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente totale		G = 6.83 KN/m ²		
Charge d'exploitation		Q = 2.5 KN/m ²		

7. Le palier :**Tableau II.8 :** Evaluation des charges dans le palier.

N°	Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0,02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Dalle en BA	25	0.14	3.5
5	Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Charge permanente totale		G = 5.02 KN/m ²		
Charge d'exploitation		Q = 2.5 KN/m ²		


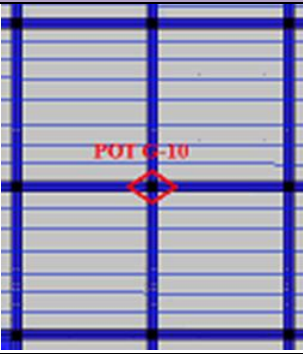
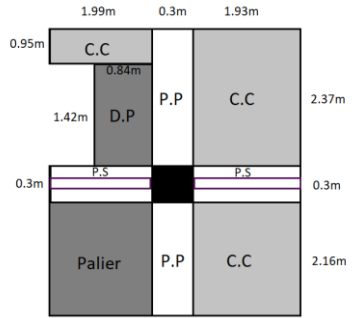
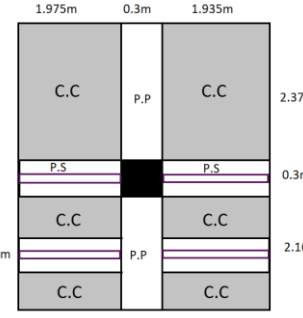
II.2.8) descente de charges➤ **Poids des éléments:**

Eléments	G Kn/m ²	Q Kn/m ²	Surface (m ²)		Sous G (Kn)		Sous Q (Kn)	
			Poteau E-10	Poteau G-10	Poteau E-10	Poteau G-10	Poteau E-10	Poteau G-10
Plancher T.I	6.66	1	16.12	20.07	103.17	128.45	16.12	20.07
corps creux	5.25	1.50	10.61	20.07	55.17	104.36	15.92	30.10
Dalle plein	5.31	1.50	1.19	/	6.33	/	1.78	/
Poutre principale	25	/	1.36	1.36	13.60	13.60	/	/
Poutre secondaire	25	/	1.18	1.18	10.32	10.32	/	/
Escaliers (volée)	6.83	2.50	/	3.01	/	/	/	/
Escaliers (palier)	5.02	2.50	4.30	2.60	21.58	/	10.75	/
Les cloisons	2.97	/	1.71	2.36	4.43	6.11	/	/

Tableau II.9: Poids des éléments pour les poteaux E-10 et G-10

➤ **Positions et schémas des poteaux les plus sollicités :**

Tableau II.10 : Positions et schémas des poteaux E-10 et G-10

Poteau	E-10	G-10
Position		
Schéma		

➤ **Descente de charge pour le poteau E-10:**

Tableau II.11 : La descente de charge pour le poteau E-10.

niveaux	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N0	Plancher T.I	103.17	Q0=16.12
	P.P (40*30) cm ²	13.60	
	P.S (30*35) cm ²	10.32	
	Poteaux (35*30) cm ²	7.59	
	Total	134.68	
N1	Venant de N0	134.68	Q0+Q1=16.12+(15.92+1.78+10.75) =16.12+28.45
	Corps creux	55.17	
	Dalle pleine	6.33	
	P.P (40*30) cm ²	13.60	
	P.S (30*35) cm ²	10.32	
	Poteaux (35*30) cm ²	7.59	
	Escaliers	21.58	
	Murs double cloison	4.43	
Total	253.73	44.57	
	Venant de N1	253.73	Q0+0.95 (Q1+Q2)=16.12+0.95(28.45*2)
	Corps creux	55.17	
	Dalle pleine	6.33	
	P.P (40*30) cm ²	13.60	

N2	P.S (30*35) cm ²	10.32	70.17
	Poteaux (40*35) cm ²	10.115	
	Escaliers	21.58	
	Murs double cloison	4.43	
	Total	375.305	
N3	Venant de N1	375.305	$Q_0+0.9$ $(Q_1+Q_2+Q_3)=16.12+0.9(3 \times 28.45)$
	Corps creux	55.17	
	P.P (40*30) cm ²	6.33	
	P.S (30*35) cm ²	13.60	
	Poteaux (40*35) cm ²	10.32	
	Escaliers	21.58	
	Murs double cloison	4.43	
	Total	497.09	
N4	Venant de N3	497.09	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=$ $16.12+0.85(4 \times 28.45)$
	Corps creux	55.17	
	Dalle pleine	6.33	
	P.P (40*30) cm ²	13.60	
	P.S (30*35) cm ²	10.32	
	Poteaux (40*45) cm ²	13.005	
	Escaliers	21.58	
	Murs dalle C	4.43	
	Total	621.55	
N5	Venant de N4	621.55	$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=$ $16.12+0.85(5 \times 28.45)$
	Corps creux	55.17	
	Dalle pleine	6.33	
	P.P (40*30) cm ²	13.60	
	P.S (30*35) cm ²	10.32	
	Poteaux (40*45) cm ²	13.005	
	Escaliers	21.58	
	Murs dalle C	4.43	
	Total	746.02	
N6	Venant de N5	746.02	$Q_0+((3+n)/2n) \times (Q_1+ \dots + Q_n)$ $16.12+((3+6)/2 \times 6) \times (28.45 \times 6)$
	Corps creux	55.17	
	Dalle pleine	6.33	
	P.P (40*30) cm ²	13.60	
	P.S (30*35) cm ²	10.32	
	Poteaux (50*45) cm ²	16.26	
	Escaliers	21.58	
	Murs dalle C	4.43	
	Total	873.74	
	Venant de N6	873.74	$Q_0+((3+n)/2n) \times (Q_1+ \dots + Q_n)$ $16.12+((3+7)/2 \times 7) \times (28.45 \times 7)$
	Corps creux	55.17	
	Dalle pleine	6.33	
	P.P (40*30) cm ²	13.60	

N7	P.S (30*35) cm ²	10.32	158.37
	Poteaux (50*45) cm ²	16.26	
	Escaliers	21.58	
	Murs dalle C	4.43	
	Total	1001.46	
N8	Venant de N7	1001.46	$Q_0 + ((3+n)/2n) \times (Q_1 + \dots + Q_n)$ $16.12 + ((3+8)/2 \times 8) \times (28.45 \times 8)$
	Corps creux	55.17	
	Dalle pleine	6.33	
	P.P (40*30) cm ²	13.60	
	P.S (30*35) cm ²	10.32	
	Poteaux (50*55) cm ²	19.87	
	Escaliers	21.58	
	Murs dalle C	4.43	
	Total	1132.79	
N9	Venant de N8	1132.79	$Q_0 + ((3+n)/2n) \times (Q_1 + \dots + Q_n)$ $16.12 + ((3+9)/2 \times 9) \times (28.45 \times 9)$
	Corps creux	55.17	
	Dalle pleine	6.33	
	P.P (40*30) cm ²	13.60	
	P.S (30*35) cm ²	10.32	
	Poteaux (50*55) cm ²	19.87	
	Escaliers	21.58	
	Murs dalle C	4.43	
	Total	1264.12	

-l'effort normal a l'ELS : $N_s = G + Q = 1450.94 \text{Kn}$

-l'effort normal a l'ELU: $N_u = 1,35G + 1,5Q = 1986.80 \text{KN}$

➤ **Descente de charge pour le poteau G-10 :**

Tableau II.12: La descente de charge pour le poteau G-10.

niveaux	Elément	G (KN)	Q(KN)
N0	Plancher T.I	128.45	20.07 = Q0
	P.P (40x30) cm ²	13.60	
	P.S (30x35) cm ²	10.32	
	Pot (35x30) cm ²	7,59	
	Total	159.96	
N1	Venant de N0 :	159.96	$Q_0 + Q_1 :$ $20.07 + (30.10)$
	Planche étage courant	104.36	
	P.P	13.60	
	P.S	10.32	
	Pot (35x30)cm ²	7,59	
	Murs	6.11	
	Total	301.94	
N2	Venant de N1 :	301.94	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$ $20.07 + 0,95 (30.10 \times 2)$
	Planche étage courant	104.36	
	P.P+P.S+ mur	30.03	

	Pot (35x40) cm ²	10,115	
	Total	446.445	77.26
N3	Venant de N2 :	446.445	Q0 + 0,9 (3 x Q1)
	Planche étage courant	104.36	
	P.P+P.S+ mur	30.03	
	Pot (35x40) cm ²	10,115	
	Total	590.95	
N4	Venant de N3 :	590.95	Q0 + 0,85 (4 x Q1)
	Planche étage courant	104.36	
	P.P+P.S+ mur	30.03	
	Pot 40x45	13,005	
	Total	738.345	
N5	Venant de N4	738.345	Q0 + 0,8 (5 x Q1)
	Planche étage courant	104.36	
	P.P+P.S+ mur	30.03	
	Pot (40x45) cm ²	13,005	
	Total	885.74	
N6	Venant de N5 :	885.74	Q0 + 0,75 (6 x Q1)
	Planche étage courant	104.36	
	P.P+P.S+ mur	30.03	
	Pot (45x50) cm ²	16,26	
	Total	1036.39	
N7	Venant de N6 :	1036.39	Q0 + (3+7/7x2) (7 x Q1)
	Planche étage courant	104.36	
	P.P+P.S+ mur	30.03	
	Pot (45x50) cm ²	16,26	
	Total	1187.04	
N8	Venant de N7 :	1187.04	Q0 + (3+8/16) (8 x Q1)
	Planche étage courant	104.36	
	P.P+P.S+ mur	30.03	
	Pot (50x55) cm ²	19,87	
	Total	1341.30	
N9	Venant de N8 :	1341.30	Q0 + (3+9/16) (9 x Q1)
	Planche étage courant	104.36	
	P.P+P.S+ mur	30.03	
	Pot (50x55)cm ²	19,87	
	Total	1495.56	

-l'effort normal a l'ELS : $N_s = G + Q = 1696.23 \text{ KN}$

-l'effort normal a l'ELU : $N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 2320.011 \text{ KN}$

Tableau II.13 : Récapitulation des résultats des poteaux les plus sollicités

Poteau	NG(KN)	NQ(KN)	Nu(KN)	Ns(KN)
G-10	1495.56	200.67	2320.011	1696.23
E-10	1264.12	186.82	1986.8	1450.94

NB : le poteau le plus sollicité est le poteau **G-10**.

II.2.9) Des vérifications pour le poteau le plus sollicité

Remarque : Selon le **CBA (art B.8.1, 1)** on doit majorer l’effort normal de compression ultime Nu de 10%, pour tenir en compte la discontinuité des portiques.

$$N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 2320.011\text{KN}$$

$$N_u^* = N_u \times 1,1 = 2552.01 \text{ KN}$$

Les poteaux sont pré-dimensionnés selon trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99/2003.

❖ **Critère de résistance:**

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$B \geq \frac{N_u^*}{f_{bu}} \Rightarrow B \geq \frac{2552.01 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.204\text{m}^2$$

On a : $B = 0.50 \times 0.55 = 0.275\text{m}^2$ $B = 0.275 \geq 0.164\text{m}^2$Condition vérifiée.

Ce tableau résume les vérifications des poteaux à la compression pour tous les niveaux :

Tableau II.14: Vérification a la compression simple

Niveaux	Nu* (KN)	Sections (cm ²)	Condition B > B calculée		Observation
			B (m ²)	B calculée (m ²)	
RDC	2552.01	55*50	0.275	0.180	Vérifiée
1 ^{er} étage	2298.11	55*50	0.275	0.162	Vérifiée
2 ^{eme} étage	2044.19	50*45	0.225	0.144	Vérifiée
3 ^{eme} étage	1795.65	50*45	0.225	0.126	Vérifiée
4 ^{eme} étage	1547.10	45*40	0.180	0.109	Vérifiée
5 ^{eme} étage	1298.42	45*40	0.180	0.091	Vérifiée
6 ^{eme} étage	1044.77	40*35	0.140	0.074	Vérifiée
7 ^{eme} étage	790.45	40*35	0.140	0.055	Vérifiée
8 ^{eme} étage	531.16	35*30	0.105	0.037	Vérifiée
9 ^{eme} étage	270.66	35*30	0.105	0.019	Vérifiée

❖ **Le critère de stabilité de forme (flambement) :**

D’après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{ CBA 93}$$

-Br. = (b - 2) × (h - 2)cm² : section réduite du poteau.

-γ_b : coefficient de sécurité de béton. γ_s : coefficient de sécurité des aciers

-α : Coefficient en fonction de l’élancement λ .

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

On calcule l'élanement : $\lambda = L_f / i$

$$L_f = 0,7 \times L_0$$

L_f : Longueur de flambement

L_0 : Longueur du poteau.

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

$$I : \text{Moment d'inertie} : I = b * h^3 / 12$$

- Poteau de RDC

$$B = 0.55 \times 0.50 = 0.275 m^2 \Rightarrow I = \frac{0.50 \times 0.55^3}{12} = 6.93 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{6.93 \times 10^{-4}}{0.55 * 0.5}} = 0.159$$

$$L_f = 0,7 \times (3.4 - 0.4) = 2.1 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.1}{0.159} = 13.20 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{13.20}{35}\right)^2} = 0.826$$

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

$$B_r = \frac{2337.08 \times 10^{-3}}{0.826 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.128 m^2$$

B_r : la section réduite

$$B_r = (55 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4} = 0.2544 m^2 > 0.128 \dots \dots \dots \text{verifier}$$

Donc le poteau ne risque pas de flambé.

Le tableau ci-dessous résume les vérifications au flambement des poteaux pour tous les niveaux :

Tableau II.15: Vérifications au flambement

Niveaux	N _u (KN)	Sections (cm ²)	Condition Br > Br _{calculée}		Observation
			Br (m ²)	Br _{calculée} (m ²)	
RDC	2320.11	55*50	0.2544	0.127	Vérifiée
1 ^{er} étage	2089.19	55*50	0.2544	0.115	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1858.36	50*45	0.2064	0.102	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1632.40	50*45	0.2064	0.090	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1406.45	45*40	0.1634	0.077	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1180.38	45*40	0.1634	0.065	vérifiée
6 ^{ème} étage	949.79	40*35	0.1254	0.052	vérifiée
7 ^{ème} étage	718.59	40*35	0.1254	0.039	Vérifiée
8 ^{ème} étage	482.874	35*30	0.0924	0.027	Vérifiée
9 ^{ème} étage	246.051	35*30	0.0924	0.014	vérifiée

❖ Vérification des conditions du RPA 99 / 2003

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes

Min (b, h) = 30 cm > 25 cmvérifiée

Min (b, h) = 30 cm > he/20 = 17cmvérifiée

1/4 ≤ h/b ≤ 4vérifiée

II.3) Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

Plancher corps creux (16+4)cm.

Poutres principales (30x40) et (30x40) cm².

Poutres secondaires.....(30x35) cm².

R.D.C+ 1^{er} étage.....poteau (55x50) cm².

2^{ème} +3^{ème} étage.....poteau (50x45) cm².

4^{ème} ,5^{ème} étage.....poteau (45x40) cm².

6^{ème} ,7^{ème} étage.....poteau (40x35) cm².

8^{ème} ,9^{ème} étage.....poteau (35x30) cm².

voile.....e=20cm.

Introduction

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories, éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère). Cette étude se fait en suivant les réglementations en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 version 2003...).

III.1) Etude des planchers a corps creux

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...).il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des poutrelles en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression. Donc on opte pour des planchers à corps creux.

III.1.1) Etude des poutrelles :

A. Méthodes de calcul des sollicitations

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, les deux méthodes les plus utilisé sont :

1. Méthode forfaitaire. (**Annexe E.1 du BAEL91/99**)
2. Méthode de CAQUOT. (**BAEL91/99 art B.6.210**)

B. Les différents types de poutrelles :

Tableau III.1 : les différents types de poutrelles.

Types	Schéma statique
1 ^{er}	▲ 4.15 ▲ 4.45 ▲ 3.35 ▲ 4.28 ▲ 4.16 ▲ 4.25 ▲ 4.17 ▲ 3.49 ▲ 3.51 ▲ 5.15 ▲
2 ^{ème}	▲ 4.15 ▲ 4.45 ▲ 3.35 ▲ 4.28 ▲ 4.16 ▲ 4.25 ▲ 4.17 ▲ 3.49 ▲ 3.51 ▲
3 ^{ème}	▲ 4.45 ▲ 3.35 ▲ 4.28 ▲ 4.16 ▲ 4.25 ▲ 4.17 ▲ 2.5 ▲ 3.51 ▲
4 ^{ème}	▲ 4.16 ▲ 4.25 ▲ 4.17 ▲ 2.5 ▲ 3.51 ▲
5 ^{ème}	▲ 4.25 ▲ 4.17 ▲ 5.00 ▲
6 ^{ème}	▲ 4.45 ▲ 3.35 ▲
7 ^{ème}	▲ 4.60 ▲

C. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

A l'ELU : $P_u' = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L_0$

A l'ELS : $P_s' = (G + Q) \times L_0$

Avec :

P_u : la charge transmise à la poutrelle a l'ELU.

Ps : la charge transmise à la poutrelle a L'ELS.

L₀ : Entraxe des poutrelles (**L₀**=0.65m).

Tableau III.2 : Evaluation des charges et surcharges sur les poutrelles.

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Pu (KN/m)	Ps (KN/m)
Terrasse inaccessible	6.66	1	6.82	4.98
Etage courant	5.25	1.5	6.07	4.39
Balcon	5.25	3.50	8.02	5.69

D. Calcul des sollicitations :

❖ **Exemple illustratif :**

Pour le calcul des sollicitations on exposera un exemple de calcul (le 5^{ème} type du plancher terrasse). Les résultats des autres types seront résumés dans un tableau.

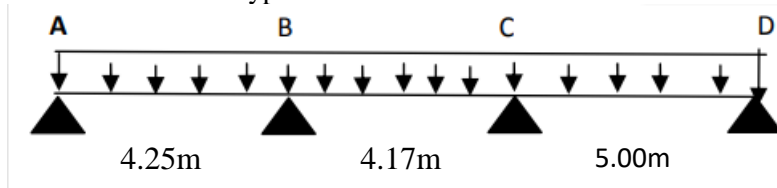


Figure III.1: Schéma statique de la poutrelle type 1

a) Choix de la méthode de calcul

• **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

$Q \leq \text{Min} (2 \times 5.25, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$vérifiée.

$I = \text{constant}$ vérifiée.

$l_i / l_{i+1} = 1.20 \in [0.8 ; 1.25]$vérifiée.

F.P.Nvérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.

b) Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8}$$

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} M_{0,u}^{AB} = 15.40 \text{KN.m} \\ M_{0,s}^{AB} = 11.24 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} M_{0,u}^{BC} = 14.82 \text{KN.m} \\ M_{0,s}^{BC} = 10.82 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} M_{0,u}^{CD} = 21.31 \text{KN.m} \\ M_{0,s}^{CD} = 15.56 \text{KN.m} \end{cases}$$

c) Calcul des moments sur les appuis :

➤ **Appuis de rive :**

$M_A = M_D = 0$ (**BAEL 91/99** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à $0.15M_0$)

$$M_A = M_D = -0.15 * \max (M_0^{AB}; M_0^{CD}) \begin{cases} M_u = -3.19 \text{KN.m} \\ M_s = -2.33 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

Les deux appuis intermédiaires sont voisins des appuis de rive :

$$\rightarrow \begin{cases} M_B = -0.5 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \\ M_C = -0.5 \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} ELU \begin{cases} M_B = -7.70KN.m \\ M_C = -10.65KN.m \end{cases} \\ ELS \begin{cases} M_B = -5.62KN.m \\ M_C = -7.78KN.m \end{cases} \end{cases}$$

d) Calcul des moments en travée :

$$\alpha = 0.130 \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.039 \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.62 \end{cases}$$

Chaque travée est calculée indépendamment, le moment max en travée est déterminé par les deux conditions :

$$\begin{cases} M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \max(1.05M_0, (1 + 0.3 \alpha) M_0) \\ \begin{cases} M_t \geq (1 + 0.3 \alpha) M_0 / 2 \text{ (travée intermédiaire)} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) M_0 / 2 \text{ (travée de rive)} \end{cases} \end{cases}$$

➤ **Travée AB (rive):**

$$M_t^{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max(1.05; 1.039)M_0^{AB}$$

$$M_t^{AB} \geq 1.05M_0^{AB} - \frac{M_B}{2} = 0.8M_0^{AB} \quad ; M_B = -0.5M_0^2$$

$$D'où : \begin{cases} ELU: \begin{cases} M_t^{AB} \geq 12.32KN.m \\ M_t^{AB} \geq 8KN.m \end{cases} \rightarrow M_{tu}^{AB} = 12.32KN.m \\ ELS: \begin{cases} M_t^{AB} \geq 9KN.m \\ M_t^{AB} \geq 5.84KN.m \end{cases} \rightarrow M_{ts}^{AB} = 9KN.m \end{cases}$$

➤ **Travée BC (intermédiaire):**

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 1.05M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} \\ M_t \geq 0.52M_0^{BC} \end{cases}$$

$$D'où : \begin{cases} ELU: \begin{cases} M_t^{BC} \geq 6.38KN.m \\ M_t^{BC} \geq 7.70KN.m \end{cases} \rightarrow M_{tu}^{BC} = 7.70KN.m \\ ELS: \begin{cases} M_t^{BC} \geq 4.66KN.m \\ M_t^{BC} \geq 5.62KN.m \end{cases} \rightarrow M_{ts}^{BC} = 5.62KN.m \end{cases}$$

➤ **Travée CD (rive) :**

$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq 0.8M_0^{CD} \\ M_t^{CD} \geq 0.62M_0^{CD} \end{cases} \rightarrow \text{on prend: } M_t^{CD} \geq 0.8M_0^{CD}$$

$$D'o\grave{u} : \begin{cases} ELU : M_{tu}^{CD} = 17.05 KN.m \\ ELS : M_{ts}^{CD} = 12.45 KN.m \end{cases}$$

e) Calcul des efforts tranchants :

$$\begin{cases} V_0 = \frac{p'_u * l}{2} \rightarrow \text{L'effort tranchant isostatique} \\ V_A = \frac{p'_u * l_{AB}}{2} \rightarrow \text{L'effort tranchant appuis de rive} \\ V_B = -1.1 \frac{p'_u * l_{AB}}{2} \rightarrow \text{L'effort tranchant appuis interm\u00e9diare (plus de deux trav\u00e9e)} \end{cases}$$

D'o\grave{u} :

- Trav\u00e9e AB : $\begin{cases} V_A = 14.49 KN \\ V_B = -15.94 KN \end{cases}$
- Trav\u00e9e BC : $\begin{cases} V_B = 15.94 KN \\ V_C = -18.75 KN \end{cases}$
- Trav\u00e9e CD : $\begin{cases} V_C = 18.75 KN \\ V_D = -17.05 KN \end{cases}$

Tableau III.3 : Sollicitations maximales aux \u00e9tats limite des diff\u00e9rents niveaux

Etage courant							
TYPE	ELU			ELS			V _{max} (KN)
	Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.rive (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.rive (KN.m)	
1	15.15	-10.64	-1.60	10.98	-7.63	-1.14	17.69
2	11.98	-11.53	-1.73	8.53	-8.09	-1.21	19.42
3	11.27	-8.03	-1.69	8.17	-5.75	-1.22	15.31
4	9.50	-7.85	-1.43	6.88	-5.63	-1.24	14.51
5	15.49	-9.48	-2.84	11.20	-6.85	-2.05	15.17
6	11.52	-9.01	-2.25	8.33	-6.52	-1.63	15.53
7	16.05	/	0	11.60	/	0	13.96
Terrasse inaccessible							
2	10.67	-8.66	-1.30	7.80	-6.29	0.94	16.24
4	10.83	-8.44	-1.62	7.92	-6.12	-1.19	16.21
5	17.05	-10.65	-3.19	12.45	-7.78	-2.33	17.05
7	18.04	/	0	13.17	/	0	15.68

f) Ferrailage des poutrelles

Les armatures seront calcul\u00e9es sous les sollicitations maximales \u00e0 l'ELU et le calcul est conduit pour une section en T\u00e9 soumise \u00e0 la flexion simple si $M_u \leq M_{tu}$ (la table n'est pas enti\u00e8rement comprim\u00e9e) si non on calcule pour une section rectangulaire (b x h).

Avec : M_{tu} : le moment \u00e9quilibr\u00e9 par la table de Compression

➤ **Ferrailage (terrasse inaccessible)**

Ma.rive = -3.19 KN.m

Ma.int = -10.65 KN.m

Mt = 18.04 KN.m

Vmax = 18,367 KN

Tableau III.4 : caractéristique des poutrelles

h (cm)	h ₀ (cm)	b ₀ (cm)	b (cm)	c (cm)	d (cm)	Fc28 (Mpa)	Fe (Mpa)	f _{bu} (Mpa)	f _{st} (Mpa)
20	4	10	65	2	18	25	400	14.2	348

➤ **Ferrailage en travée :**

$$M_t^u = f_{bu} * b * h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right] = 14.2 * 0.65 * 0.04 * \left[0.18 - \frac{0.04}{2} \right] = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \rightarrow$ Donc on la calcule comme une section rectangulaire : $(b * h) = (65 * 20) \text{ cm}^2$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = 0.060 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} ; A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_{bu})} \right] \Rightarrow \alpha = 0.077$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.174 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z f_{st}} \Rightarrow A_t = 2.97 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

➤ En travée :

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

➤ En appuis :

$$A_{\min} = 0.23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 * 10 * 18 * \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

Tableau III.5: ferrailage et vérifications de non fragilité.

		M KNm	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Plancher T.I	Travée	18.04	0.06	0.077	0.174	2.97	1.41	3HA12=3.39
	Appui inter	-10.65	0.232	0.335	0.155	1.96	1	2HA12= 2.26
	Appui rive	-3.19	0.069	0.090	0.173	0.53	0.22	1HA10=0.79
Plancher E.C	Travée	16.05	0.054	0.069	0.175	2.63	1.41	3HA12=3.39
	Appui inter	-11.53	0.251	0.368	0.153	2.16	0.22	2HA12= 2.26
	Appui rive	-2.84	0.062	0.079	0.174	0.46	0.22	1HA10=0.79

➤ **Armatures transversales : BAEL91 (Article H.III.3)**

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 12 \right) \rightarrow \phi_t \leq 5.71 \text{ mm}$$

On choisit un étrier T8

$$A_t = 2T6 = 1.01 \text{ cm}^2$$

➤ **vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$V_u = 19.42 \text{ KN}; FPN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{19.42 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} = 1.08 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left[\frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau}_u$ pas de rupture par cisaillement.

➤ **Espacements des armatures transversales : CBA 93 (Article A.5.1.2.2)**

$$St \leq \text{Min} (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3})$$

$$St_1 \leq \text{Min} (0,9*d ; 40\text{cm})$$

$$St_2 \leq \frac{At * fe}{b_0 * 0,4}$$

$$St_3 \leq \frac{(0,8 * A_t * fe)}{b_0 * (\tau_u - 0,3 * ft_{28}) * 1,15} \quad \gamma_s = 1,15$$

$$St_1 \leq \text{min} (0,9*18;40\text{cm}) \quad \Rightarrow \quad St_1 \leq 16.2\text{cm}$$

$$St_2 \leq \frac{1.01 * 10^{-2} * 400}{0,1 * 0,4} \quad \Rightarrow \quad St_2 \leq 101\text{cm}$$

$$St_3 \leq \frac{(0,8 * 1.01 * 10^{-2} * 400)}{0,1 * (1.08 - 0,3 * 2,1) * 1,15} \quad \Rightarrow \quad St_3 \leq 62.45\text{cm}$$

On choisit St=15cm

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

▪ **Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [19.42 - \frac{11.53}{0.9 \times 0.18}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l = -1.49 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow \text{Aucune vérification à faire, car}$$

l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment. Pas de risque de cisaillement des armatures longitudinaux par l'effort tranchant.

▪ **Appui de rive :**

On doit vérifier que : **$A \geq 1.15 * V_u / f_e$**

$$A = A_t + A_r = 4.18 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 19.42 \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq 0.558 \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification du cisaillement de cisaillement a la jonction table-nervure :**

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{19.42 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65-0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.27 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée

➤ **Vérification de l'adhérence :**

On doit vérifier que : $\tau_{ser} = \frac{Vu}{0,9 * d * \sum Ui} \leq \bar{\tau}_{ser}$

Avec :

$\bar{\tau}_{ser}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum Ui$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum Ui = \pi \times (T12+T10) = 69.08\text{mm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{19.42 \times 1000}{0,9 \times 180 \times 69.08} = 1.73\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} \quad ; \quad \psi = 1,5 \text{ Pour les aciers HA}$$

$$\tau_{ser} (= 1,73\text{MPa}) \leq \bar{\tau}_{ser} (= 2.83\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91(Article B-6-3)**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

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

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

◆ **En travée :**

$$M_{tser} = 13.17\text{KN.m}; A_s = 3.39\text{cm}^2$$

$$0.325y^2 + 0.027085y - 4.753 \times 10^{-4} = 0$$

$$y = 0.028\text{m} = 2.8\text{cm}$$

Le moment d'inertie I :

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

$$I = 1.23 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{13.17 \times 10^{-3}}{1.23 \times 10^{-4}} \times 0.028$$

Donc : $\sigma_{bc} = 2.99\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

➤ **Vérification de la flèche :**

La flèche est évaluée selon les recommandations du **BAEL 91 (Article B.6.5)** et celle du **CBA 93**. Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

❖ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

❖ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{500} = 0.04 < \frac{1}{16} \Rightarrow$ **non vérifier** donc on doit faire une vérification de la flèche.

Donc il faut vérifier que : $\Delta f_t \leq f_{adm}$

$$\text{On a : } l \leq 5 \text{ m} \rightarrow f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

Δf_t : La flèche totale définie d'après le **BAEL91 (art B.6.5, 2)** comme suit :

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

Avec :

f_{gv} ; f_{gi} : flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées

respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

Valeur limite de la flèche **BAEL91 (art B.6.5, 2)** ;

Les propriétés de la section :

$$y = 2.8 \text{ cm}; I = 12300 \text{ cm}^4; A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$E_v = 3700. \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa.}; E_i = 3E_v = 32456.58 \text{ MP a.}$$

Calcul de I_0

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

$$B = 65 \times 20 + 15 \times 3.39 = 1350.85 \text{ cm}$$

$$V_1 = \frac{1}{1350.85} \times \left(\frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 \right) \Rightarrow V_1 = 10.30 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 10.30 \Rightarrow V_2 = 9.70 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10.30^3 + 9.70^3) + 15 \times 3.39 \times (9.70 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 50411.19 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{10 \times 18} = 0.0188$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0188 \times \left(2 + 3 \times \frac{10}{65} \right)} \Rightarrow \lambda_i = 2.27$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.908$$

• **Evaluation des moments en travée :**

$$\frac{M_t^s}{M_0^s} = \frac{11.60}{22.37} = 0.518$$

$q_{jser} = 0.518 \times J$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.518 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.518 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.518 \times 2.85 = 1.47 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.518 \times 5.25 = 2.71 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.518 \times (5.25 + 1.5) = 3.49 \text{ KN / m}$$

D'où :

$$M_{gser} = 3.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 2.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 6.13 \text{ KN.m}$$

Contraintes (σ_s) :

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

Calcul de μ : $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$ Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

Calcul des inerties fictives (I_f) :

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fj}} ; f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fg}} ; f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} ; f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fp}}$$

Tableau III.6: Evaluation de la flèche.

σ_s (MPa)			μ			I_f (cm)			
σ_{sj}	σ_{sg}	σ_{sp}	μ_j	μ_g	μ_p	I_{fj}	I_{fg}	I_{fv}	I_{fp}
46.27	68.62	109.85	0.34	0.49	0.64	$1.26 \cdot 10^{-4}$	$1.05 \cdot 10^{-4}$	$1.40 \cdot 10^{-4}$	$0.9 \cdot 10^{-4}$
f (mm)				$\Delta f_t \leq f_{adm}$					
f_{gv}	f_{ji}	F_{pi}	f_{gi}						
5.71	1.57	5.18	2.78	$6.53 \leq 10$					

Donc la condition de flèche est vérifiée.

III.1.2) Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise un treillis soudé de nuance 400 MPa

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

A_⊥ CBA93 (B.6.8.4.2.3)

On choisit : $5\phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (St = 20cm) ≤ 20cm.....vérifiée.

Armatures parallèles aux poutrelles $A_{\parallel} = A_{\perp}/2 = 0,65/2 = 0,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On choisit $4\Phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (St = 25) ≤ 30cm.....vérifiée.

➤ **Schéma de ferrailage de la dalle de compression :**

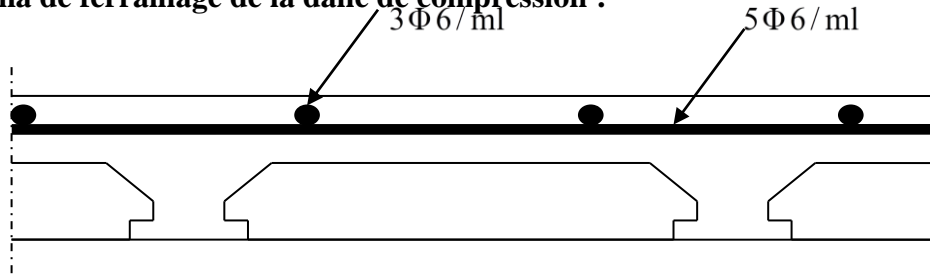


Figure III.2 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

Tableau III.7: Les schémas de ferrailage des poutrelles.

plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appui de rive et en travée	Appui intermédiaire
Terrasse inaccessible	<p>Le schéma montre une poutrelle en T avec une armature supérieure de 1HA10 et une armature inférieure de 3HA12. Un étrier de diamètre 6 (EtrierΦ6) est utilisé pour lier les armatures. Des flèches indiquent la position des armatures et de l'étrier.</p>	<p>Le schéma montre une poutrelle en T avec une armature supérieure de 2HA12 et une armature inférieure de 3HA12. Un étrier de diamètre 6 (EtrierΦ6) est utilisé pour lier les armatures. Des flèches indiquent la position des armatures et de l'étrier.</p>
Étage courant	<p>Le schéma est identique à celui de la terrasse inaccessible pour un appui de rive et en travée, montrant 1HA10 en haut et 3HA12 en bas avec un étrier Φ6.</p>	<p>Le schéma est identique à celui de la terrasse inaccessible pour un appui intermédiaire, montrant 2HA12 en haut et 3HA12 en bas avec un étrier Φ6.</p>

III.2) Etude des dalles pleines:

Les dalles sont des pièces minces et plane, elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou murs.

- On calcule et en ferraille le cas le plus défavorable :

Il s'agit d'un panneau de dalle qui repose sur 02 appuis

$$L_x = 2.84\text{m} ; L_y = 3.9\text{m}$$

$$\rho = \frac{2.84}{3.9} = 0.73 > 0.4$$

La dalle travaille suivant un seul sens comme une console.

a) Evaluation des charges :

$$G = 5.31 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1,35 * G + 1,5 * Q = 13.22 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_s = G + Q = 8.81 \text{ KN/m}^2$$

b) Calcul à l'ELU :

➤ Les sollicitations

$$M_U = \frac{p_u \times l^2}{2} = \frac{13.22 \times 2.84^2}{2} = 53.31 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = P_u \times l = 13.22 \times 2.84 = 37.54 \text{ KN.m.}$$

➤ Ferrailage :

▪ Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$$b = 100\text{cm}, e = 15\text{cm}, d = 13\text{cm}, f_{bu} = 14.2\text{MPa.}$$

Tableau III.8: Ferrailage de la dalle (1).

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
11.17	0,046	0,058	0.127	2.52	4HA10=3.14	25

▪ Armatures secondaires :

$$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / ml$$

$$S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

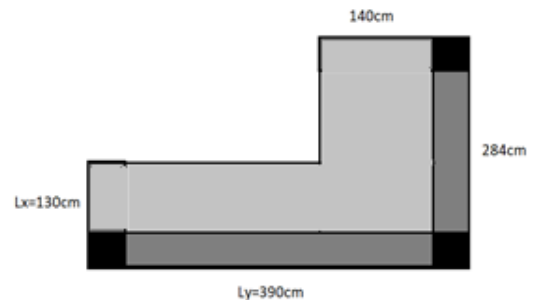


Figure III.3 : Schéma de la dalle type (01)

On opte pour : $S_t = 25cm$

C) Vérification

➤ À l'ELU :

▪ L'effort tranchant :

Il faut vérifier que $\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}$.

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{17.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.13 MPa < \bar{\tau} = 1.25 MPa. \quad \text{condition vérifiée.}$$

▪ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 cm^2.$$

$$A_{\min} = 1.57 < A_{\text{calculé}} = 3.14 \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée.}$$

➤ À l'ELS :

▪ La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$M_{ser} = \frac{P_s \times l^2}{2} = 7.44 KN.m$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 0.13 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.03 cm$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 5609.05 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.02 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée}$$

▪ La contrainte dans l'acier :

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 MPa.$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 198.37 MPa.$$

$$\sigma < \bar{\sigma}_s \quad \text{C'est vérifié.}$$

▪ La flèche :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{1.3} = 0.115 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0.0024 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.006$$

$$3. l = 1.30 m < 8 m$$

$$4. \frac{h}{l} = \frac{15}{130} = 0.115 \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.119$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

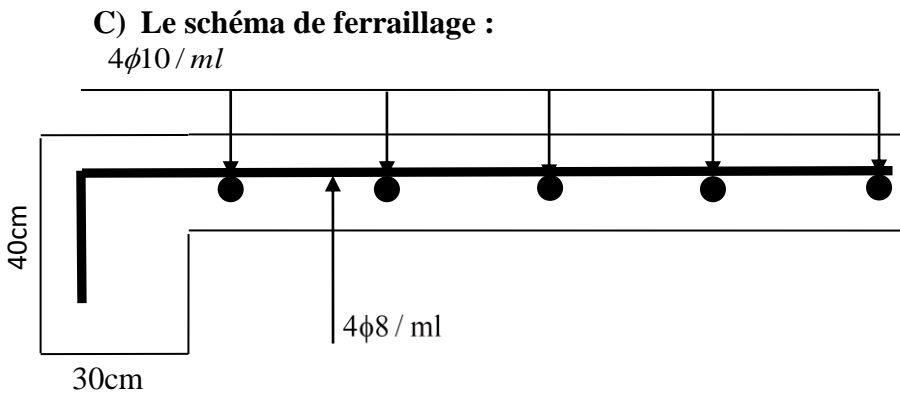


Figure III.4: Schéma de ferrailage de la dalle pleine type 1.

III.3) Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux ou forfaitaire en prenant en considération le nombre de points d'appuis.

a) Calcul du chargement :

La volée :

$$\begin{cases} G_v = 6.83 \text{ kn/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ kn/m}^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} P_v^u = 12.97 \text{ KN/ml} \\ P_v^s = 9.33 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Le palier :

$$\begin{cases} G_v = 5.02 \text{ kn/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ kn/m}^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} P_v^u = 10.53 \text{ KN/ml} \\ P_v^s = 7.52 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Le mur :

$$G_m = 2.97 \text{ KN/m} \rightarrow \begin{cases} P_m^u = 4 \text{ KN/m} \\ P_m^s = 2.97 \text{ KN/m} \end{cases}$$

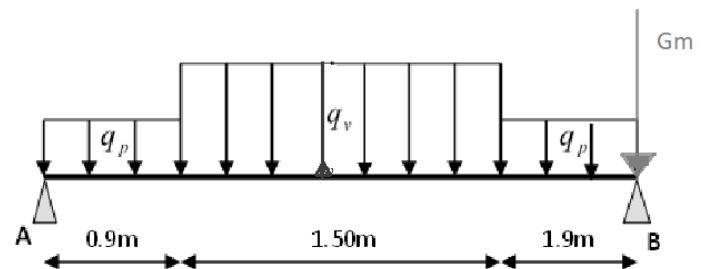


Schéma statique avec chargement

Figure III.5: Schémas statique de l'escalier (1)

❖ **Type 1(escalier à une seule volée) :**

➤ **Calcul des sollicitations :**

Par la méthode RDM, on trouve :

$$Elu \begin{cases} R_A = 24.90 \text{ KN} \\ R_B = 27.54 \text{ KN} \end{cases}$$

$$Els \begin{cases} R_A = 17.84 \text{ KN} \\ R_B = 19.80 \text{ KN} \end{cases}$$

Les sollicitations sont résumé dans le tableau suivant:

Tableau III.9: Les sollicitations dans le 1^{er} escalier

	ELU	ELS
$0 \leq x \leq 0.9m$	$T(x) \begin{cases} -24.90; x = 0 \\ -15.42; x = 0.9 \end{cases}$	$T(x) \begin{cases} -17.84; x = 0 \\ -11.07; x = 0.9 \end{cases}$
$\begin{cases} T(x) = -R_A + q_P * x \\ M(x) = R_A x - q_P \frac{x^2}{2} \end{cases}$	$M(x) \begin{cases} 0; x = 0 \\ 18.15; x = 0.9 \end{cases}$	$M(x) \begin{cases} 0; x = 0 \\ 13.01; x = 0.9 \end{cases}$
$0.9 \leq x \leq 2.4m$	$T(x) \begin{cases} -15.42; x = 0.9 \\ 3.94; x = 2.4 \end{cases}$	$T(x) \begin{cases} -11.07; x = 0.9 \\ 2.92; x = 2.4 \end{cases}$
$\begin{cases} T(x) = -R_A + 0.9q_P + q_v(x - 0.9) \\ M(x) = R_A x - 0.9q_P(x - 0.45) - q_v \frac{(x-0.9)^2}{2} \end{cases}$	$M(x) \begin{cases} 18.15; x = 0.9 \\ 26.67; x = 2.4 \end{cases}$	$M(x) \begin{cases} 13.01; x = 0.9 \\ 19.12; x = 2.4 \end{cases}$
$0 \leq x \leq 1.9m$	$T(x) \begin{cases} -24.04; x = 0 \\ -4.03; x = 1.9 \end{cases}$	$T(x) \begin{cases} -2.92; x = 0 \\ -17.21; x = 1.9 \end{cases}$
$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_P * x + G_m \\ M(x) = R_A x - q_P \frac{x^2}{2} - G_m x \end{cases}$	$M(x) \begin{cases} 0; x = 0 \\ 26.67; x = 1.9 \end{cases}$	$M(x) \begin{cases} 0; x = 0 \\ 19.12; x = 1.9 \end{cases}$

Tableau III.10: Les sollicitations maximale.

ELU			ELS			Vmax (KN)
M _{max} (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _{max} (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	
26.84	-13.42	20.13	19.58	-9.79	14.68	24.90

➤ **Ferraillage :**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b*h).

Avec :

$$\begin{cases} b = 100cm. \\ h = 14cm. \\ d = 12cm. \end{cases}$$

En travée: M_t = 20.13KN.m

En appuis: M_a = 13.42KN.m

Les calculs du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.11: Ferraillage du deuxième type d'escalier.

localisation	M (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{CAL} (cm ² /ml)	A _{Adobté} (cm ² /ml)
En travée	20.13	0.098	0,129	0,114	5.07	5HA12=5.65
En appuis	13.42	0,066	0,085	0,116	3.32	5HA10=3.93

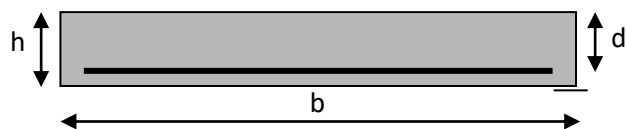


Figure III.6 : Section à ferrailer.

➤ **Les armatures de répartition :**

$A_r = A_{\text{calculé}}/3$ «la paillasse est soumise à une charge concentré »

En travée : $A_r = 1.88 \text{ cm}^2$, soit : 4HA8=2.01 cm^2

En appuis : $A_r = 1.31 \text{ cm}^2$, soit : 4HA8=2.01 cm^2

➤ **Vérifications :**

❖ **A l'ELU :**

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

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,12 \cdot 2,1 / 400 = 1,45 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{24,90 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u.$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (24,90 \times 10^{-3} - \frac{13,42 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,12}) \times \frac{1,15}{400} = -2,45 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

▪ **Espacement des barres :**

Armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times e; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$

Armatures transversales : $S_l \leq (4 \times e; 45) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$

❖ **A l'ELS :**

Les fissurations sont peu nuisibles car les escaliers sont à l'abri des intempéries donc les

Vérifications à faire sont :

▪ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{\text{ser}} \leq \tau_{\text{ser}}^-$$

$$\tau_{\text{ser}}^- = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

Avec $\psi = 1,5$ pour les HA

$$\tau_{\text{ser}} = V_{\text{ser}} / 0,9 \cdot d \cdot \sum U_i$$

$$\sum U_i : \text{Somme des périmètres des barres} = \pi \times n \times \phi$$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 4 \times 1,2 \times 3,14 = 15,07 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = \frac{19.80 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 15.07 \times 10^{-2}} = 1.21 MPa.$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

✓ En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

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

$$y = 3.74 cm$$

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

$$I = 7526.07 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14.58 \times 10^{-3}}{7526.07 \times 10^{-8}} \times 0.0374 = 7.29 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 7.29 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ En appuis :

$$y = 2.96 cm$$

$$I = 5681.96 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.79 \times 10^{-3}}{5681.96 \times 10^{-8}} \times 0.0296 = 5.1 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 5.1 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3)$$

$$(1) : 0.032 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition n'est pas vérifiée.}$$

La relation (1) n'est pas vérifiée, donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats Sont comme suit :

La flèche est calculée comme dans les poutrelles.

Tableau III.12 : Evaluation de la flèche.

fgv (mm)	fji (mm)	fpi (mm)	fgi (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$	Observation
1.80	0.50	1.66	0,95	2.01 ≤ 8.6	vérifiée

➤ **Schéma de ferrailage :**

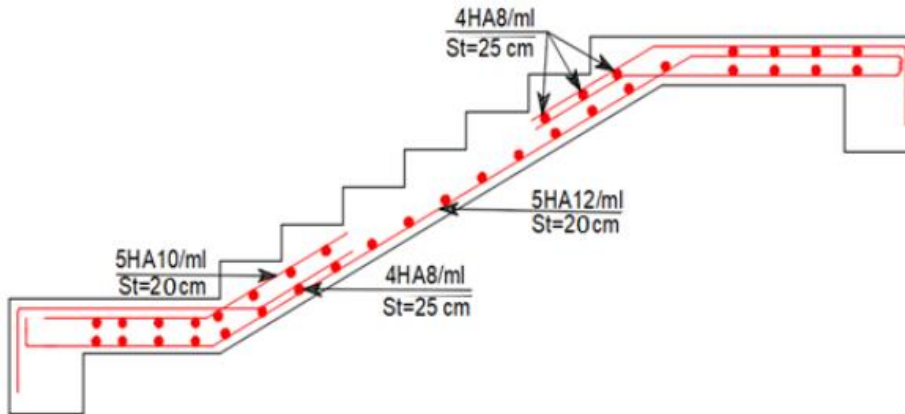


Figure III.7: schema de ferrailage de l'escalier type1.

❖ **Type 2 (escalier a 2 volée)**

Par la méthode RDM, on trouve :

$$\text{Elu} \begin{cases} R_A = 46.98\text{KN} \\ R_B = 24.42\text{KN} \end{cases} ; \text{Els} \begin{cases} R_A = 33.78\text{KN} \\ R_B = 17.56\text{KN} \end{cases}$$

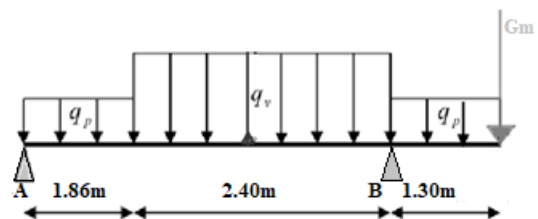


Figure III.8 : schéma statique de l'escalier type2.

➤ **Calcul des sollicitations maximales :**

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents, on trouve :

Tableau III.13: Les sollicitations maximale.

ELU			ELS			Vmax (KN)
M _{max} (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _{max} (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	
20.67	-10.34	15.50	14.91	-7.45	11.18	20.92

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.14: Résultat de ferrailage de l'escalier.

Localisation	M (KN.m)	ubu	α	Z (m)	A cal (cm ²)	A adop (cm ²)
En travées	15.50	0.076	0.09	0.120	3.71	5HA10 = 3.93
En appuis	-10.34	0.052	0.064	0.116	2.65	4HA10 = 3.14

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

En appuis : $A_r^a = (A^a/4) = 0.78\text{cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

En travée : $A_r^t = (A^t/4) = 0.98\text{cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérifications à l'ELU**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times (F_{tj} / F_e) = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times (2.1 / 400) = 1.65 \text{ cm}^2$$

En appuis : $A^a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ Vérifier.

En travée : $A^t = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ Vérifier.

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

$$\tau_{bu} = \min (0.07 F_{c28} / 4 \text{ Mpa}) = 1.75 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{bu} = 0.174 \text{ Mpa} < \tau_{bu} = 1.75 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

▪ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

$$A_L \geq \frac{1.15 \times V_u}{F_e} = 0.60 \text{ cm} \text{ avec } A_L = 3.93 + 3.14 = 7.07 \text{ cm}^2$$

$$7.07 \text{ cm}^2 > 0.60 \text{ cm}^2 \text{ vérifier}$$

▪ **Espacement des armatures**

Les règles d'espacement des barres données aux BAEL91 donnent :

▪ **Armatures longitudinales**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3 h , 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

▪ **Armatures transversales**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (4 h , 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \text{ (1)}$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \text{ (2)}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ (3)}$$

(1) : $0.025 < 0.0625$ Condition n'est pas vérifiée.

La relation (1) n'est pas vérifiée, donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats :

Tableau III.15 : Evaluation de la flèche type2.

fgv (mm)	fji (mm)	fpi (mm)	fgi (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$	Observation
1,68	0,14	1,37	0,83	$2.08 \leq 5.2$	vérifiée

➤ Schéma de ferrailage :

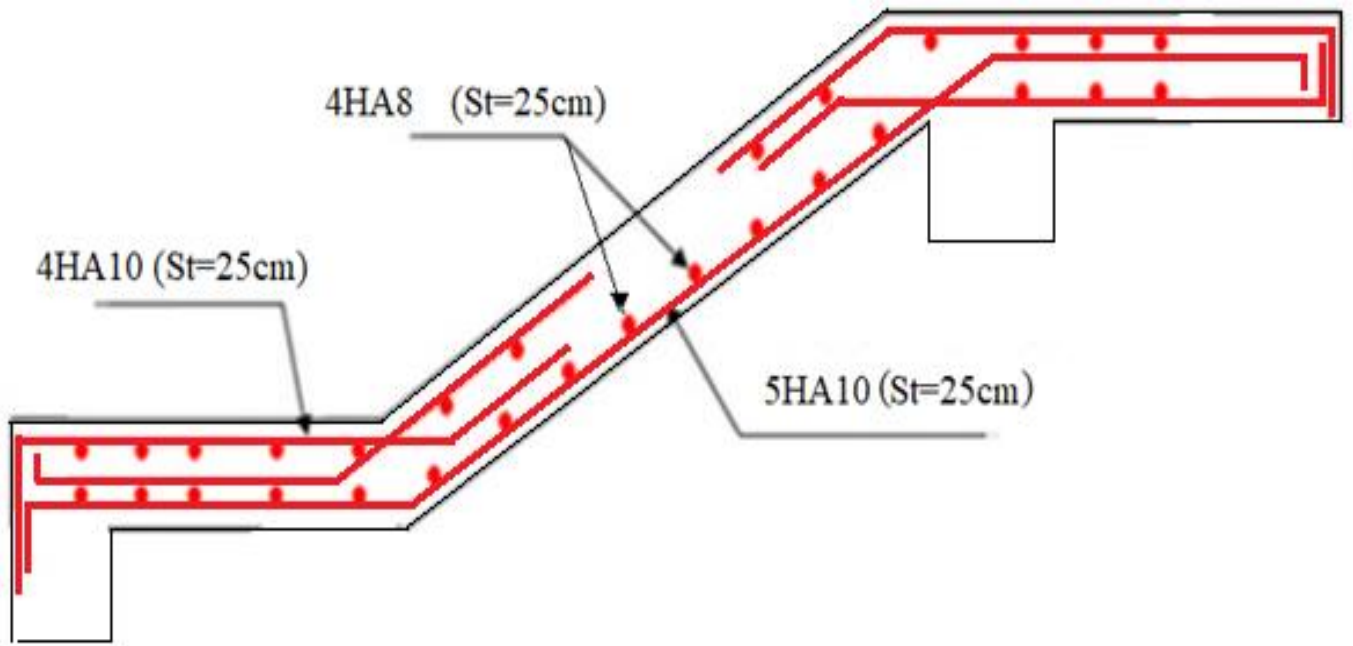


Figure III.9: schemas de ferrailage de l'escalier type 2.

III.4) Etude de la poutre palière

1. Dimensionnement

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 26.53\text{cm} \leq h \leq 39.8\text{cm}$$

Condition (RPA99/V 2003.artVII.7.5)

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

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

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$$

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

La poutre palière est soumise à la flexion simple.

2. Les charges sur la poutre :

g_0 : Poids propre de la poutre :

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25\text{Kn/m}$$

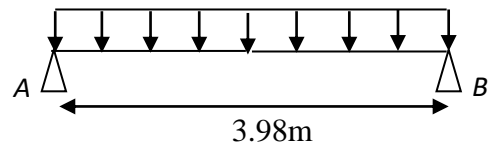


Figure III.10: Schéma statique de la poutre palière.

3. Les sollicitations de la poutre palière :

Tableau III.16: Les sollicitations dans la poutre palier.

ELU	ELS
$R_A = 46.98\text{KN}$ $P_u = 1.35(g_0) + R_A$ $P_u = 50.01\text{KN/m}$ $M_0 = \frac{P \times L^2}{8} = 99.02\text{KN}$ $M^t = 74.26\text{KN.m}$ $M^a = - 49.51\text{KN.m}$ $V_u = \frac{P \times L}{2} = 99.50\text{Kn}$	$R_A = 33.78\text{KN}$ $P_s = (g_0) + R_A$ $P_s = 36.03\text{KN/m}$ $M_0 = \frac{P \times L^2}{8} = 71.34\text{KN.M}$ $M^t = 53.50\text{Kn.m}$ $M^a = - 35.67\text{Kn.m}$

Tableau III.17: Ferrailage de la poutre palière.

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	Z (m)	(cm^2)	$A_{min} (cm^2)$
En travée	74.26	0.239	0.347	0.232	9.19	1.17
En appuis	-49.51	0.159	0.218	0.246	5.78	1.17

➤ **Vérification à l'ELU**

▪ **L'effort tranchant :**

$V_u = 99.5 \text{ Kn}$

$\tau_u = (V_u / (b \times d)) = 1.18 \text{ Mpa}$

Fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min ((0.15F_{c28} / \delta_b) ; 4\text{Mpa}) 3.25\text{Mpa}$

$\tau_u = 1.18 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

▪ **Calcul de l'espacement S_t**

$S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25.2$

On opte : $S_t = 15\text{cm}$ en travée et $S_t = 10\text{cm}$ en appuis.

▪ **Calcul de la contrainte de cisaillement :**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée C'est le moment d'appui de l'escalier

$M^{\text{torsion}} = -M_a \times (L/2) = 20.58 \text{ Kn.m}$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. **BAEL [Art. A.5.4.2.2].**

U : périmètre de la section

Ω : air du contour tracé à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi.

A_1 : section d'acier

$e = \emptyset / 6 = b/6 = 5 \text{ cm}$

$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$

$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1\text{m}$

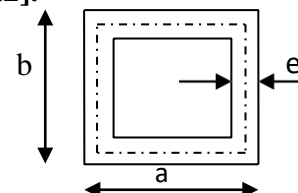


Figure III.11 : Section d'armatures

On doit vérifier que $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{torsion}}{2 \times \Omega \times e} = 3.29 \text{ MPa}$$

$$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_t^2} = 3.49 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0,2 \times f_c / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$\tau > \tau_{adm} \Rightarrow$ il y a risque de rupture par cisaillement.

Donc il faut augmenter la section du béton de la poutre palière, soit une section de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$.

Les résultats obtenus après l'augmenté la section de la poutre sont résumé dans le tableaux suivant:

Tableau III.18: Calcul d'armature longitudinale de la poutre palière

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	(cm^2)	A_{min} (cm^2)
Travées	75.90	0.140	0.189	0.305	7.15	
appuis	50.60	0.093	0.123	0.313	4.63	

▪ **Les armature longitudinales:**

$$A_l = M T_u \times U \times \gamma_s / 2 \times \Omega \times f_e$$

$$U = 2 * [(h-e) + (b-e)] = 2 * [(0,35-0,05) + (0,35-0,05)] = 1.2 \text{ m.}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = (0,35-0,05) \times (0,35-0,05) = 0,09 \text{ m}^2.$$

$$A_l = 20.58 \times 10^{-3} \times 1.2 \times 1.15 / (2 \times 0,09 \times 400) = 3.94 \text{ cm}^2.$$

▪ **Les armatures transversales:**

$$A_t = M T_u \times S_t \times \gamma_s / 2 \times \Omega \times f_e = 0,5 \text{ cm}^2$$

▪ **Choix d'armatures :**

- En travée : $A = 7.15 + 3.94/2 = 9.12 \text{ cm}^2$; soit : 6HA14 = 9.24 cm^2 .
- En appuis : $A = 4.63 + 3.94/2 = 6.60 \text{ cm}^2$; soit : 6HA12 = 6.79 cm^2 .

▪ **Vérification de l'état limite de compression de béton :**

$$\text{On vérifie : } \sigma_{bc} = M_{ser} \times y / I \leq \sigma_{adm}$$

$$\text{Avec : } 0,5b \times y^2 + 15 \times A_y - 15A(d-y)^2 = 0$$

$$I = b \times y^3 / 3 + 15A(d-y)^2.$$

Tableau III.19: Vérification des contraintes dans le béton.

localisation	M (KN.m)	Y(cm)	I(m^4)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Observation
Travée	54.71	0.126	0.000810	8.56	15	Verifier
Appuis	36.47	0.112	0.000647	6.33	15	Verifier

▪ **Vérification de l'état limite de déformation :**

$$h/L = 0,1 \geq \max[3/80; M_t / 10 * M_0] = 0,075 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

$$A_s = 9.24 \text{ cm}^2 \leq 4,2 \times b \times d / f_e = 11.76 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Schémas de ferrailage:

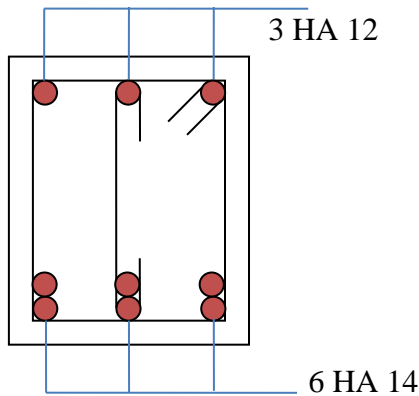


Figure III.12: Schéma de ferrailage en travée.

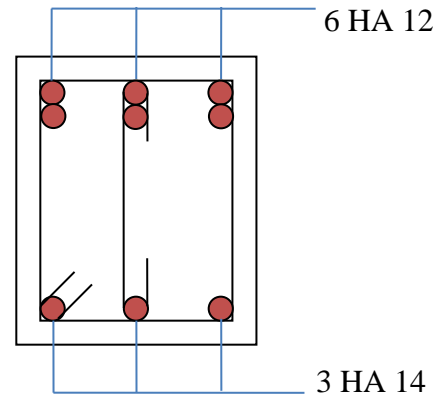


Figure III.13 : Schéma de ferrailage en appui.

III.5) Etude des poutres de chaînages

➤ Définition

➤ **Le chaînage horizontal** : Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades a chaque étage au niveau du plancher pour les rendent solidaires à la structure, elles servent de porte a feu

➤ Dimensionnement :

D'après le RPA99 (Art9.3.3), la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale a 15 cm ou 2/3 de l'élément supporte La portée maximale de la poutre de chaînage est :

$$L_{max} = 445 - 30 = 415 \text{ cm}$$

- Selon la condition de la flèche :

$$L_{max} / 15 < h < L_{max} / 10$$

$$27.67 < h < 41.5 \text{ cm}$$

Soit $h=30\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$

➤ Calcul des sollicitations

$$PP = 25 \times 0.30 \times 0.3 \Rightarrow PP = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$P_{mur} = 2.59 \times 2.49 \Rightarrow PD = 6.45 \text{ KN /m}$$

$$Pu = 1.35 \times (2.25 + 6.45) \Rightarrow Pu = 11.745 \text{ KN/ml;}$$

$$Ps = 2.25 + 6.45 = 8.70 \text{ KN/ml}$$

- Calcul à l'ELU :

$$Mu = Pu \times (L_{max}^2 / 8) = 11.745 \times (4.15^2 / 8) = 25.28 \text{ KN/m}$$

$$Mt = 0.75 Mu = 18.96$$

$$Ma = -0.5 Mu = -12.64$$

➤ Calcul de ferrailage :

- Les armatures longitudinales :

Tableau III.20: Ferrailage de la poutre de chaînage.

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$
En travée	18.96	0.027	0.034	0.266	2.05	1.17	3HA10=2.36
En appuis	12.64	0.019	0.024	0.267	1.36	1.17	3HA10=2.36

▪ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi \leq \min(h/35 ; b/10 ; \phi^{\min}) = 8.57 \text{ mm}^2$$

Soit : un cadre $\phi 8$ + une épingle $\phi 8 = 1.5 \text{ cm}^2$

$$A_t = 3\phi 8 = 1.5 \text{ cm}^2$$

▪ **Les espacements :**

$$St \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

$$St \leq (A_t * f_e) / (b * 0.4) = 50 \text{ cm}$$

$$St = \frac{0.9 * A_t * f_e}{b * (\tau_u - 0.3 * f_c / 28)} = 0.067$$

Le RPA99/version 2003 exige un espacement : $St \leq \min(h ; 25 \text{ cm})$

On opte pour : $St = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérfications à l'ELU :**

▪ **Vérfication de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 * 0.30 * 0.27 * 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 0.98 \text{ cm}^2) < A_t$$

▪ **Effort tranchant :**

$$V_u = G_u * L / 8$$

$$\tau_u = \frac{V}{b * d} = 0,275 \text{ MPa} < \tau_u^- = 1.17 \text{ MPa} \quad \dots \text{condition vérifier}$$

➤ **Vérfications à l'ELS**

▪ **Etat limite d'ouverture des fissures/**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

▪ **Vérfication de la contrainte dans le béton :**

$$M_u = P_s * (L^2_{\max} / 8) = 8.70 * (4.15^2 / 8) = 18.73 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_u = 14.05 \text{ kn.m}$$

$$M_a = -0.5 M_u = -9.36 \text{ kn.m}$$

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

Tableau III.21: vérification des contrainte de compression dans le béton.

Localisation	Mser(KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	14.05	19040	7.03	5.19	15
Appuis	9.36	13330	5.84	4.10	15

▪ **Evaluation de la flèche :**

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 * M_0}; \frac{A}{b_0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article L.VI, 2)}$$

On a :

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{415} = 0.072 \geq \frac{1}{16} = 0.625$$

$$\frac{h}{l} = 0.072 \geq \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.071$$

$$\frac{A}{b_0 * d} = 0.0099 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

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

➤ Schéma de ferrailage :

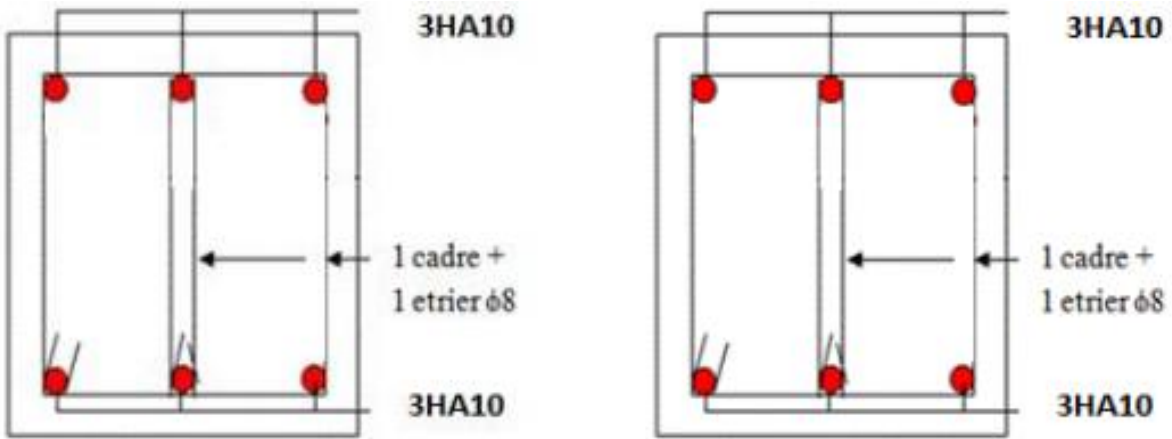


Figure III.14: Schémas de ferrailage des poutres de chaînage.

III.6) Calcul de l'acrotère :

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

On a $S = 0.0685 \text{ m}^2$

- ✓ Poids d'enduit de ciment extérieur : $G_1 = 18 \cdot 0.015 \cdot 0.6 \cdot 1 = 0.162 \text{ KN}$
- ✓ Poids d'enduit de ciment intérieur $G_2 = 0.162 \text{ KN}$
- ✓ Poids propre $G_3 = 25 \cdot 0.0685 \cdot 1 = 1.7125 \text{ KN/ml}$
- ✓ Poids de l'acrotère $w_p = G_1 + G_2 + G_3 \Rightarrow w_p = 2.0365 \text{ KN}$

La force sismique :

F_p = : force sismique horizontale

$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot w_p$ (Article 6.2.3 RPA)

$C_p = 0.8$ (Tableau 6.1 RPA)

On a : zone IIa (Bejaia) et groupe d'usage 2 ; d'où : $A = 0.15$.

$\rightarrow F_p = 0.97 \text{ KN}$

$$X_g = \frac{\sum x_i A_i}{\sum A_i} = 0.06 \text{ m} \quad ; \quad y_g = \frac{\sum y_i A_i}{\sum A_i} = 0.33 \text{ m}$$

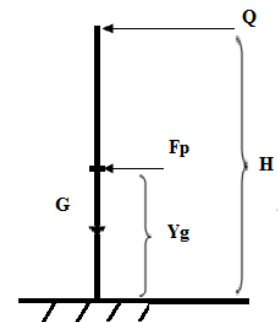


Figure III.15: Schéma statique de l'acrotère.

➤ Calcul des sollicitations :

L'acrotère est sollicité par :

$N_G = 2.0365 \text{ KN}$	$M_G = 0 \text{ KN.m}$
$N_Q = 0 \text{ KN}$	$M_Q = Q \cdot H = 0.9 \text{ KN.m}$
$N_{Fp} = 0 \text{ KN}$	$M_{Fp} = F_p \cdot y_g = 0.32 \text{ KN.m}$

Tableau III.22: les sollicitations de calcul.

	ELU	ELS	RPA
Combinaisons	1.35G+1.5Q	G+Q	G+Q+E
N(KN)	2.74	2.0365	2.0365
M(KN.m)	1.35	0.9	1.22

➤ **Calcul de l'excentricité a l'état ultime :**

La combinaison est : 1.35 G + 1.5Q

$$N_u = 2.74 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.35 \text{ KN.m}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = 0.49$$

$$\frac{H}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1$$

$e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow$ le centre de pression se trouve a l'extérieur du noyau central donc la section SPC et le ferrailage se fait par assimilation a la flexion simple selon BAEL.

➤ **Ferrailage de la section :**

Tableau III.23: Caractéristique de l'acrotère

b(cm)	h(cm)	d(cm)	f_{bu} (Mpa)	f_{st} (Mpa)	N_u (KN)	M_U (KN.m)	A_{cal} (cm ²)
100	10	7	14.2	348	2.74	1.42	0.53

➤ **Vérification à l'ELU :**

▪ **La condition de non fragilité :**

$$A_a^{\min} = 0.23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on ferraille avec } A_{\min}$$

On choisit **4HA8** = 2.01 cm²/ml

▪ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On choisit **3HA8** = 1.51 cm²/ml

▪ **Espacement :**

Armatures principales $s_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition : $S_t \leq 100/3 = 33.33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$

➤ **Schéma de ferrailage**

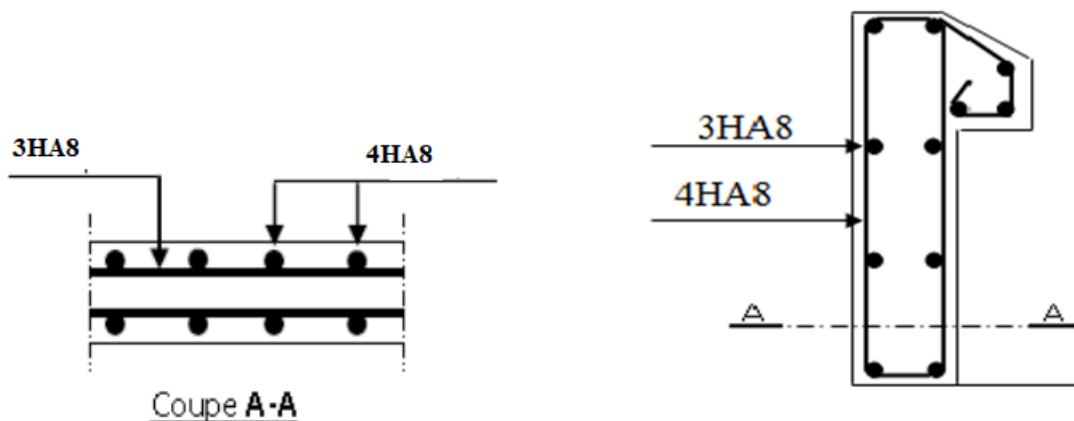


Figure III.16: Schéma de ferrailage l'acrotère.

Introduction

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories, éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère). Cette étude se fait en suivant les réglementations en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 version 2003...).

III.1) Etude des planchers a corps creux

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...).il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des poutrelles en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression. Donc on opte pour des planchers à corps creux.

III.1.1) Etude des poutrelles :

A. Méthodes de calcul des sollicitations

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, les deux méthodes les plus utilisé sont :

1. Méthode forfaitaire. (**Annexe E.1 du BAEL91/99**)
2. Méthode de CAQUOT. (**BAEL91/99 art B.6.210**)

B. Les différents types de poutrelles :

Tableau III.1 : les différents types de poutrelles.

Types	Schéma statique
1 ^{er}	▲ 4.15 ▲ 4.45 ▲ 3.35 ▲ 4.28 ▲ 4.16 ▲ 4.25 ▲ 4.17 ▲ 3.49 ▲ 3.51 ▲ 5.15 ▲
2 ^{ème}	▲ 4.15 ▲ 4.45 ▲ 3.35 ▲ 4.28 ▲ 4.16 ▲ 4.25 ▲ 4.17 ▲ 3.49 ▲ 3.51 ▲
3 ^{ème}	▲ 4.45 ▲ 3.35 ▲ 4.28 ▲ 4.16 ▲ 4.25 ▲ 4.17 ▲ 2.5 ▲ 3.51 ▲
4 ^{ème}	▲ 4.16 ▲ 4.25 ▲ 4.17 ▲ 2.5 ▲ 3.51 ▲
5 ^{ème}	▲ 4.25 ▲ 4.17 ▲ 5.00 ▲
6 ^{ème}	▲ 4.45 ▲ 3.35 ▲
7 ^{ème}	▲ 4.60 ▲

C. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

A l'ELU : $P_u' = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L_0$

A l'ELS : $P_s' = (G + Q) \times L_0$

Avec :

P_u : la charge transmise à la poutrelle a l'ELU.

Ps : la charge transmise à la poutrelle a L'ELS.

L₀ : Entraxe des poutrelles (**L₀**=0.65m).

Tableau III.2 : Evaluation des charges et surcharges sur les poutrelles.

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Pu (KN/m)	Ps (KN/m)
Terrasse inaccessible	6.66	1	6.82	4.98
Etage courant	5.25	1.5	6.07	4.39
Balcon	5.25	3.50	8.02	5.69

D. Calcul des sollicitations :

❖ **Exemple illustratif :**

Pour le calcul des sollicitations on exposera un exemple de calcul (le 5^{ème} type du plancher terrasse). Les résultats des autres types seront résumés dans un tableau.

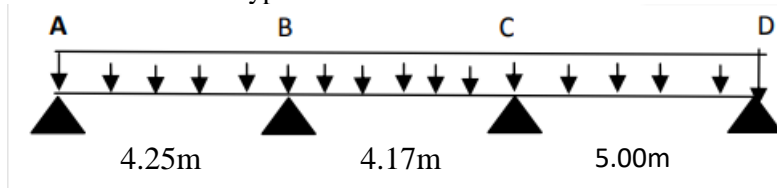


Figure III.1: Schéma statique de la poutrelle type 1

a) Choix de la méthode de calcul

• **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

$Q \leq \text{Min} (2 \times 5.25, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$vérifiée.

$I = \text{constant}$ vérifiée.

$l_i / l_{i+1} = 1.20 \in [0.8 ; 1.25]$vérifiée.

F.P.Nvérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.

b) Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8}$$

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} M_{0,u}^{AB} = 15.40 \text{KN.m} \\ M_{0,s}^{AB} = 11.24 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} M_{0,u}^{BC} = 14.82 \text{KN.m} \\ M_{0,s}^{BC} = 10.82 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} M_{0,u}^{CD} = 21.31 \text{KN.m} \\ M_{0,s}^{CD} = 15.56 \text{KN.m} \end{cases}$$

c) Calcul des moments sur les appuis :

➤ **Appuis de rive :**

$M_A = M_D = 0$ (**BAEL 91/99** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à $0.15M_0$)

$$M_A = M_D = -0.15 * \max (M_0^{AB}; M_0^{CD}) \begin{cases} M_u = -3.19 \text{KN.m} \\ M_s = -2.33 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

Les deux appuis intermédiaires sont voisins des appuis de rive :

$$\rightarrow \begin{cases} M_B = -0.5 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \\ M_C = -0.5 \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} ELU \begin{cases} M_B = -7.70KN.m \\ M_C = -10.65KN.m \end{cases} \\ ELS \begin{cases} M_B = -5.62KN.m \\ M_C = -7.78KN.m \end{cases} \end{cases}$$

d) Calcul des moments en travée :

$$\alpha = 0.130 \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.039 \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.62 \end{cases}$$

Chaque travée est calculée indépendamment, le moment max en travée est déterminé par les deux conditions :

$$\begin{cases} M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \max(1.05M_0, (1 + 0.3\alpha) M_0) \\ \begin{cases} M_t \geq (1 + 0.3\alpha) M_0 / 2 \text{ (travée intermédiaire)} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) M_0 / 2 \text{ (travée de rive)} \end{cases} \end{cases}$$

➤ **Travée AB (rive):**

$$M_t^{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max(1.05; 1.039)M_0^{AB}$$

$$M_t^{AB} \geq 1.05M_0^{AB} - \frac{M_B}{2} = 0.8M_0^{AB} \quad ; M_B = -0.5M_0^2$$

$$D'où : \begin{cases} ELU : \begin{cases} M_t^{AB} \geq 12.32KN.m \\ M_t^{AB} \geq 8KN.m \end{cases} \rightarrow M_{tu}^{AB} = 12.32KN.m \\ ELS : \begin{cases} M_t^{AB} \geq 9KN.m \\ M_t^{AB} \geq 5.84KN.m \end{cases} \rightarrow M_{ts}^{AB} = 9KN.m \end{cases}$$

➤ **Travée BC (intermédiaire):**

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 1.05M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} \\ M_t \geq 0.52M_0^{BC} \end{cases}$$

$$D'où : \begin{cases} ELU : \begin{cases} M_t^{BC} \geq 6.38KN.m \\ M_t^{BC} \geq 7.70KN.m \end{cases} \rightarrow M_{tu}^{BC} = 7.70KN.m \\ ELS : \begin{cases} M_t^{BC} \geq 4.66KN.m \\ M_t^{BC} \geq 5.62KN.m \end{cases} \rightarrow M_{ts}^{BC} = 5.62KN.m \end{cases}$$

➤ **Travée CD (rive) :**

$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq 0.8M_0^{CD} \\ M_t^{CD} \geq 0.62M_0^{CD} \end{cases} \rightarrow \text{on prend: } M_t^{CD} \geq 0.8M_0^{CD}$$

$$D'o\grave{u} : \begin{cases} ELU : M_{tu}^{CD} = 17.05 KN.m \\ ELS : M_{ts}^{CD} = 12.45 KN.m \end{cases}$$

e) Calcul des efforts tranchants :

$$\begin{cases} V_0 = \frac{p'_u * l}{2} \rightarrow \text{L'effort tranchant isostatique} \\ V_A = \frac{p'_u * l_{AB}}{2} \rightarrow \text{L'effort tranchant appuis de rive} \\ V_B = -1.1 \frac{p'_u * l_{AB}}{2} \rightarrow \text{L'effort tranchant appuis interm\u00e9diare (plus de deux trav\u00e9e)} \end{cases}$$

D'o\grave{u} :

- Trav\u00e9e AB : $\begin{cases} V_A = 14.49 KN \\ V_B = -15.94 KN \end{cases}$
- Trav\u00e9e BC : $\begin{cases} V_B = 15.94 KN \\ V_C = -18.75 KN \end{cases}$
- Trav\u00e9e CD : $\begin{cases} V_C = 18.75 KN \\ V_D = -17.05 KN \end{cases}$

Tableau III.3 : Sollicitations maximales aux \u00e9tats limite des diff\u00e9rents niveaux

Etage courant							
TYPE	ELU			ELS			V _{max} (KN)
	Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.rive (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.rive (KN.m)	
1	15.15	-10.64	-1.60	10.98	-7.63	-1.14	17.69
2	11.98	-11.53	-1.73	8.53	-8.09	-1.21	19.42
3	11.27	-8.03	-1.69	8.17	-5.75	-1.22	15.31
4	9.50	-7.85	-1.43	6.88	-5.63	-1.24	14.51
5	15.49	-9.48	-2.84	11.20	-6.85	-2.05	15.17
6	11.52	-9.01	-2.25	8.33	-6.52	-1.63	15.53
7	16.05	/	0	11.60	/	0	13.96
Terrasse inaccessible							
2	10.67	-8.66	-1.30	7.80	-6.29	0.94	16.24
4	10.83	-8.44	-1.62	7.92	-6.12	-1.19	16.21
5	17.05	-10.65	-3.19	12.45	-7.78	-2.33	17.05
7	18.04	/	0	13.17	/	0	15.68

f) Ferrailage des poutrelles

Les armatures seront calcul\u00e9es sous les sollicitations maximales \u00e0 l'ELU et le calcul est conduit pour une section en T\u00e9 soumise \u00e0 la flexion simple si $M_u \leq M_{tu}$ (la table n'est pas enti\u00e8rement comprim\u00e9e) si non on calcule pour une section rectangulaire (b x h).

Avec : M_{tu} : le moment \u00e9quilibr\u00e9 par la table de Compression

➤ **Ferrailage (terrasse inaccessible)**

Ma.rive = -3.19 KN.m

Ma.int = -10.65 KN.m

Mt = 18.04 KN.m

Vmax = 18,367 KN

Tableau III.4 : caractéristique des poutrelles

h (cm)	h ₀ (cm)	b ₀ (cm)	b (cm)	c (cm)	d (cm)	Fc28 (Mpa)	Fe (Mpa)	f _{bu} (Mpa)	f _{st} (Mpa)
20	4	10	65	2	18	25	400	14.2	348

➤ **Ferrailage en travée :**

$$M_t^u = f_{bu} * b * h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right] = 14.2 * 0.65 * 0.04 * \left[0.18 - \frac{0.04}{2} \right] = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \rightarrow$ Donc on la calcule comme une section rectangulaire : $(b * h) = (65 * 20) \text{ cm}^2$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = 0.060 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} ; A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_{bu})} \right] \Rightarrow \alpha = 0.077$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.174 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z f_{st}} \Rightarrow A_t = 2.97 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

➤ En travée :

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

➤ En appuis :

$$A_{\min} = 0.23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 * 10 * 18 * \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

Tableau III.5: ferrailage et vérifications de non fragilité.

		M KNm	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Plancher T.I	Travée	18.04	0.06	0.077	0.174	2.97	1.41	3HA12=3.39
	Appui inter	-10.65	0.232	0.335	0.155	1.96	1	2HA12= 2.26
	Appui rive	-3.19	0.069	0.090	0.173	0.53	0.22	1HA10=0.79
Plancher E.C	Travée	16.05	0.054	0.069	0.175	2.63	1.41	3HA12=3.39
	Appui inter	-11.53	0.251	0.368	0.153	2.16	0.22	2HA12= 2.26
	Appui rive	-2.84	0.062	0.079	0.174	0.46	0.22	1HA10=0.79

➤ **Armatures transversales : BAEL91 (Article H.III.3)**

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 12 \right) \rightarrow \phi_t \leq 5.71 \text{ mm}$$

On choisit un étrier T8

$$A_t = 2T6 = 1.01 \text{ cm}^2$$

➤ **vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$V_u = 19.42 \text{ KN}; FPN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{19.42 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} = 1.08 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left[\frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau}_u$ pas de rupture par cisaillement.

➤ **Espacements des armatures transversales : CBA 93 (Article A.5.1.2.2)**

$$St \leq \text{Min} (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3})$$

$$St_1 \leq \text{Min} (0,9*d ; 40\text{cm})$$

$$St_2 \leq \frac{At * fe}{b_0 * 0,4}$$

$$St_3 \leq \frac{(0,8 * A_t * fe)}{b_0 * (\tau_u - 0,3 * ft_{28}) * 1,15} \quad \gamma_s = 1,15$$

$$St_1 \leq \text{min} (0,9*18;40\text{cm}) \quad \Rightarrow \quad St_1 \leq 16.2\text{cm}$$

$$St_2 \leq \frac{1.01 * 10^{-2} * 400}{0,1 * 0,4} \quad \Rightarrow \quad St_2 \leq 101\text{cm}$$

$$St_3 \leq \frac{(0,8 * 1.01 * 10^{-2} * 400)}{0,1 * (1.08 - 0,3 * 2,1) * 1,15} \quad \Rightarrow \quad St_3 \leq 62.45\text{cm}$$

On choisit $St=15\text{cm}$

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

▪ **Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [19.42 - \frac{11.53}{0.9 \times 0.18}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l = -1.49\text{cm}^2 \leq 0 \rightarrow \text{Aucune vérification à faire, car}$$

l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment. Pas de risque de cisaillement des armatures longitudinaux par l'effort tranchant.

▪ **Appui de rive :**

On doit vérifier que : $A \geq 1.15 * V_u / f_e$

$$A = A_t + A_r = 4.18 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 19.42 \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq 0.558 \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification du cisaillement de cisaillement a la jonction table-nervure :**

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{19.42 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65-0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.27 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée

➤ **Vérification de l'adhérence :**

On doit vérifier que : $\tau_{ser} = \frac{Vu}{0,9 * d * \sum Ui} \leq \bar{\tau}_{ser}$

Avec :

$\bar{\tau}_{ser}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum Ui$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum Ui = \pi \times (T12+T10) = 69.08\text{mm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{19.42 \times 1000}{0,9 \times 180 \times 69.08} = 1.73\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} \quad ; \quad \psi = 1,5 \text{ Pour les aciers HA}$$

$$\tau_{ser} (= 1,73\text{MPa}) \leq \bar{\tau}_{ser} (= 2.83\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91(Article B-6-3)**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

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

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

◆ **En travée :**

$$M_{tser} = 13.17\text{KN.m}; A_s = 3.39\text{cm}^2$$

$$0.325y^2 + 0.027085y - 4.753 \times 10^{-4} = 0$$

$$y = 0.028\text{m} = 2.8\text{cm}$$

Le moment d'inertie I :

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

$$I = 1.23 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{13.17 \times 10^{-3}}{1.23 \times 10^{-4}} \times 0.028$$

Donc : $\sigma_{bc} = 2.99\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

➤ **Vérification de la flèche :**

La flèche est évaluée selon les recommandations du **BAEL 91 (Article B.6.5)** et celle du **CBA 93**. Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

❖ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

❖ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{500} = 0.04 < \frac{1}{16} \Rightarrow$ **non vérifier** donc on doit faire une vérification de la flèche.

Donc il faut vérifier que : $\Delta f_t \leq f_{adm}$

$$\text{On a : } l \leq 5 \text{ m} \rightarrow f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

Δf_t : La flèche totale définie d'après le **BAEL91 (art B.6.5, 2)** comme suit :

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

Avec :

f_{gv} ; f_{gi} : flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées

respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

Valeur limite de la flèche **BAEL91 (art B.6.5, 2)** ;

Les propriétés de la section :

$$y = 2.8 \text{ cm}; I = 12300 \text{ cm}^4; A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$E_v = 3700. \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa.}; E_i = 3E_v = 32456.58 \text{ MP a.}$$

Calcul de I_0

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

$$B = 65 \times 20 + 15 \times 3.39 = 1350.85 \text{ cm}$$

$$V_1 = \frac{1}{1350.85} \times \left(\frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 \right) \Rightarrow V_1 = 10.30 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 10.30 \Rightarrow V_2 = 9.70 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10.30^3 + 9.70^3) + 15 \times 3.39 \times (9.70 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 50411.19 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{10 \times 18} = 0.0188$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0188 \times \left(2 + 3 \times \frac{10}{65} \right)} \Rightarrow \lambda_i = 2.27$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.908$$

• **Evaluation des moments en travée :**

$$\frac{M_t^s}{M_0^s} = \frac{11.60}{22.37} = 0.518$$

$q_{jser} = 0.518 \times J$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.518 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.518 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.518 \times 2.85 = 1.47 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.518 \times 5.25 = 2.71 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.518 \times (5.25 + 1.5) = 3.49 \text{ KN/m}$$

D'où :

$$M_{gser} = 3.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 2.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 6.13 \text{ KN.m}$$

Contraintes (σ_s) :

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

Calcul de μ : $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$ Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

Calcul des inerties fictives (I_f) :

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fj}} ; f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fg}} ; f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} ; f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fp}}$$

Tableau III.6: Evaluation de la flèche.

$\sigma_s(\text{MPa})$			μ			$I_f (\text{cm})$			
σ_{sj}	σ_{sg}	σ_{sp}	μ_j	μ_g	μ_p	I_{fj}	I_{fg}	I_{fv}	I_{fp}
46.27	68.62	109.85	0.34	0.49	0.64	$1.26 \cdot 10^{-4}$	$1.05 \cdot 10^{-4}$	$1.40 \cdot 10^{-4}$	$0.9 \cdot 10^{-4}$
f (mm)				$\Delta f_t \leq f_{adm}$					
f_{gv}	f_{ji}	F_{pi}	f_{gi}						
5.71	1.57	5.18	2.78	$6.53 \leq 10$					

Donc la condition de flèche est vérifiée.

III.1.2) Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise un treillis soudé de nuance 400 MPa
 Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

A_⊥ CBA93 (B.6.8.4.2.3)

On choisit : $5\phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ($St = 20\text{cm}$) $\leq 20\text{cm}$vérifiée.

Armatures parallèles aux poutrelles $A_{\parallel} = A_{\perp}/2 = 0,65/2 = 0,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On choisit $4\Phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ($St = 25$) $\leq 30\text{cm}$vérifiée.

➤ **Schéma de ferrailage de la dalle de compression :**

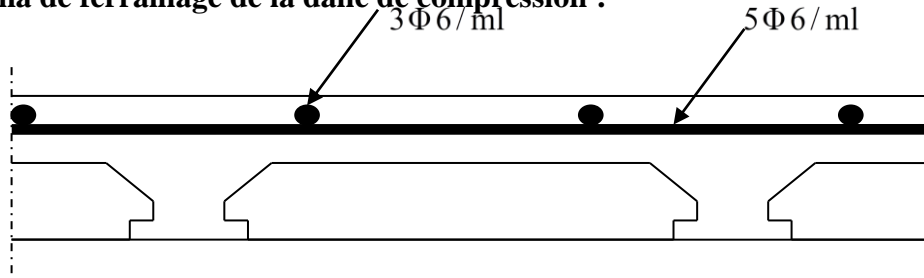


Figure III.2 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

Tableau III.7: Les schémas de ferrailage des poutrelles.

plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appui de rive et en travée	Appui intermédiaire
Terrasse inaccessible		
Étage courant		

III.2) Etude des dalles pleines:

Les dalles sont des pièces minces et plane, elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou murs.

- On calcule et en ferraille le cas le plus défavorable :

Il s'agit d'un panneau de dalle qui repose sur 02 appuis

$$L_x = 2.84\text{m} ; L_y = 3.9\text{m}$$

$$\rho = \frac{2.84}{3.9} = 0.73 > 0.4$$

La dalle travaille suivant un seul sens comme une console.

a) Evaluation des charges :

$$G = 5.31 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1,35 * G + 1,5 * Q = 13.22 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_s = G + Q = 8.81 \text{ KN/m}^2$$

b) Calcul à l'ELU :

➤ Les sollicitations

$$M_U = \frac{p_u \times l^2}{2} = \frac{13.22 \times 2.84^2}{2} = 53.31 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = P_u \times l = 13.22 \times 2.84 = 37.54 \text{ KN.m.}$$

➤ Ferrailage :

▪ Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$$b = 100\text{cm}, e = 15\text{cm}, d = 13\text{cm}, f_{bu} = 14.2\text{MPa.}$$

Tableau III.8: Ferrailage de la dalle (1).

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
11.17	0,046	0,058	0.127	2.52	4HA10=3.14	25

▪ Armatures secondaires :

$$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / ml$$

$$S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

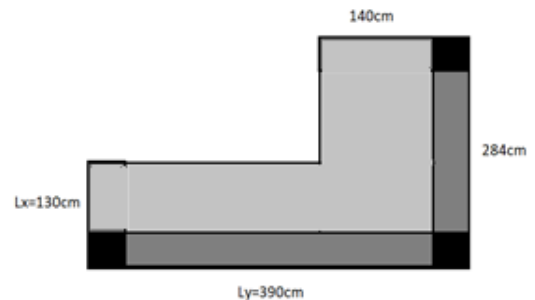


Figure III.3 : Schéma de la dalle type (01)

On opte pour : $S_t = 25cm$

C) Vérification

➤ À l'ELU :

▪ L'effort tranchant :

Il faut vérifier que $\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}$.

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{17.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.13 MPa < \bar{\tau} = 1.25 MPa. \quad \text{condition vérifiée.}$$

▪ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 cm^2.$$

$$A_{\min} = 1.57 < A_{\text{calculé}} = 3.14 \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée.}$$

➤ À l'ELS :

▪ La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$M_{ser} = \frac{P_s \times l^2}{2} = 7.44 KN.m$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 0.13 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.03 cm$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 5609.05 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.02 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée}$$

▪ La contrainte dans l'acier :

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 MPa.$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 198.37 MPa.$$

$$\sigma < \bar{\sigma}_s \quad \text{C'est vérifié.}$$

▪ La flèche :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{1.3} = 0.115 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0.0024 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.006$$

$$3. l = 1.30 m < 8 m$$

$$4. \frac{h}{l} = \frac{15}{130} = 0.115 \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.119$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

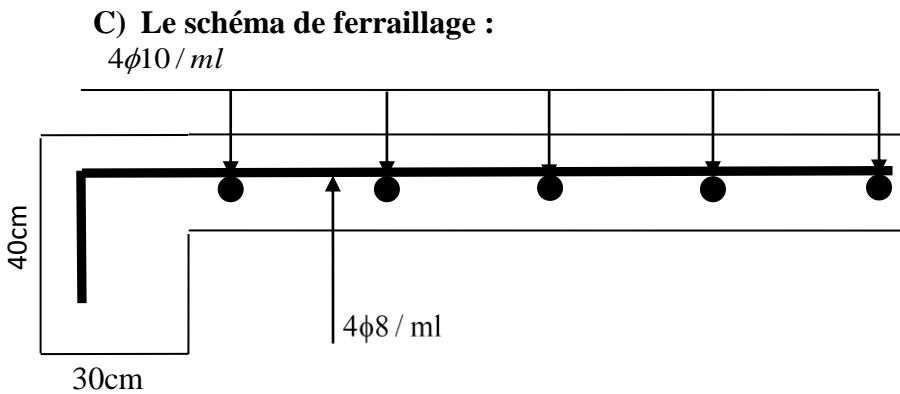


Figure III.4: Schéma de ferrailage de la dalle pleine type1.

III.3) Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux ou forfaitaire en prenant en considération le nombre de points d'appuis.

a) Calcul du chargement :

La volée :

$$\begin{cases} G_v = 6.83 \text{ kn/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ kn/m}^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} P_v^u = 12.97 \text{ KN/ml} \\ P_v^s = 9.33 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Le palier :

$$\begin{cases} G_v = 5.02 \text{ kn/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ kn/m}^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} P_v^u = 10.53 \text{ KN/ml} \\ P_v^s = 7.52 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Le mur :

$$G_m = 2.97 \text{ KN/m} \rightarrow \begin{cases} P_m^u = 4 \text{ KN/m} \\ P_m^s = 2.97 \text{ KN/m} \end{cases}$$

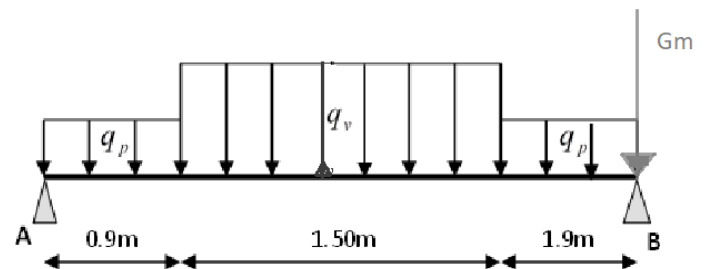


Schéma statique avec chargement

Figure III.5: Schémas statique de l'escalier (1)

❖ **Type 1(escalier à une seule volée) :**

➤ **Calcul des sollicitations :**

Par la méthode RDM, on trouve :

$$Elu \begin{cases} R_A = 24.90 \text{ KN} \\ R_B = 27.54 \text{ KN} \end{cases}$$

$$Els \begin{cases} R_A = 17.84 \text{ KN} \\ R_B = 19.80 \text{ KN} \end{cases}$$

Les sollicitations sont résumé dans le tableau suivant:

Tableau III.9: Les sollicitations dans le 1^{er} escalier

	ELU	ELS
$0 \leq x \leq 0.9m$	$T(x) \begin{cases} -24.90; x = 0 \\ -15.42; x = 0.9 \end{cases}$	$T(x) \begin{cases} -17.84; x = 0 \\ -11.07; x = 0.9 \end{cases}$
$\begin{cases} T(x) = -R_A + q_P * x \\ M(x) = R_A x - q_P \frac{x^2}{2} \end{cases}$	$M(x) \begin{cases} 0; x = 0 \\ 18.15; x = 0.9 \end{cases}$	$M(x) \begin{cases} 0; x = 0 \\ 13.01; x = 0.9 \end{cases}$
$0.9 \leq x \leq 2.4m$	$T(x) \begin{cases} -15.42; x = 0.9 \\ 3.94; x = 2.4 \end{cases}$	$T(x) \begin{cases} -11.07; x = 0.9 \\ 2.92; x = 2.4 \end{cases}$
$\begin{cases} T(x) = -R_A + 0.9q_P + q_v(x - 0.9) \\ M(x) = R_A x - 0.9q_P(x - 0.45) - q_v \frac{(x-0.9)^2}{2} \end{cases}$	$M(x) \begin{cases} 18.15; x = 0.9 \\ 26.67; x = 2.4 \end{cases}$	$M(x) \begin{cases} 13.01; x = 0.9 \\ 19.12; x = 2.4 \end{cases}$
$0 \leq x \leq 1.9m$	$T(x) \begin{cases} -24.04; x = 0 \\ -4.03; x = 1.9 \end{cases}$	$T(x) \begin{cases} -2.92; x = 0 \\ -17.21; x = 1.9 \end{cases}$
$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_P * x + G_m \\ M(x) = R_A x - q_P \frac{x^2}{2} - G_m x \end{cases}$	$M(x) \begin{cases} 0; x = 0 \\ 26.67; x = 1.9 \end{cases}$	$M(x) \begin{cases} 0; x = 0 \\ 19.12; x = 1.9 \end{cases}$

Tableau III.10: Les sollicitations maximale.

ELU			ELS			Vmax (KN)
M _{max} (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _{max} (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	
26.84	-13.42	20.13	19.58	-9.79	14.68	24.90

➤ **Ferraillage :**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b*h).

Avec :

$$\begin{cases} b = 100cm. \\ h = 14cm. \\ d = 12cm. \end{cases}$$

En travée: M_t = 20.13KN.m

En appuis: M_a = 13.42KN.m

Les calculs du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.11: Ferraillage du deuxième type d'escalier.

localisation	M (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{CAL} (cm ² /ml)	A _{Adobté} (cm ² /ml)
En travée	20.13	0,098	0,129	0,114	5.07	5HA12=5.65
En appuis	13.42	0,066	0,085	0,116	3.32	5HA10=3.93

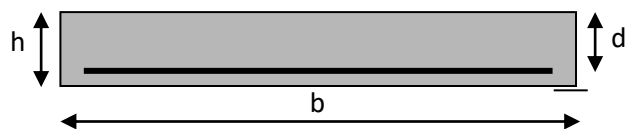


Figure III.6 : Section à ferrailer.

➤ **Les armatures de répartition :**

$A_r = A_{\text{calculé}}/3$ «la paillasse est soumise à une charge concentré »

En travée : $A_r = 1.88 \text{ cm}^2$, soit : 4HA8=2.01 cm^2

En appuis : $A_r = 1.31 \text{ cm}^2$, soit : 4HA8=2.01 cm^2

➤ **Vérifications :**

❖ **A l'ELU :**

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

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,12 \cdot 2,1 / 400 = 1,45 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{24,90 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u.$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (24,90 \times 10^{-3} - \frac{13,42 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,12}) \times \frac{1,15}{400} = -2,45 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

▪ **Espacement des barres :**

Armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times e; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$

Armatures transversales : $S_l \leq (4 \times e; 45) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$

❖ **A l'ELS :**

Les fissurations sont peu nuisibles car les escaliers sont à l'abri des intempéries donc les

Vérifications à faire sont :

▪ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{\text{ser}} \leq \tau_{\text{ser}}^-$$

$$\tau_{\text{ser}}^- = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

Avec $\psi = 1,5$ pour les HA

$$\tau_{\text{ser}} = V_{\text{ser}} / 0,9 \cdot d \cdot \sum U_i$$

$$\sum U_i : \text{Somme des périmètres des barres} = \pi \times n \times \phi$$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 4 \times 1,2 \times 3,14 = 15,07 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = \frac{19.80 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 15.07 \times 10^{-2}} = 1.21 MPa.$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

✓ En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

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

$$y = 3.74 cm$$

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

$$I = 7526.07 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14.58 \times 10^{-3}}{7526.07 \times 10^{-8}} \times 0.0374 = 7.29 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 7.29 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ En appuis :

$$y = 2.96 cm$$

$$I = 5681.96 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.79 \times 10^{-3}}{5681.96 \times 10^{-8}} \times 0.0296 = 5.1 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 5.1 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$(1) : 0.032 < 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{Condition n'est pas vérifiée.}$$

La relation (1) n'est pas vérifiée, donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats Sont comme suit :

La flèche est calculée comme dans les poutrelles.

Tableau III.12 : Evaluation de la flèche.

fgv (mm)	fji (mm)	fpi (mm)	fgi (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$	Observation
1.80	0.50	1.66	0,95	2.01 ≤ 8.6	vérifiée

➤ **Schéma de ferrailage :**

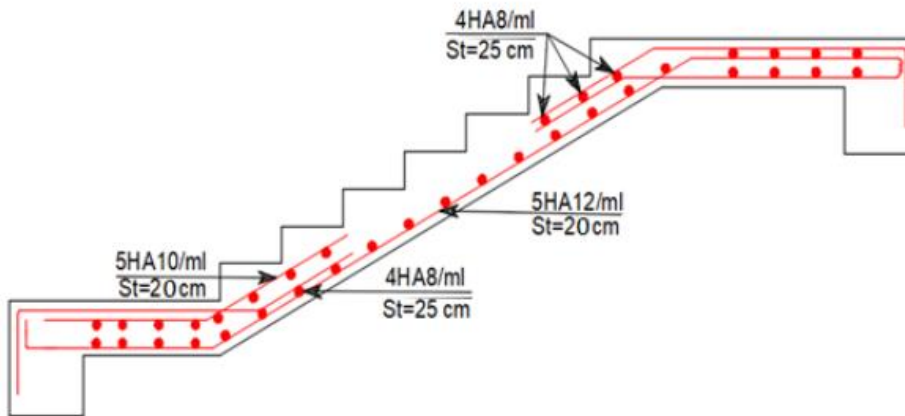


Figure III.7: schema de ferrailage de l'escalier type1.

❖ Type 2 (escalier a 2 volée)

Par la méthode RDM, on trouve :

$$\text{Elu} \begin{cases} R_A = 46.98\text{KN} \\ R_B = 24.42\text{KN} \end{cases} ; \text{Els} \begin{cases} R_A = 33.78\text{KN} \\ R_B = 17.56\text{KN} \end{cases}$$

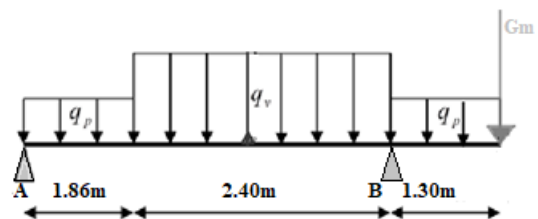


Figure III.8 : schéma statique de l'escalier type2.

➤ Calcul des sollicitations maximales :

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents, on trouve :

Tableau III.13: Les sollicitations maximale.

ELU			ELS			Vmax (KN)
M _{max} (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _{max} (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	
20.67	-10.34	15.50	14.91	-7.45	11.18	20.92

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.14: Résultat de ferrailage de l'escalier.

Localisation	M (KN.m)	ubu	α	Z (m)	A cal (cm ²)	A adop (cm ²)
En travées	15.50	0.076	0.09	0.120	3.71	5HA10 = 3.93
En appuis	-10.34	0.052	0.064	0.116	2.65	4HA10 = 3.14

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

En appuis : $A_r^a = (A^a/4) = 0.78\text{cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

En travée : $A_r^t = (A^t/4) = 0.98\text{cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ Vérifications à l'ELU

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times (F_{tj} / F_e) = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times (2.1 / 400) = 1.65 \text{ cm}^2$$

En appuis : $A^a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min}$ Vérifier.

En travée : $A^t = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min}$ Vérifier.

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

$$\tau_{bu} = \min (0.07 F_{c28} / 4 \text{ Mpa}) = 1.75 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{bu} = 0.174 \text{ Mpa} < \tau_{bu} = 1.75 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

▪ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

$$A_L \geq \frac{1.15 \times V_u}{F_e} = 0.60 \text{ cm} \text{ avec } A_L = 3.93 + 3.14 = 7.07 \text{ cm}^2$$

$$7.07 \text{ cm}^2 > 0.60 \text{ cm}^2 \text{ vérifier}$$

▪ **Espacement des armatures**

Les règles d'espacement des barres données aux BAEL91 donnent :

▪ **Armatures longitudinales**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3 h , 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

▪ **Armatures transversales**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (4 h , 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \text{ (1)}$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \text{ (2)}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ (3)}$$

(1) : $0.025 < 0.0625$ Condition n'est pas vérifiée.

La relation (1) n'est pas vérifiée, donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats :

Tableau III.15 : Evaluation de la flèche type2.

fgv (mm)	fji (mm)	fpi (mm)	fgi (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$	Observation
1,68	0,14	1,37	0,83	$2.08 \leq 5.2$	vérifiée

➤ Schéma de ferrailage :

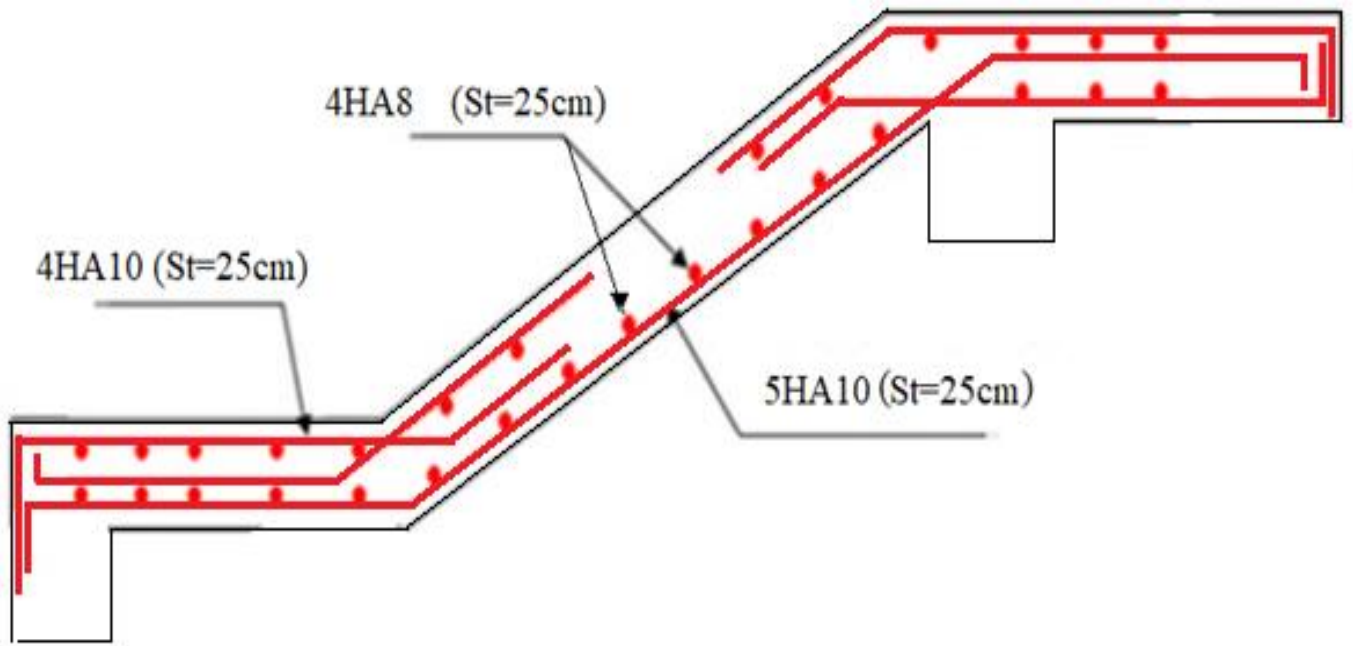


Figure III.9: schemas de ferrailage de l'escalier type 2.

III.4) Etude de la poutre palière

1. Dimensionnement

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 26.53\text{cm} \leq h \leq 39.8\text{cm}$$

Condition (RPA99/V 2003.artVII.7.5)

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

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

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$$

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

La poutre palière est soumise à la flexion simple.

2. Les charges sur la poutre :

g_0 : Poids propre de la poutre :

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25\text{Kn/m}$$

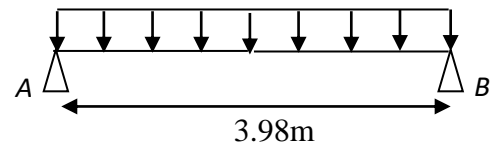


Figure III.10: Schéma statique de la poutre palière.

3. Les sollicitations de la poutre palière :

Tableau III.16: Les sollicitations dans la poutre palier.

ELU	ELS
$R_A = 46.98\text{KN}$ $P_u = 1.35(g_0) + R_A$ $P_u = 50.01\text{KN/m}$ $M_0 = \frac{P \times L^2}{8} = 99.02\text{KN}$ $M^t = 74.26\text{KN.m}$ $M^a = -49.51\text{KN.m}$ $V_u = \frac{P \times L}{2} = 99.50\text{Kn}$	$R_A = 33.78\text{KN}$ $P_s = (g_0) + R_A$ $P_s = 36.03\text{KN/m}$ $M_0 = \frac{P \times L^2}{8} = 71.34\text{KN.M}$ $M^t = 53.50\text{Kn.m}$ $M^a = -35.67\text{Kn.m}$

Tableau III.17: Ferrailage de la poutre palière.

	$M (\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z (\text{m})$	(cm^2)	$A_{\min} (\text{cm}^2)$
En travée	74.26	0.239	0.347	0.232	9.19	1.17
En appuis	-49.51	0.159	0.218	0.246	5.78	1.17

➤ **Vérification à l'ELU**

▪ **L'effort tranchant :**

$$V_u = 99.5 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = (V_u / (b \times d)) = 1.18 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min((0.15F_{c28} / \delta_b) ; 4\text{Mpa}) = 3.25\text{Mpa}$

$$\tau_u = 1.18 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

▪ **Calcul de l'espacement S_t**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25.2$$

On opte : $S_t = 15\text{cm}$ en travée et $S_t = 10\text{cm}$ en appuis.

▪ **Calcul de la contrainte de cisaillement :**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée C'est le moment d'appui de l'escalier

$$M^{\text{torsion}} = -M_a \times (L/2) = 20.58 \text{ Kn.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. **BAEL [Art. A.5.4.2.2].**

U : périmètre de la section

Ω : air du contour tracé à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi.

A_1 : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = b/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1\text{m}$$

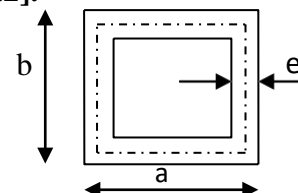


Figure III.11 : Section d'armatures

On doit vérifier que $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{torsion}}{2 \times \Omega \times e} = 3.29 MPa$$

$$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_t^2} = 3.49 MPa$$

$$\tau_{adm} = \min(0,2 \times f_c / \gamma_b ; 5 MPa) = 3.33 MPa.$$

$\tau > \tau_{adm} \Rightarrow$ il y a risque de rupture par cisaillement.

Donc il faut augmenter la section du béton de la poutre palière, soit une section de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$.

Les résultats obtenus après l'augmenté la section de la poutre sont résumé dans le tableaux suivant:

Tableau III.18: Calcul d'armature longitudinale de la poutre palière

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	(cm^2)	A_{min} (cm^2)
Travées	75.90	0.140	0.189	0.305	7.15	
appuis	50.60	0.093	0.123	0.313	4.63	

▪ **Les armature longitudinales:**

$$A_l = M T_u \times U \times \gamma_s / 2 \times \Omega \times f_e$$

$$U = 2 * [(h-e) + (b-e)] = 2 * [(0,35-0,05) + (0,35-0,05)] = 1.2 \text{ m.}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = (0,35-0,05) \times (0,35-0,05) = 0,09 \text{ m}^2.$$

$$A_l = 20.58 \times 10^{-3} \times 1.2 \times 1.15 / (2 \times 0,09 \times 400) = 3.94 \text{ cm}^2.$$

▪ **Les armatures transversales:**

$$A_t = M T_u \times S_t \times \gamma_s / 2 \times \Omega \times f_e = 0,5 \text{ cm}^2$$

▪ **Choix d'armatures :**

➤ En travée : $A = 7.15 + 3.94/2 = 9.12 \text{ cm}^2$; soit : 6HA14 = 9.24 cm^2 .

➤ En appuis : $A = 4.63 + 3.94/2 = 6.60 \text{ cm}^2$; soit : 6HA12 = 6.79 cm^2 .

▪ **Vérification de l'état limite de compression de béton :**

$$\text{On vérifie : } \sigma_{bc} = M_{ser} \times y / I \leq \sigma_{adm}$$

$$\text{Avec : } 0,5b \times y^2 + 15 \times A_y - 15A(d-y)^2 = 0$$

$$I = b \times y^3 / 3 + 15A(d-y)^2.$$

Tableau III.19: Vérification des contraintes dans le béton.

localisation	M (KN.m)	Y(cm)	I(m^4)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Observation
Travée	54.71	0.126	0.000810	8.56	15	Verifier
Appuis	36.47	0.112	0.000647	6.33	15	Verifier

▪ **Vérification de l'état limite de déformation :**

$$h/L = 0,1 \geq \max[3/80; M_t / 10 * M_0] = 0,075 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

$$A_s = 9.24 \text{ cm}^2 \leq 4,2 \times b \times d / f_e = 11.76 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Schémas de ferrailage:

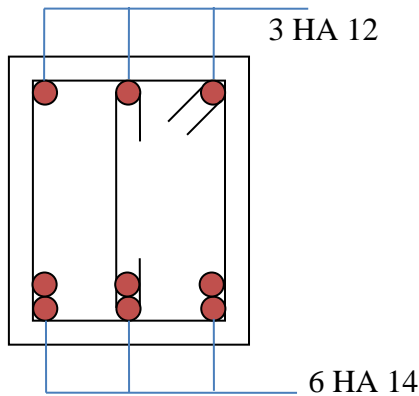


Figure III.12: Schéma de ferrailage en travée.

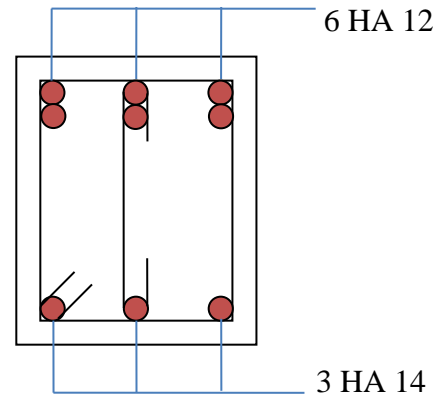


Figure III.13 : Schéma de ferrailage en appui.

III.5) Etude des poutres de chaînages

➤ Définition

➤ **Le chaînage horizontal** : Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades a chaque étage au niveau du plancher pour les rendent solidaires à la structure, elles servent de porte a faux

➤ Dimensionnement :

D'après le RPA99 (Art9.3.3), la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale a 15 cm ou 2/3 de l'élément supporte La portée maximale de la poutre de chaînage est :

$$L_{max} = 445-30=4.15\text{cm}$$

- Selon la condition de la flèche :

$$L_{max} / 15 < h < L_{max} / 10$$

$$27.67 < h < 41.5\text{cm}$$

Soit $h=30\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$

➤ Calcul des sollicitations

$$PP = 25 \times 0.30 \times 0.3 \Rightarrow PP = 2.25\text{KN/m}$$

$$P_{mur} = 2.59 \times 2.49 \Rightarrow PD = 6.45\text{KN /m}$$

$$Pu = 1.35 \times (2.25 + 6.45) \Rightarrow Pu = 11.745\text{KN/ml};$$

$$Ps = 2.25 + 6.45 = 8.70\text{KN/ml}$$

- **Calcul à l'ELU :**

$$Mu = Pu \times (L^2_{max} / 8) = 11.745 \times (4.15^2 / 8) = 25.28 \text{ KN/m}$$

$$Mt = 0.75Mu = 18.96$$

$$Ma = -0.5Mu = -12.64$$

➤ Calcul de ferrailage :

- **Les armatures longitudinales :**

Tableau III.20: Ferrailage de la poutre de chaînage.

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$
En travée	18.96	0.027	0.034	0.266	2.05	1.17	3HA10=2.36
En appuis	12.64	0.019	0.024	0.267	1.36	1.17	3HA10=2.36

▪ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi \leq \min(h/35 ; b/10 ; \phi^{\min}) = 8.57 \text{ mm}^2$$

Soit : un cadre $\phi 8$ + une épingle $\phi 8 = 1.5 \text{ cm}^2$

$$A_t = 3\phi 8 = 1.5 \text{ cm}^2$$

▪ **Les espacements :**

$$St \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

$$St \leq (A_t * f_e) / (b * 0.4) = 50 \text{ cm}$$

$$St = \frac{0.9 * A_t * f_e}{b * (\tau_u - 0.3 * f_{c28})} = 0.067$$

Le RPA99/version 2003 exige un espacement : $St \leq \min(h ; 25 \text{ cm})$

On opte pour : $St = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérifications à l'ELU :**

▪ **Vérification de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 * 0.30 * 0.27 * 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 0.98 \text{ cm}^2) < A_t$$

▪ **Effort tranchant :**

$$V_u = G_u * L / 8$$

$$\tau_u = \frac{V}{b * d} = 0,275 \text{ MPa} < \tau_u^- = 1.17 \text{ MPa} \quad \dots \text{condition vérifier}$$

➤ **Vérifications à l'ELS**

▪ **Etat limite d'ouverture des fissures/**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

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

$$M_u = P_s * (L^2_{\max} / 8) = 8.70 * (4.15^2 / 8) = 18.73 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_u = 14.05 \text{ kn.m}$$

$$M_a = -0.5 M_u = -9.36 \text{ kn.m}$$

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

Tableau III.21: vérification des contrainte de compression dans le béton.

Localisation	Mser(KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	14.05	19040	7.03	5.19	15
Appuis	9.36	13330	5.84	4.10	15

▪ **Evaluation de la flèche :**

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 * M_0}; \frac{A}{b_0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article L.VI, 2)}$$

On a :

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{415} = 0.072 \geq \frac{1}{16} = 0.625$$

$$\frac{h}{l} = 0.072 \geq \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.071$$

$$\frac{A}{b_0 * d} = 0.0099 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

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

➤ Schéma de ferrailage :

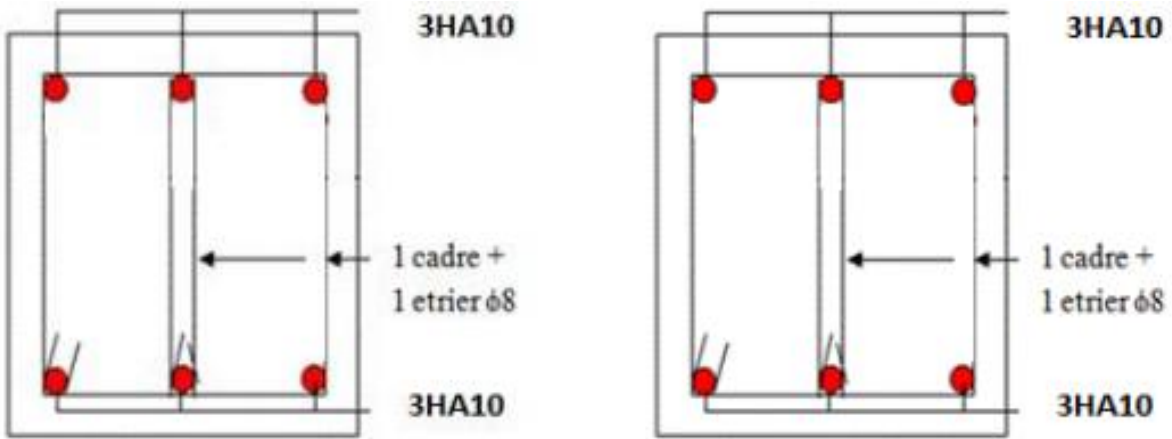


Figure III.14: Schémas de ferrailage des poutres de chaînage.

III.6) Calcul de l'acrotère :

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

On a $S = 0.0685 \text{ m}^2$

- ✓ Poids d'enduit de ciment extérieur : $G_1 = 18 \cdot 0.015 \cdot 0.6 \cdot 1 = 0.162 \text{ KN}$
- ✓ Poids d'enduit de ciment intérieur $G_2 = 0.162 \text{ KN}$
- ✓ Poids propre $G_3 = 25 \cdot 0.0685 \cdot 1 = 1.7125 \text{ KN/ml}$
- ✓ Poids de l'acrotère $w_p = G_1 + G_2 + G_3 \Rightarrow w_p = 2.0365 \text{ KN}$

La force sismique :

F_p = : force sismique horizontale

$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot w_p$ (Article 6.2.3 RPA)

$C_p = 0.8$ (Tableau 6.1 RPA)

On a : zone IIa (Bejaia) et groupe d'usage 2 ; d'où : $A = 0.15$.

$\rightarrow F_p = 0.97 \text{ KN}$

$$X_g = \frac{\sum x_i A_i}{\sum A_i} = 0.06 \text{ m} \quad ; \quad y_g = \frac{\sum y_i A_i}{\sum A_i} = 0.33 \text{ m}$$

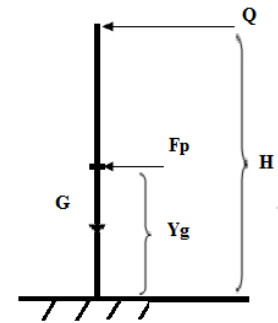


Figure III.15: Schéma statique de l'acrotère.

➤ Calcul des sollicitations :

L'acrotère est sollicité par :

$N_G = 2.0365 \text{ KN}$	$M_G = 0 \text{ KN.m}$
$N_Q = 0 \text{ KN}$	$M_Q = Q \cdot H = 0.9 \text{ KN.m}$
$N_{Fp} = 0 \text{ KN}$	$M_{Fp} = F_p \cdot y_g = 0.32 \text{ KN.m}$

Tableau III.22: les sollicitations de calcul.

	ELU	ELS	RPA
Combinaisons	1.35G+1.5Q	G+Q	G+Q+E
N(KN)	2.74	2.0365	2.0365
M(KN.m)	1.35	0.9	1.22

➤ **Calcul de l'excentricité a l'état ultime :**

La combinaison est : 1.35 G + 1.5Q

$$N_u = 2.74 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.35 \text{ KN.m}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = 0.49$$

$$\frac{H}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1$$

$e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow$ le centre de pression se trouve a l'extérieur du noyau central donc la section SPC et le ferrailage se fait par assimilation a la flexion simple selon BAEL.

➤ **Ferrailage de la section :**

Tableau III.23: Caractéristique de l'acrotère

b(cm)	h(cm)	d(cm)	f_{bu} (Mpa)	f_{st} (Mpa)	N_u (KN)	M_U (KN.m)	A_{cal} (cm ²)
100	10	7	14.2	348	2.74	1.42	0.53

➤ **Vérification à l'ELU :**

▪ **La condition de non fragilité :**

$$A_a^{\min} = 0.23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on ferraille avec } A_{\min}$$

On choisit **4HA8** = 2.01 cm²/ml

▪ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On choisit **3HA8** = 1.51 cm²/ml

▪ **Espacement :**

Armatures principales $s_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition : $S_t \leq 100/3 = 33.33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$

➤ **Schéma de ferrailage**

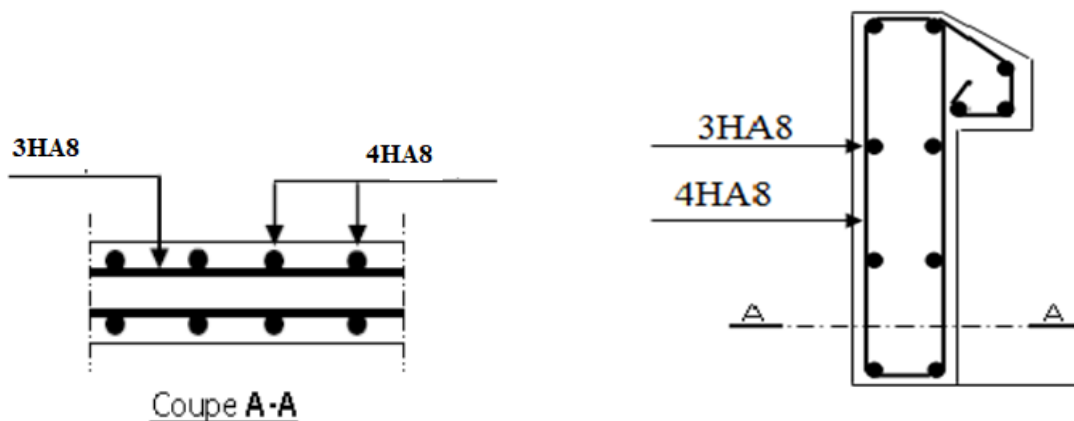


Figure III.16: Schéma de ferrailage l'acrotère.

IV.1) Introduction

Le Nord de l'Algérie est classé par le règlement parasismique algérien comme une zone de forte sismicité ; pour cela il a fixé des règles de conception et de calcul afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines, et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

IV.2) Modélisation

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage, pour cela la simplicité et la symétrie de la structure doivent être respectées en priorité par le concepteur, car la distribution régulière des éléments structuraux permet une transmission directe des forces. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux. Dans le cas des ouvrages qui relèvent du règlement parasismique algérien (RPA), il est admis que les structures soumises à des actions sismiques puissent subir des déformations dans le domaine post-élastique. Il est fait alors recours à des méthodes de calcul linéaires équivalentes, utilisant un modèle élastique de la structure ou l'action sismique est introduite sous forme de spectre de réponse.

Selon le **RPA99/v2003** tout ouvrage dépassant 14m de hauteur ou quatre niveaux dans la zone **IIa** sera contreventé par voiles ou par voiles portiques, ce qui justifie notre choix pour les éléments de contreventements de notre structure.

IV.3) Méthodes de calcul :

Selon le **RPA99/2003** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant 3 méthodes :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode d'analyse modale spectrale.
3. Méthode d'analyse par accélérogrammes.

IV.3.1) Méthode statique équivalente :

- **Principe de la méthode : [RPA] :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacés par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée en une console encastrée dans le sol et dans laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles de même centre de gravité, et de même propriétés d'inertie.

L'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

• **Conditions d'application :**

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrite avec une hauteur au plus égale à **65m** en zone **I** et **IIa** et **30m** en zone **IIb** et **III**.
- le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99/2003(Article 4.1 .2.)**

• **Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99 (Article 4.2.3)}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, il dépend de la zone d'implantation de l'ouvrage et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas :

RPA99 (Tableau 4.1)

Tableau IV.1 : Valeur de A.

<i>Zone sismique</i>	<i>Groupe d'usage</i>	<i>Coefficient (A)</i>
IIa	2	0,15

D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur dépend du type de contreventement. **RPA99 (Tableau 4.3)**

Tableau IV.2: Valeur de R.

Système de contreventement	Valeur de R
Voiles portiques	5

Q : facteur de qualité, il est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure.
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

Sa valeur est donnée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$ **RPA99 (Formule 4.4)**

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q « est satisfaite ou non ».

Sa valeur est donnée par le tableau(4-4) du RPA99/2003.

Tableau IV.3 : Valeurs des pénalités Pq.

Pénalités	Q _x	Q _y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle des qualités des matériaux	0	0
Contrôle de qualité d'exécution	0	0
Somme	1,20	1,20

W : poids total de la structure, sa valeur est donnée par la formule suivante : $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi}$ **RPA99 (Formule 4.5)**

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation, il est donné par **le tableau (4-5) du RPA99/2003.**

β = 0,2 → Usage d'habitation

Pour ce qui est de notre structure :

$$W_i = 62543.80 \text{ KN}$$

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

Selon le RPA99/2003 (article 4-2-4), la valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

• $T = C_T * (h_N)^{\frac{3}{4}}$ **(1)RPA99(Formule 4-6)**

h_N : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Tableau IV.4 : Valeurs de C_T.

Système de contreventement	C _T
Contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé	0,05

On a : h_N=29.41m

$$C_T = 0,05$$

D'où :

$$T = 0.05 \times 29.41^{\frac{3}{4}} = 0.631s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

• $T = 0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{D}}$ **(2)RPA99 (Formule 4-7)**

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs donnée par (1) et (2).

$$D_x = 41.25m \Rightarrow T_x = 0,412s$$

$$D_y = 22.59m \Rightarrow T_y = 0,557s$$

- Valeur de T_1 et T_2 RPA 99 (Tableau 4.7)

D'après le rapport de sol le site d'implantation de notre structure est un sol ferme.

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site :

Tableau IV.5 : Valeurs de T_1 et T_2 .

Nature du sol	Site	T_1	T_2
Ferme	2	0,15	0,40

$$D = 2,5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0,412s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0,557s$$

D'après le RPA99, les valeurs de T calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

D'où (T) à prendre en considération est :

$$T_x = 1,3 * 0,412 = 0,5356s.$$

$$T_y = 1,3 * 0,557 = 0.7241s$$

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$ Facteur de correction d'amortissement.

ξ : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif

$$\xi = 7\% \rightarrow \text{Construction auto stable}$$

$$\xi = 10\% \rightarrow \text{Contreventement par voiles}$$

$$\text{En prend} \Rightarrow \xi = 7\%$$

$$D'où \eta = 0,882 \text{ donc } \begin{cases} D_x = 1.815 \\ D_y = 1.485 \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.815 \times 1.20}{5} \times 62543.80 = 4086.61KN \\ V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.485 \times 1.20}{5} \times 62543.80 = 3343.59KN \end{cases}$$

IV.3.2) Méthode d'analyse dynamique :

- Modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché 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 sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **les hypothèses :**

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœud maître) ;
2. Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
3. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
4. Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation de masses modales atteint au moins 90%.

- **Spectre de calcul :**

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

- Schéma du spectre de calcul :

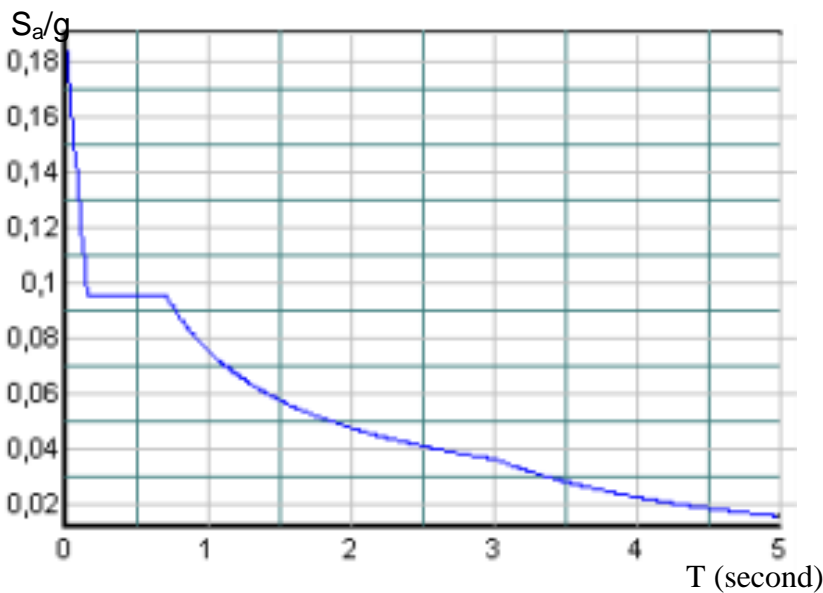


Figure IV.1: Spectre de réponse.

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leurs sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventements distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

IV.3.3) Par Accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.4) Etude thermique :

1. Introduction :

Les déformations des bâtiments sont influencées par les changements saisonniers du temps, de la température et des matériaux utilisés, qui déterminent l'étendue de la déformation.

Pour les ouvrages dont les dimensions en plan dépassent les 30m dans les wilayas côtières, il ya lieu de prendre en considération les effets thermique dans les éléments exposés, ou bien de prévoir un joint de dilatation (**CBA93 Art B5.1**).

Dans notre cas, nous avons pris en compte l'effet de la température en introduisant un gradient de température de 35°C dans les poutres extérieures exposées. Ces dernières seront ferrillées à l'ELU et vérifiées l'ELS.

L'introduction de la température donnera naissance à des efforts normaux dans les poutres. Ces efforts normaux seront de traction (traction dans les aciers seulement) ou bien de compression (compression dans le béton et les aciers). Par conséquent, les poutres seront sollicitées à la **flexion composée**.

2. Distribution de la température dans un solide :

La distribution de la température à l'intérieur d'un élément peut être divisé selon les trois composantes suivantes :

1. Une composante de température ΔT_u , donnée par la différence moyenne T d'un élément résultant du climat et sa température d'origine T_0 ,

2. une composante du gradient thermique variant linéairement suivant l'axe x-x, $\Delta T M_x$

✓ **Gradient thermique** : est une variation de température entre deux faces d'un élément de structure, qui tend à provoquer une courbure dans l'élément (flexion).

3. Efforts thermiques : d'après (CBA art B5-1)

Dans les calculs relatifs aux (constructions courantes) et aux (constructions industrielles) on peut ne pas tenir compte des effets du retraits et des variations de température pour les éléments de constructions compris entre joints distants au maximum de :

- **30 m dans les wilayas côtières**
- **25 m dans les autres wilayas du tell, des hauts plateaux et de l'atlas saharien**
- **20 m dans le moyen sud et l'extrême sud**

A défaut de justifications plus précise on adopte, pour les constructions situées a l'air libre des variations uniformes des températures suivantes :

- **En Algérie du nord (climat tempéré) : 35°c et -15°c**
- **Pour le proche et moyen sud : 45°c et 20°c**
- **Pour l'extrême sud : 50°c et -30°c**

Les déformations linéaires à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement compris entre $+10^{\circ}\text{c}$ et $+25^{\circ}\text{c}$) et les températures extrêmes peuvent être évaluées en admettant forfaitairement un coefficient de dilatation du béton armé égal à 10^{-5}

Les sollicitations correspondantes sont évaluées en introduisant pour le béton des modules de déformations longitudinales tenant compte de la durée d'application des actions considérées.

4. Hypothèse de calcul :

- Les variations thermiques affectent uniquement la superstructure.
- La température varie de manière établie tout le long de l'élément affecté.
- La température est considérée comme une charge d'accompagnement.
- Les combinaisons d'action à considérer est :

$$1.35G+1.5Q+0.8T \quad (\text{CBA 93/art A.3.3. 2})$$

$$G+Q+0.6T \quad (\text{CBA 93/art A.3.3.3})$$

Ou T : l'effort normal du aux variations de température et qui est donné par :

$$T = E \times S \times \alpha \times \Delta T$$

E : module d'élasticité de béton.

S : section de béton.

α : Coefficient de dilatation du béton.

ΔT : Variation de température.

IV.5) Analyse dynamique :

Dans le but d'analyser le comportement dynamique de notre structure et de faire un choix judicieux de la disposition des voiles tout en satisfaisant les critères du RPA, une étude dynamique par le logiciel ROBOT a été menée.

1. Description de logiciel :

Logiciel ROBOT est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Il permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

2. Exigences du RPA 99 version 2003 pour les systèmes mixte :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel **ROBOT** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

– la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;

– ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.5.1) disposition des voiles

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs autres dispositions ont été testées dans le but d’aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant à la fois, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles et les contraintes architecturales de la structure. Et vue que notre structure n’est pas régulière en plan avec une surface et des dimensions importantes, cela nous a compliqués le choix de la disposition des voiles.

Nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adoptée. La disposition des voiles est représentée sur la figure suivante :

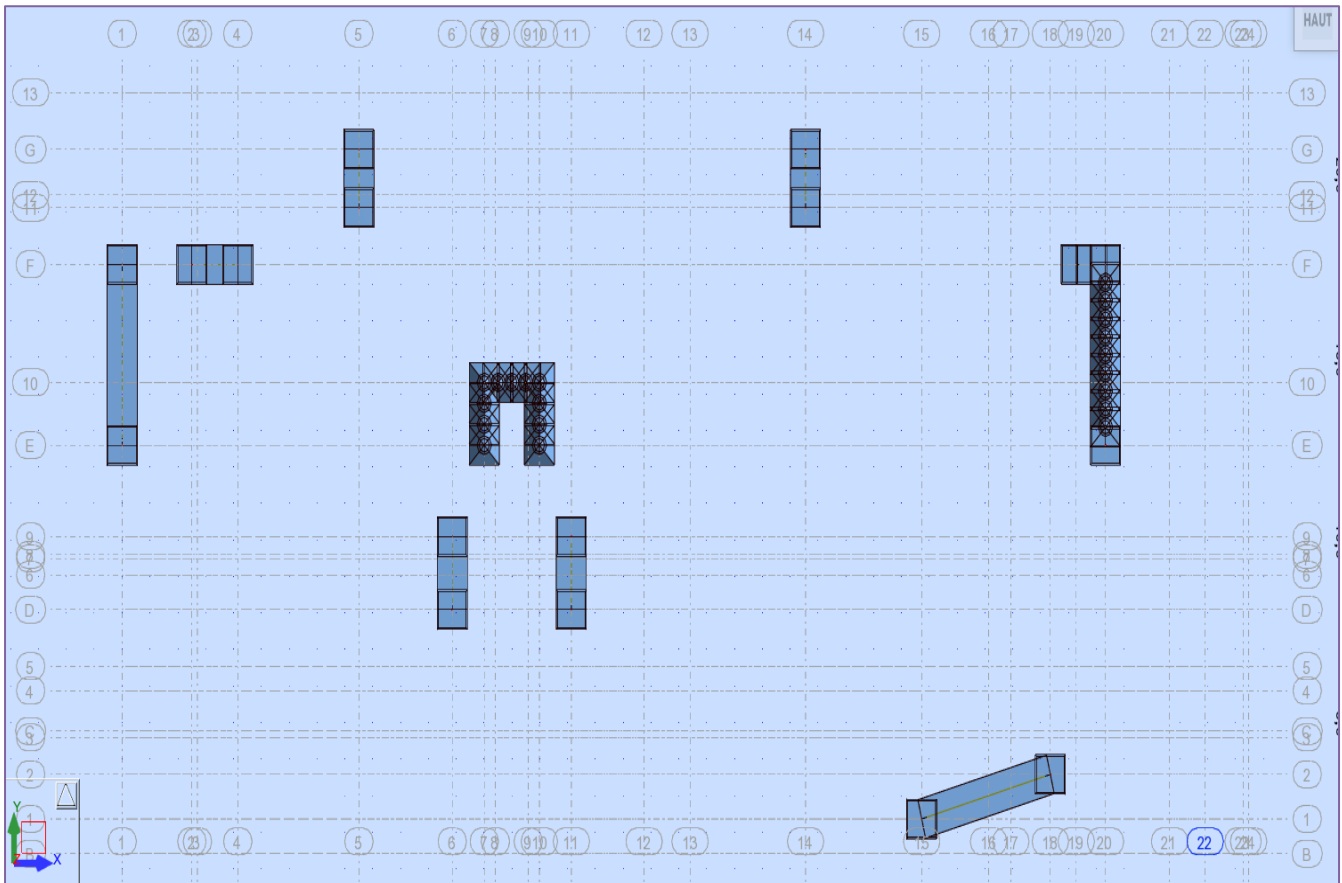


Figure IV.2: disposition des voiles.

a) Modes de vibration et taux de participation des masses

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6: périodes de vibration et taux de participation des masses

	PERIOD	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVES SUM (PERCENT)		
		UX %	UY %	UZ %	UX %	UY %	UZ %
Mode 1	0,80	64,08	4,53	0,00	64,08	4,53	0,00
Mode 2	0,69	68,72	65,84	0,00	4,64	61,31	0,00
Mode 3	0,54	69,05	65,88	0,00	0,33	0,05	0,00
Mode 4	0,25	84,02	66,44	0,00	14,97	0,56	0,00
Mode 5	0,19	84,56	84,65	0,00	0,54	18,21	0,00
Mode 6	0,14	84,60	84,67	0,01	0,04	0,02	0,01

Mode	7	0,12	91,04	84,81	0,01	6,45	0,14	0,00
Mode	8	0,10	91,04	84,83	6,64	0,00	0,02	6,63
Mode	9	0,10	91,04	84,83	10,88	0,00	0,00	4,24
Mode	10	0,10	91,05	84,84	13,34	0,00	0,01	2,46
Mode	11	0,09	91,11	86,30	16,04	0,07	1,46	2,69
Mode	12	0,09	91,13	87,99	20,93	0,02	1,69	4,89
Mode	13	0,09	91,16	89,72	21,68	0,03	1,73	0,74
Mode	14	0,09	91,16	89,74	25,17	0,00	0,02	3,50
Mode	15	0,09	91,16	89,83	25,21	0,00	0,09	0,03
Mode	16	0,09	91,17	89,90	25,22	0,00	0,07	0,01
Mode	17	0,09	91,17	89,90	25,34	0,00	0,00	0,12
Mode	18	0,09	91,17	90,02	25,38	0,00	0,12	0,04

Remarque : D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe X atteint les 90% au bout du 7^{ème} mode, et selon l'axe Y au bout du 18^{ème} mode.

b) Analyse des résultats :

1^{er} mode de déformation translation ($T = 0,80s$).

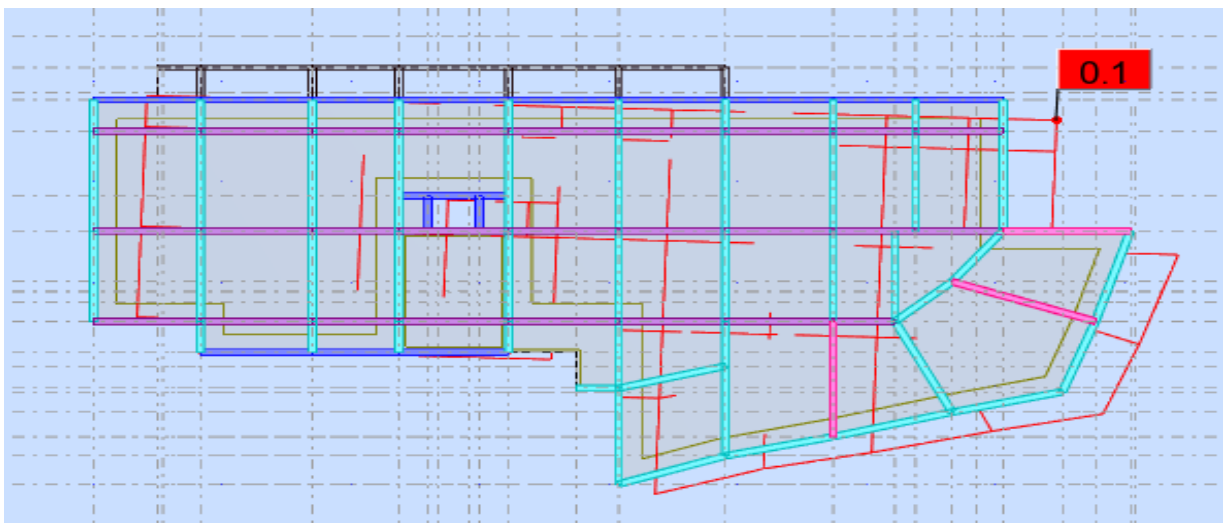


Figure IV.3 : 1^{er} mode de vibration

2^{ème} mode de déformation translation ($T = 0,69\text{ s}$).

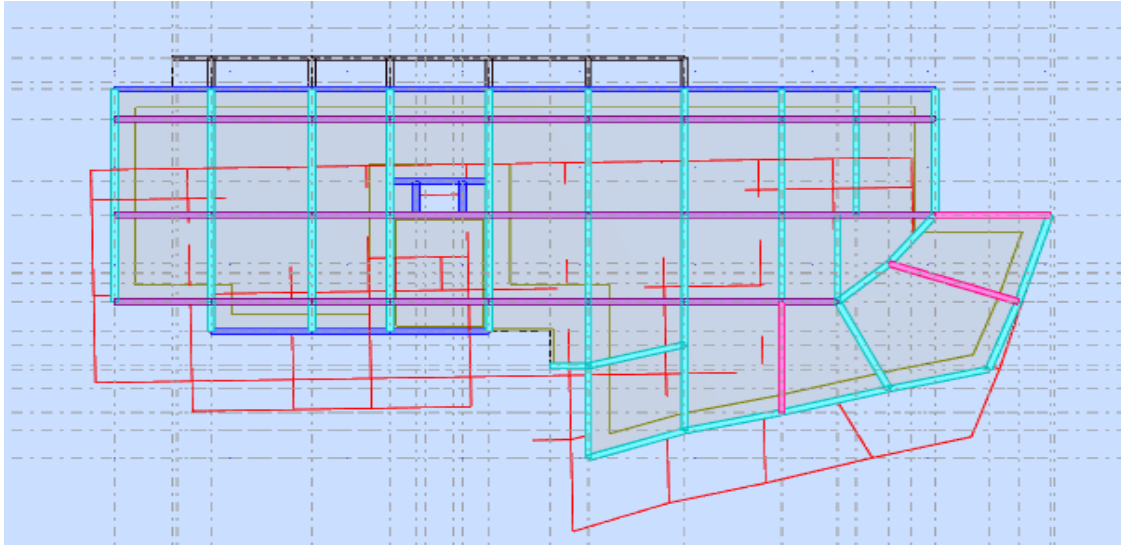


Figure IV.4 : 2^{ème} mode de vibration

3^{ème} mode de déformation torsion autour de Z ($T = 0,54\text{ s}$).

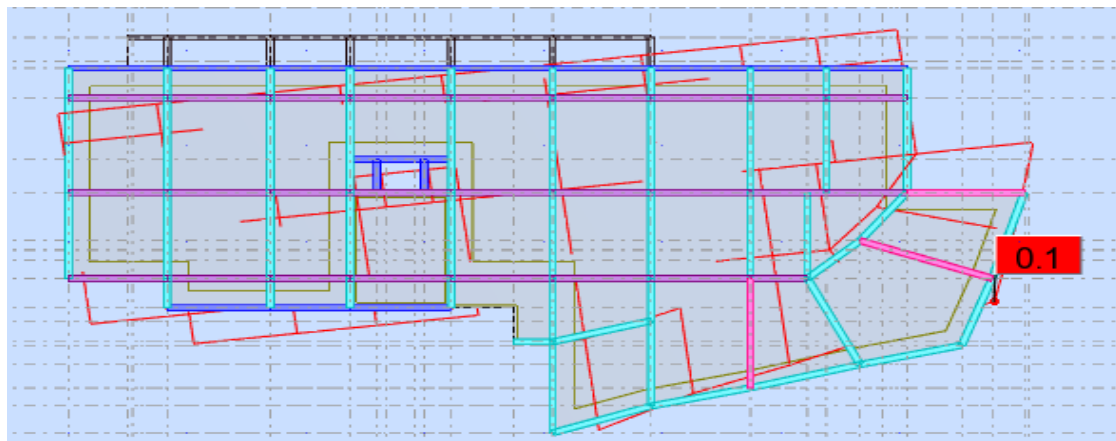


Figure IV.5 : 3^{ème} mode de vibration

Pour cette disposition des voiles et les nouvelles dimensions des poteaux, on remarque que la participation modale du premier mode suivant la direction xx est prépondérante ce qui donne un mode de translation suivant le sens **xx**, et on constate que le deuxième mode est aussi un mode de translation selon le sens **yy**, ce qui correspond au but recherché (Avoir des translations dans les deux premiers modes de vibration).

IV.5.2) Interaction voiles-portique

Pour justifier le contreventement mixte, le RPA exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives.

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des charges verticales

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des charges horizontales.

1- Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de la vérification de l'interaction sous charges verticales sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau IV.7: vérification de l'interaction sous charges verticales

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
RDC	5632,84	1276,83	6909,67	81,52	18,48
Etage 1	4857,28	1186,49	6043,77	80,37	19,63
Etage 2	4166,68	1078,29	5244,97	79,44	20,56
Etage 3	3499,07	982,99	4482,06	78,07	21,93
Etage 4	2914,30	835,04	3749,34	77,73	22,27
Etage 5	2341,42	675,20	3016,62	77,62	22,38
Etage 6	1750,35	540,93	2291,28	76,39	23,61
Etage 7	1201,48	372,19	1573,67	76,35	23,65
Etage 8	636,91	228,23	865,14	73,62	26,38
Etage 9	464,42	92,46	556,88	83,40	16,60

Tableau IV.8: vérification de l'interaction sous charges horizontale.

Niveaux	Charges reprises en (T) sens xx				Charges reprises en (T) sens yy			
	En tonne (T)		En pourcentage (%)		En tonne (T)		pourcentage (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	173,27	180,97	48,91	51,09	121,04	256,04	32,10	67,90
Etage 1	139,13	206,16	40,29	59,71	82,73	285,21	22,48	77,52
Etage 2	155,56	169,82	47,81	52,19	90,05	257,51	25,91	74,09
Etage 3	144,69	155,73	48,16	51,84	80,48	241,01	25,03	74,97
Etage 4	150,74	122,01	55,27	44,73	89,14	203,08	30,50	69,50
Etage 5	152,97	87,23	63,68	36,32	96,93	161,30	37,54	62,46
Etage 6	122,28	79,94	60,47	39,53	75,58	143,45	34,51	65,49
Etage 7	150,74	122,01	55,27	44,73	89,14	203,08	30,50	69,50
Etage 8	67,95	39,18	63,43	36,57	61,97	55,56	52,73	47,27
Etage 9	72,26	2,59	96,54	3,46	68,18	14,08	82,88	17,12

C) Vérification de l'effort normal réduit :

On doit vérifier que : $\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$ RPA99 (Formule 7.2)

Tel que :

N_d : effort normal de calcul.

B_c : l'aire brute du poteau.

Les résultats obtenus par le logiciel ROBOT-2017 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
Rdc	60	70	4200	2947,80	0,281	vérifiée
1 ^{er} +2 ^{ème}	50	60	3000	2142,70	0,286	vérifiée
3 ^{ème} +4 ^{ème} +5 ^{ème}	45	55	2475	1271,40	0,205	vérifiée
6 ^{ème} +7 ^{ème}	40	50	2000	659,30	0,132	vérifiée
8 ^{ème} +9 ^{ème}	35	40	1400	266,30	0,076	vérifiée

d) Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

RPA99 (Article 4.4.3)

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

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_k$

RPA99 (Article 5.10)

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements sens x-x.

Niveau x	Sens x-x						Observation
	$\delta_{e\tilde{x}}(cm)$	$\delta_{\tilde{x}}(cm)$	$\delta_{\tilde{x}-1}(cm)$	$\Delta_{\tilde{x}}(cm)$	$h_{\tilde{x}}(cm)$	$\frac{\Delta_{\tilde{x}}}{h_{\tilde{x}}}(%)$	
RDC	0,06	0,30	0,00	0,30	340,0	0,088	vérifiée
Etage 1	0,16	0,80	0,30	0,50	289,0	0,173	vérifiée
Etage 2	0,28	1,40	0,80	0,60	289,0	0,208	vérifiée
Etage 3	0,44	2,20	1,40	0,70	289,0	0,242	vérifiée
Etage 4	0,58	2,90	2,20	0,70	289,0	0,242	vérifiée
Etage 5	0,72	3,60	2,90	0,70	289,0	0,242	vérifiée
Etage 6	0,88	4,40	3,60	0,70	289,0	0,242	vérifiée
Etage 7	1,00	5,00	4,30	0,70	289,0	0,242	vérifiée
Etage 8	1,12	5,60	5,00	0,60	289,0	0,208	vérifiée
Etage 9	1,24	6,20	5,60	0,60	289,0	0,208	vérifiée

Tableau IV.11 : Vérification des déplacements sens y-y.

Niveau x	Sens y-y						Observation
	$\delta_{e\bar{\kappa}}(cm)$	$\delta_{\bar{\kappa}}(cm)$	$\delta_{\bar{\kappa}-1}(cm)$	$\Delta_{\bar{\kappa}}(cm)$	$h_{\bar{\kappa}}(cm)$	$\frac{\Delta_{\bar{\kappa}}}{h_{\bar{\kappa}}}(\%)$	
RDC	0,04	0,20	0,00	0,20	340,0	0,059	vérifiée
Etage 1	0,10	0,50	0,200	0,40	289,0	0,138	vérifiée
Etage 2	0,20	1,00	0,50	0,50	289,0	0,173	vérifiée
Etage 3	0,32	1,60	1,00	0,60	289,0	0,208	vérifiée
Etage 4	0,44	2,20	1,60	0,60	289,0	0,208	vérifiée
Etage 5	0,56	2,80	2,20	0,60	289,0	0,208	vérifiée
Etage 6	0,70	3,50	2,80	0,60	289,0	0,208	vérifiée
Etage 7	0,82	4,10	3,50	0,60	289,0	0,208	vérifiée
Etage 8	0,94	4,70	4,10	0,60	289,0	0,208	vérifiée
Etage 9	1,06	5,30	4,70	0,60	289,0	0,208	vérifiée

D'après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage. **RPA99/2003(Article 4.2.10)**

$$\Delta_{k \max} = 0,7 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 2,89 \text{ cm}$$

▪ **Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :**

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée. Les résultats sont regroupés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV.12 : Vérification à L'effet P-Δ sens x-x.

Dans le sens X-X						
Niveau x	h_k (cm)	P_k (T)	Δ_k (cm)	V_k (T)	θ_k	Observation
RDC	340	6254,38	0,30	354,23	0,016	Vérifiée
Etage 1	289	5452,60	0,50	345,29	0,027	Vérifiée
Etage 2	289	4736,31	0,60	325,38	0,030	Vérifiée
Etage 3	289	4052,18	0,70	300,42	0,033	Vérifiée
Etage 4	289	3395,21	0,70	272,75	0,030	Vérifiée
Etage 5	289	2738,24	0,70	240,20	0,028	Vérifiée
Etage 6	289	2088,67	0,70	202,20	0,025	Vérifiée
Etage 7	289	1446,81	0,70	158,60	0,022	Vérifiée
Etage 8	289	814,10	0,60	107,10	0,016	Vérifiée
Etage 9	289	514,34	0,60	74,90	0,014	Vérifiée

Tableau IV.13 : Vérification à L'effet P-Δ sens y-y.

Dans le sens Y-Y						
Niveau x	h_k (cm)	P_k (T)	Δ_k (cm)	V_k (T)	θ_k	Observation
RDC	340	6254,38	0,20	377,08	0,010	Vérifiée
Etage 1	289	5452,6	0,40	367,93	0,021	Vérifiée
Etage 2	289	4736,31	0,50	347,56	0,024	Vérifiée
Etage 3	289	4052,18	0,60	321,49	0,026	Vérifiée
Etage 4	289	3395,21	0,60	292,21	0,024	Vérifiée
Etage 5	289	2738,24	0,60	258,23	0,022	Vérifiée
Etage 6	289	2088,67	0,60	219,03	0,020	Vérifiée
Etage 7	289	1446,81	0,60	173,32	0,017	Vérifiée
Etage 8	289	814,1	0,60	117,53	0,014	Vérifiée
Etage 9	289	514,34	0,6	82,27	0,013	Vérifiée

On remarque que les valeurs de θ_k inférieure à 0.1 donc l'effet **P-Δ** n'a pas d'influence sur la structure.

IV.5.3) Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003

• **Vérification de la résultante des forces sismiques** : En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.14 : Vérification de la résultante des forces sismiques

Sens	V_{dyn} (KN)	$0.8 * V_{st}$ (KN)	$V_{dyn} \geq 0.8 * V_{st}$
x-x	3542.3	3269.29	Vérifiée
y-y	3770.8	2674.87	Vérifiée

IV.6) Vérification de la stabilité au renversement

Selon **RPA99/V2003** l'article (4.4.1). Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau du contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction avec : M_s : Moment stabilisant est égal à : $M_{xs} = W * X_g$ et $M_{ys} = W * Y_g$;

M_r : Moment de renversement est égal à : $M_r = \sum f_i \times h_i$, il est tiré directement de ROBOT sous les actions sismiques. X_G, Y_G : centre de masse de la structure cumulé Il faut vérifier que : $M_s > M_r$ La vérification de la condition ci-dessus est montrée dans les tableaux suivant :

Tableau IV.15: Les moments stabilisation et renversement sens x-x.

Etage	Vx (t)	h (m)	FX	W (t)	Xg (m)	Mr (t)	Ms (t)	observation
1	354,23	3,40	8,94	6254.38	20,92	30,39	129816,75	vérifiée
2	345,29	6,29	19,91			125,23		vérifiée
3	325,38	9,18	24,96			229,13		vérifiée
4	300,42	12,07	27,67			333,97		vérifiée
5	272,75	14,96	32,55			486,948		vérifiée
6	240,2	17,85	38,00			678,3		vérifiée
7	202,2	20,74	43,60			904,26		vérifiée
8	158,6	23,63	51,50			1216,94		vérifiée
9	107,1	26,52	32,20			853,94		vérifiée
10	74,9	29,41	74,90			30,39		vérifiée

Tableau IV.16 : Les moments stabilisation et renversement sens y-y.

Etage	Vy (T)	h (m)	FY	W (t)	Yg (m)	Mr (t)	Ms (t)	observation
1	374,69	3,40	9,43	6254.38	12,46	31,11	77929.57	vérifiée
2	365,26	6,29	20,76			128,12		vérifiée
3	344,5	9,18	26,14			239,32		vérifiée
4	318,36	12,07	29,15			353,40		vérifiée
5	289,21	14,96	33,77			508,34		vérifiée
6	255,44	17,85	38,89			699,72		vérifiée
7	216,55	20,74	45,30			948,02		vérifiée
8	171,25	23,63	55,22			1318,32		vérifiée
9	116,03	26,52	34,84			935,09		vérifiée
10	81,19	29,41	81,19			2419,56		vérifiée

Commentaire : Le moment de renversement accidentelle causé par l'action sismique est inférieur au moment stabilisant donc y'a pas de risque au renversement.

IV.7) conclusion

La modélisation de notre structure avec le logiciel robot-2017, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ses éléments porteurs principaux. (Voiles, poteaux, poutres). Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferraillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

V.1) Etude des poteaux

Le rôle des poteaux dans une construction est la transmission des charges de la superstructure vers les fondations, ces poteaux sont sollicités en flexion composée. Leur ferraillage se fait selon les combinaisons de sollicitations suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1) \ 1.35G+1.5Q \\ 2) \ G+Q \\ 3) \ G+Q+E \\ 4) \ G+Q-E \\ 5) \ 0.8G+E \\ 6) \ 0.8G-E \end{array} \right\} \text{RPA99, V2003 (Article 5.2)}$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$\begin{array}{l} N_{max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}} \\ N_{min} \longrightarrow M_{\text{correspondant}} \\ M_{max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}} \end{array}$$

V.1.1) Recommandations du RPA99 (version 2003) :

❖ Les armatures longitudinales : RPA99/2003(Art7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa),
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante),
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement),
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (St) entre deux 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 (zone critique).
- La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm \right).$$

h_e : hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

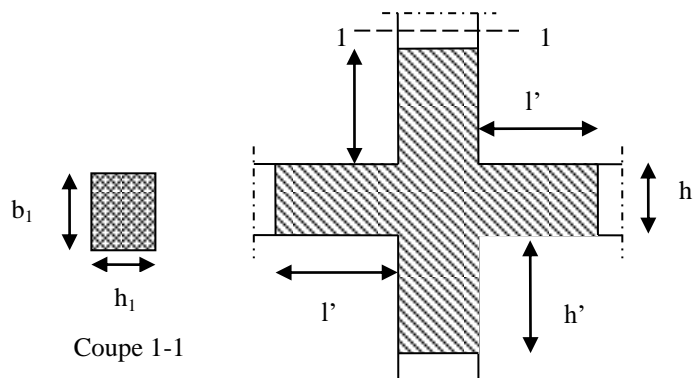


Figure V.1 : la zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99 version 2003** sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le **RPA99 version 2003**

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Rdc	60*70	33.60	168.00	252.00
1 ^{er} + 2 ^{ème}	50*60	24.00	120.00	180.00
3 ^{ème} 4 ^{ème} + 5 ^{ème}	45*55	19.80	99.00	148.50
6 ^{ème} + 7 ^{ème}	40*50	16.00	80.00	120.00
8 ^{ème} + 9 ^{ème}	35*40	11.20	56.00	84.00

❖ **Les armatures transversales : selon RPA99, V2003 (Article 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15\text{cm})$ (zone nodale).

- $t \leq 15 \times \phi_l$ (zone courante). (ϕ_l Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

- $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$.

- $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$; (λ_g élancement géométrique).

avec : $\lambda_g = lf/b_1$ ou $\lambda_g = lf/h_1$, et lf longueur de flambement du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$- A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$- A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

- Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

V.1.2) Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ROBOT/V2017 les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2.Sollicitations dans les poteaux.

Section	comb	N_{max} , M_{corr}		comb	M_{max} N_{corr}		comb	N_{min} M_{corr}		$V_U(kN)$
		N (KN)	M KN.m		M KN.m	N (KN)		N (KN)	M KNm	
60*70	ELU _{acc}	1728.90	126.80	ELU _{acc}	165.30	-2947.80	ELU _{acc}	-2947.8	165.30	103.90
50*60	ELU _{acc}	1170.00	43.40	ELU _{acc}	107.60	-62.70	ELU _{acc}	-2142.70	66.20	94.80
45*55	ELU _{acc}	408.70	30.40	ELU _{acc}	125.90	-407.90	ELU _{acc}	-1271.40	41.60	83.60
40*50	ELU _{acc}	115.00	37.90	ELU _{acc}	121.60	-210.30	ELU	-829.30	17.20	78.80
35*40	ELU _{acc}	83.50	13.10	ELU _{acc}	102.00	-163.00	ELU	-345.30	13.70	58.50

V.1.3) Calcul du ferrillage :

Tableau V.3 : Les armatures longitudinales pour les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A_{min} (cm ²) (RPA)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Barres
Rdc	60*70	33.60	-15.69	36.70	4HA20+12HA16
1 ^{er} +2 ^{ème}	50*60	24.00	3.98	24.13	12HA16
3 ^{ème} +4 ^{ème} +5 ^{ème}	45*55	19.80	1.25	20.36	4HA16+8HA14
6 ^{ème} +7 ^{ème}	40*50	16.00	4.14	16.08	8HA16
8 ^{ème} +9 ^{ème}	35*45	11.20	5.36	12.32	8HA14

V.1.3.2) Sections des armatures transversales dans les poteaux :

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales, Le tableau ci-dessous comporte les sections calculées et les minimums préconisés par le **RPA99/2003**.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_c}$$

Les résultats de calcul sont résumé dans le tableau ci-après :

Tableau V.4 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Rdc	1 ^{er} + 2 ^{ème}	3 ^{ème} 4 ^{ème} + 5 ^{ème}	6 ^{ème} + 7 ^{ème}	8 ^{ème} + 9 ^{ème}
Section (cm)	60*70	50*60	45*55	40*50	35*40
ϕ_l^{max} (cm)	2.00	1.60	1.60	1.60	1.40
ϕ_l^{min} (cm)	1.60	1.60	1.40	1.60	1.40
l_f (cm)	238	202.30	202.30	202.30	202.30
λ_g	3.40	3.37	3.68	4.04	5.05
V_u (KN)	103.90	94.80	83.60	78.80	58.50
S_t zone nodale (cm)	15	15	10	15	10
S_t zone courante (cm)	20	20	20	20	20
A' (cm ²)	2.78	2.96	2.85	2.95	2.74
A'_{min} (cm ²)	9.80	8.49	6.93	5.40	2.40

$A'_{adoptée} (cm^2)$	10.24	8.64	7.07	5.50	3.14
Nombre de barres	13T10	11T10	9T10	7T10	4T10

Les armatures transversales choisies sont des cadres HA10.

V.1.4) Vérifications :

✓ **Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :**

Selon le BAEL99(Art4.4.1) Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, 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 :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq N_{max} \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

l_f : longueur de flambement.

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

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 :

$$\lambda = 3.46 \times l_f / b \quad \text{pour les sections rectangulaires,}$$

$l_0 = 3,40m$ et un effort normal égal à : 2291.40 KN.

$L_f = 0.7 \times l_0 = 2.38m$ (Longueur de flambement).

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.20 \quad \text{(Rayon de giration)}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 14.99 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.820$$

$$B_r = (70-2) \times (60-2) = 3944 cm^2 \quad \text{(Section réduite).}$$

$$N_u = 0.830 \left(\frac{0.3944 \times 25}{0.9 \times 1.15} + 36.7 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1} \right) = 9125.50 KN$$

On a $N_{max} = 2947.80 KN < N_u = 9125.50 KN$.

Condition vérifiée.

Donc pas de risque de flambement. Le tableau ci-dessous résume les calculs effectués.

Tableau V.5 : Justification de l'effort normal ultime.

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (cm)	l _f (cm)	i (m)	λ	α	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _{ultime} (KN)
Rdc	60*70	340	238	0.20	11.90	0.830	36.70	3944	2947.80	9125.50
1 ^{er} + 2 ^{ème}	50*60	289	202.30	0.17	11.90	0.830	24.13	2784	2142.70	6382.56
3 ^{ème} + 4 ^{ème} + 5 ^{ème}	45*55	289	202.30	0.16	12.64	0.828	20.36	2279	1271.40	5232.32
6 ^{ème} + 7 ^{ème}	40*50	289	202.30	0.14	14.45	0.821	16.08	1824	829.30	4076.34
8 ^{ème} + 9 ^{ème}	35*40	289	202.30	0.12	16.86	0.810	12.32	1584	345.30	3446.23

Du tableau ci-dessus on ne constate que $N_{max} < N_u$

Donc pas de risque de flambement.

✓ **Vérification des contraintes :**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A} \quad I_{gg}(\text{m}^4)$$

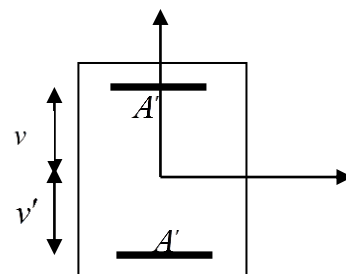


Fig.V.2 : Section d'un poteau

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Rdc	1er + 2 ^{ème}	3 ^{ème} +4 ^{ème} +5 ^{ème}	6 ^{ème} +7 ^{ème}	8 ^{ème} +9 ^{ème}
Section (cm ²)	60*70	50*60	45*55	40*50	35*40
d(cm)	63	54	49.5	45	36
A(cm ²)	18.35	12.06	10.18	8.04	6.16
A'(cm ²)	18.35	12.06	10.18	8.04	6.16
V(cm)	34.76	29.84	29.65	24.89	19.94
V'(cm)	35.24	30.16	25.35	25.11	16.06
I _{gg} (m ²)	0.0221	0.0113	0.00804	0.00523	0.00191
N _{ser} (KN)	1765.00	1544.60	1156.70	605.50	253.20
M _{ser} (KN.m)	49.40	63.20	51.30	51.60	51.20
σ _{bc} (MPa)	4.20	6.80	6.56	5.48	7.15
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
observation	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée

✓ **Vérification aux sollicitations tangentielles :**

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Telle que :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

RPA 99 (Article 7.4.3.2)

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

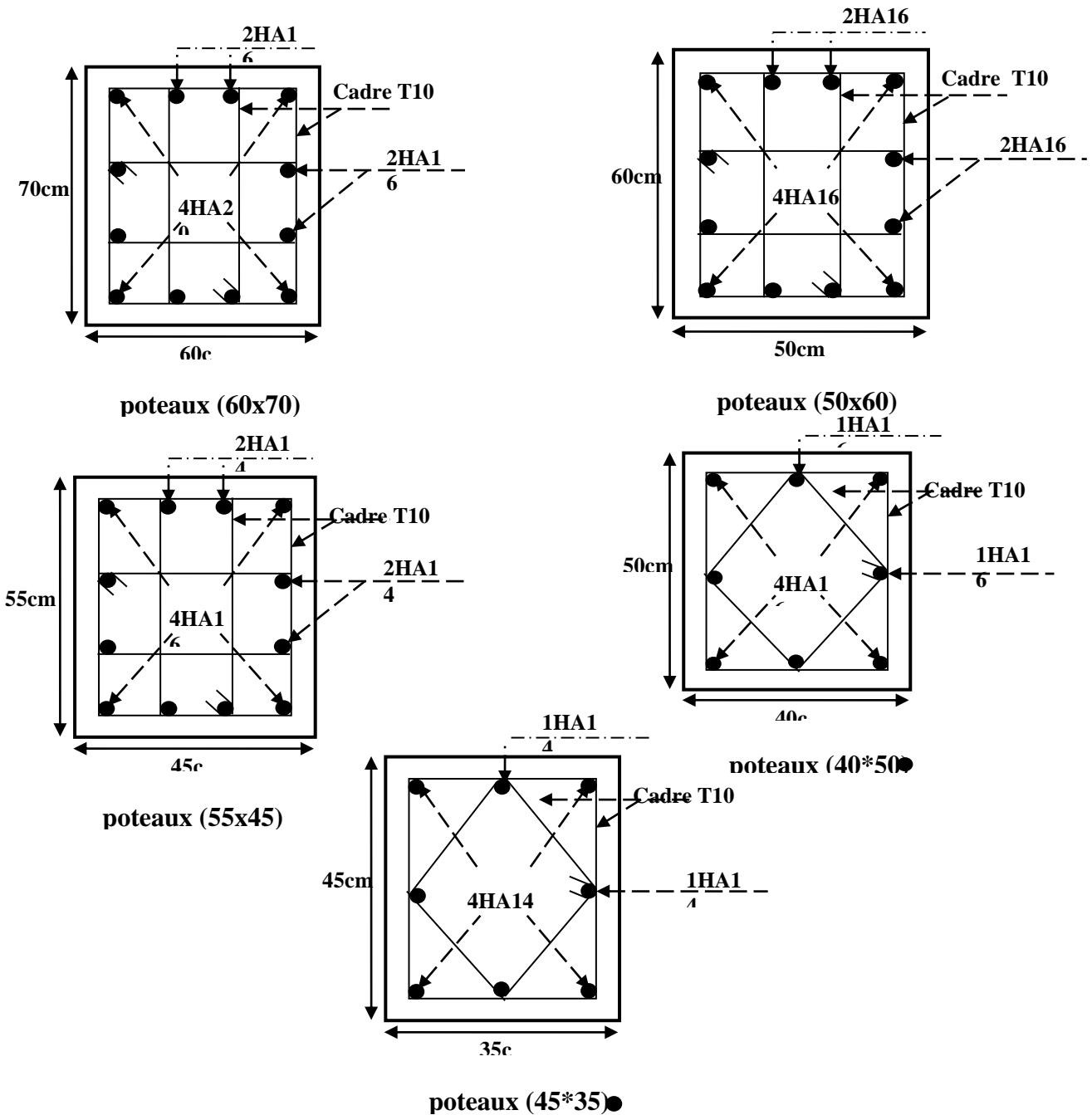
Niveau	Section (cm ²)	l _f	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ MPa	τ _{adm} MPa	observation
--------	----------------------------	----------------	----------------	----------------	--------	---------------------	-------	----------------------	-------------

Rdc	60*70	340	3.40	0.04	67	103.90	0.25	1	vérifiée
1er +2 ^{ème}	50*60	289	3.37	0.04	57	94.80	0.33	1	vérifiée
3 ^{ème} +4 ^{ème} +5 ^{ème}	45*55	289	3.68	0.04	52	83.60	0.29	1	vérifiée
6 ^{ème} +7 ^{ème}	40*50	289	4.04	0.04	47	78.80	0.34	1	vérifiée
8 ^{ème} +9 ^{ème}	35*40	289	5.05	0.075	37	58.50	0.40	1.88	vérifiée

Tableau V.7 : Vérification des contraintes tangentielles

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le **RPA99/2003** sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.1.5.Schémas de ferrillages des poteaux :



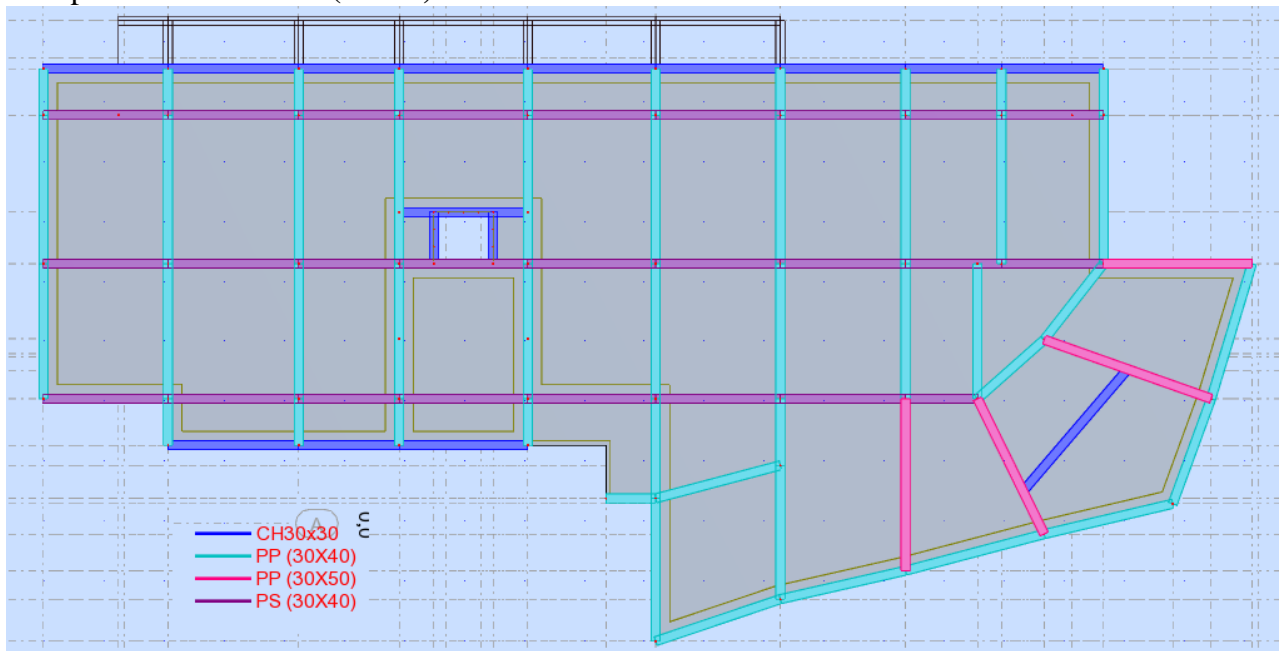
V.2) Etude des poutres

Les poutres sont soumises à un moment fléchissant et un effort normal dû à l'effet de température. Et vu que les poutres dépassent la distance réglementaire entre joint, elles doivent être vérifiées vis-à-vis de l'effort normal dû à l'effet de la température, elles seront calculée à la flexion composé. Les dimensions des armatures longitudinales sont déterminées par rapport aux moments fléchissant, et celles des armatures transversales par rapport aux efforts tranchants. Ces efforts sont donnés par logiciel ROBOT, par les combinaisons les plus défavorables du RPA/V2003 et CBA93 suivantes :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q\pm E$ (RPA 99v2003/art 5.2)
- $0.8G\pm E$ (RPA 99v2003/art 5.2)
- $1.35G+1.5Q\pm 0.8T$ (CBA 93/art A.3.3.2)
- $G+Q+0.6T$ (CBA 93 art A.3.3.3)

Pour notre projet on a trois types de poutres à étudier :

- poutres principales (30×40),(30×50).
- poutres secondaires (30×40).



FigureV.3 : disposition des poutres.

V.2.1) Recommandation du RPA99/2003:

A) Armatures longitudinales: RPA99-2003(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 :
 - 4% en zone courante,
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99 version 2003** sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau V.8: Armatures longitudinales dans les poutres selon le RPA.

Type de poutres	Section (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement	A _{min} (cm ²)
Principale	30×40	48	81	6
	30×50	60	90	7.50
Secondaire	30×40	48	81	6

B) Armatures transversales : RPA99/2003(Art 7.5.2.2)

La quantité d’armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

– S_t ≤ min (h/4; 12Φ₁^{min}) en zone nodale,

– S_t ≤ h/2 en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre

Φ₁ : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l’appui ou de l’encastrement.

V.2.2) sollicitation et calcul de ferrailage :

Tableau V.9: Les sollicitations dans les poutres.

Type de poutres	B (cm)	H (cm)	Etage courant			Terrasse inaccessible		
			Etat	Ma (T.m)	Mt (T.m)	Etat	Ma (T.m)	Mt (T.m)
principale	30	40	Elu	-17.05	4.95	Elu	-11.00	6.33
			Els	-12.55	3.59	Els	-8.05	4.63
			Ela	-13.54	8.82	Ela	-10.82	6.24
secandaire	30	40	Elu	-6.86	6.17	Elu	-6.23	4.47
			Els	-5.02	4.50	Els	-4.56	3.27
			Ela	-14.74	14.24	Ela	-9.74	7.71
			Elu _{therm}	-6.86	6.17	Elu _{thermiq}	-6.23	4.47
principale	30	50	Elu	-12.95	10.88	Elu	-10.73	14.54
			Els	-9.14	7.88	Els	-7.86	10.63
			Ela	-15.40	8.28	Ela	-10.28	10.82

❖ **Calcul de l’effort normal dû à la température :**

L’effort thermique est considéré comme un effort normal axial selon l’axe x-x.

L’ouvrage sis à **EL KSEUR** wilaya de **Bejaia**, donc l’ouvrage classé dans la zone de moyenne sismicité (**zone IIa**)

L_{max} = 30 m

L = 41.25 m

$$1.25 \times 30 = 37.5 < 41.25 \text{ ----- } \beta = 1$$

Evaluation de l’effort normal----- **T = E × S × α × ΔT**

A court terms: E_{ij} = 32164.2 MPa ; ΔT = 10°C ; α = 10⁻⁵

$$T = 32164.2 \times 10^6 \times 0.30 \times 0.40 \times 10^{-5} \times 10 = 385.97 \text{ KN}$$

A long terms: E_{ij} = 10818.9 MPa ; ΔT = 20°C ; α = 10⁻⁵

$$T = 10818.9 \times 10^6 \times 0.30 \times 0.40 \times 10^{-5} \times 20 = 259.653 \text{ KN}$$

Donc T_{max} = 385.97 KN

On a L_{max} = 30 m et L = 41.25 m ----- β = 1

$$T = \beta \times T_{max} = 1 \times 385.97 = 385.97 \text{ KN}$$

Remarque : les résultats thermiques donnés par le logiciel robot sont négligeables par rapport aux combinaisons Elu et Ela. Donc les calculs se feront à la flexion simple.

Tableau V.10: ferrailage des poutres.

Niveau	Poutre	localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{ad} (cm ²)	Choix d'armature
Etage courant	P.S 30*40	Appuis	-147.40	10.93	12.06	6HA16
		Travée	142.40	10.52	12.06	6HA16
	P.P 30*40	Appuis	-170.50	11.95	12.06	6HA16
		Travée	88.20	6.35	8.01	3HA14+3HA12
	P.P 30*50	Appuis	-154.00	8.78	9.24	6HA14
		Travée	108.80	7.09	8.01	3HA14+3HA12
Terrasse inaccessible	P.S 30*40	Appuis	-97.40	6.97	8.01	3HA14+3HA12
		Travée	77.10	5.45	6.03	3HA16
	P.P 30*40	Appuis	-110.00	9.55	10.65	3HA14+3HA16
		Travée	63.30	5.22	6.03	3HA16
	P.P 30*50	Appuis	-107.30	5.93	6.03	3HA16
		Travée	145.40	8.16	9.24	6HA14

▪ **Les longueurs de recouvrement**

$$l_r > 40 \times \phi$$

$\Phi=20\text{mm} \Rightarrow L_r=80\text{cm}$ On adopte $L_r=80\text{cm}$

$\Phi=16\text{mm} \Rightarrow L_r=64\text{cm}$ On adopte $L_r=65\text{cm}$

$\Phi=14\text{mm} \Rightarrow L_r=56\text{cm}$ On adopte $L_r=60\text{cm}$

$\Phi=12\text{mm} \Rightarrow L_r=48\text{cm}$ On adopte $L_r=50\text{cm}$

✓ **Les armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

BAEL91 (Article H.III.3)

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{50}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.42; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

✓ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

D'après le RPA99/V2003 (art 7.5.2.2)

En zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right) = 12.5$ On adopte $t=10\text{cm}$ en zone nodale

En zone courante: $S_t \leq \frac{h}{2} = 25\text{cm}$. On adopte $t=15\text{cm}$ en zone courante

V.2.3) Vérifications :

A) A ELU :

❖ **Condition de non fragilité :**

Vérifications des armatures longitudinales :

$$A_1 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

$$A_2 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

❖ Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.

Niveau	poutre		V _u (KN)	τ _u (MPa)	Observation
Etage courant	PP	30*50	117.00	0.82	Vérifiée
		30*40	147.90	1.33	Vérifiée
	PS	30*40	75.80	0.70	Vérifiée
Terrasse inacc	PP	30*50	115.70	0.82	Vérifiée
		30*40	125.70	1.12	Vérifiée
	PS	30*40	66.80	0.60	Vérifiée

D'après ces résultat ; on déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car $\tau_{bu} < \bar{\tau}$

▪ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

➤ en appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ **BAEL91 Art(IV.1)**

➤ en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}\right)$ **BAEL91 Art(IV.2)**

Les résultats sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau V.12: Vérification au cisaillement.

Niveau	Poutres		A _l (cm ²)	V _u (KN)	M _u ^a (KN.m)	A _{pp} ^{rive} (cm ²)	A _{pp} ^{inter} (cm ²)	Observation
Etage courant	PP	30*50	9.24	117.00	147.40	3.36	-6.65	Vérifiée
		30*40	12.06	147.90	170.50	4.25	-10.42	Vérifiée
	PS	30*40	12.06	75.80	154.00	2.18	-11.10	Vérifiée
Terrasse incc	PP	30*50	6.03	115.70	97.40	3.33	-3.29	Vérifiée
		30*40	10.65	125.70	110.00	3.61	-5.90	Vérifiée
	PS	30*40	8.01	66.80	107.30	1.92	-7.32	Vérifiée

A_{pp}^{rive} : Armature en appui de rives.

A_{pp}^{inter} : Armature en appui intermédiaires.

D'après ces résultats ; on conclue que la vérification des armatures longitudinales au cisaillement est satisfaite aux appuis intermédiaires et de rives.

B) À PELS :

1) L'Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

2) État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

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

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : Vérification de la contrainte limite de béton.

plancher	Poutres	Localisation	Mser (T.m)	I (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Etages courants	Principales 30*50	Appuis	-9.14	0,0047	0,290	5.62	15
		Travées	7.88	0,0038	0,258	5,30	15
	Principales 30*40	Appuis	-12.55	0,0025	0,243	11.90	15
		Travées	3.59	0,0021	0,218	3.68	15
	Secondaires 30*40	Appuis	-5.02	0.0025	0.243	4.76	15
		Travées	4.50	0.0021	0.218	4.62	15
Terrasse inacc	Principales 30*50	Appuis	-7.86	0.0047	0.290	4.84	15
		Travées	10.63	0.0038	0.258	7.14	15
	Principales 30*40	Appuis	-8.05	0.0025	0.240	7.63	15
		Travées	4.63	0.0021	0.218	4.75	15
	Secondaires 30*40	Appuis	-4.56	0.0025	0.240	4.32	15
		Travées	3.27	0.0021	0.218	3.36	15

3) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le BAEL91, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications des trois conditions pour les deux types de poutres :

Tableau V.14 : Vérification de la contrainte limite de béton.

poutre	b (cm)	h(cm)	L (cm)	As (cm ²)	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
principale	30	50	515	14.04	$0.097 \geq 0.0625$	$0.097 \geq 0.063$	$0.0085 \leq 0.01$
	30	40	504	8.01	$0.079 \geq 0.0625$	$0.079 \geq 0.048$	$0.0072 \leq 0.01$
secondaire	30	40	445	8.01	$0.089 \geq 0.0625$	$0.089 \geq 0.060$	$0.0083 \leq 0.01$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Vérification des zones nodales :**

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03(Article 7.6.2)**. Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25. Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique. $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

✓ **Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant M_r , d'une section de béton dépend :

- 1) Des dimensions de la section du béton.
- 2) De la quantité d'acier dans la section du béton.
- 3) De la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que : $M_r = Z \times A_s \times F_{st}$

Avec : $Z=0.9h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$F_{st}=f_e/\gamma_s=348\text{MPa}$. ($\gamma_s = 1.15$ cas le plus défavorable)

Tableau V.15 : Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm)	Z (m)	As (cm ²)	Mr (KN.m)
RDC	60*70	0.630	36.70	804.61
1 ^{er} + 2 ^{ème}	50*60	0.540	24.13	453.45
3 ^{ème} + 4 ^{ème} + 5 ^{ème}	45*55	0.495	20.36	350.72
6 ^{ème} + 7 ^{ème}	40*50	0.450	16.08	251.81
8 ^{ème} + 9 ^{ème}	35*40	0.360	12.32	154.34

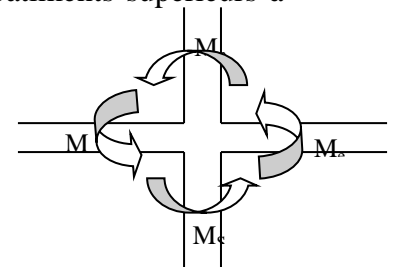


Figure V.4 : Schéma de la Zone nodale

✓ **Détermination du moment résistant dans les poutres :**

Tableau V.16 : les moments résistant dans les poutres.

Niveau	Type	Section (cm)	Z(m)	As(cm ²)	Mr(KNm)
Etage courant	PP	30*50	0.45	9.24	144.70
		30*40	0.36	12.06	151.08
	PS	30*40	0.36	12.06	151.08
Terrasse inacc	PP	30*50	0.45	6.03	94.43
		30*40	0.36	10.65	133.42
	PS	30*40	0.36	8.01	100.35

Tableau V.17 : Vérification des zones nodales à la formation des rotules plastiques.
V.2.4.Schémas de ferrailage des poutres :

Niv	poutre	$M_w=M_e$ (KN.m)	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	$1.25(M_w + M_e)$ (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	obsrv
RDC	PP 30*50	144.70	804.61	804.61	361.75	1609.22	Vérifiée
	PP 30*40	151.08			377.70		Vérifiée
	PS 30*40	151.08			377.70		Vérifiée
1 ^{er}	PP 30*50	144.70	453.45	804.61	361.75	1258.06	Vérifiée
	PP 30*40	151.08			377.70		Vérifiée
	PS 30*40	151.08			377.70		Vérifiée
2 ^{ème}	PP 30*50	144.70	453.45	453.45	361.75	906.90	Vérifiée
	PP 30*40	151.08			377.70		Vérifiée
	PS 30*40	151.08			377.70		Vérifiée
3 ^{ème}	PP 30*50	144.70	350.72	453.45	361.75	804.17	Vérifiée
	PP 30*40	151.08			377.70		Vérifiée
	PS 30*40	151.08			377.70		Vérifiée
4 ^{ème}	PP 30*50	144.70	350.72	350.72	361.75	701.44	Vérifiée
	PP 30*40	151.08			377.70		Vérifiée
	PS 30*40	151.08			377.70		Vérifiée
5 ^{ème}	PP 30*50	144.70	350.72	350.72	361.75	701.44	Vérifiée
	PP 30*40	151.08			377.70		Vérifiée
	PS 30*40	151.08			377.70		Vérifiée
6 ^{ème}	PP 30*50	144.70	251.81	350.72	361.75	602.53	Vérifiée
	PP 30*40	151.08			377.70		Vérifiée
	PS 30*40	151.08			377.70		Vérifiée
7 ^{ème}	PP 30*50	144.70	251.81	251.81	361.75	503.62	Vérifiée
	PP 30*40	151.08			377.70		Vérifiée
	PS 30*40	151.08			377.70		Vérifiée
8 ^{ème}	PP 30*50	144.70	154.34	251.81	361.75	406.15	Vérifiée
	PP 30*40	151.08			377.70		Vérifiée
	PS 30*40	151.08			377.70		Vérifiée
9 ^{ème}	PP 30*50	94.43	154.34	154.34	236.07	308.68	N.Vérifiée
	PP 30*40	133.42			333.55		N. Vérifiée
	PS 30*40	100.35			250.87		Vérifiée

➤ Exemple de ferrailage d'une poutre principale (30*50) cm² étage courant:

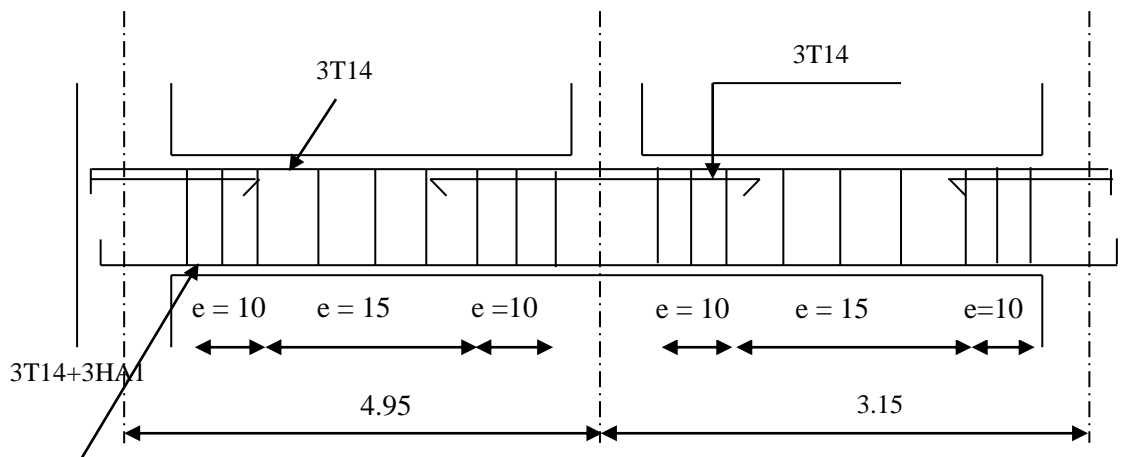


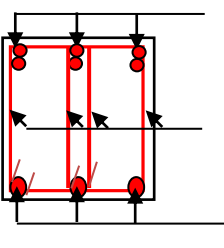
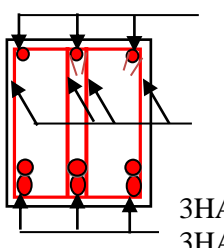
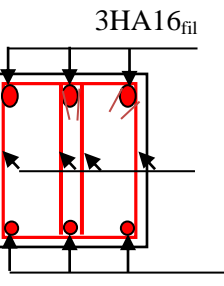
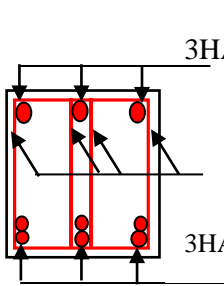
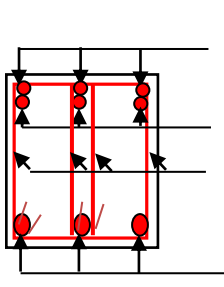
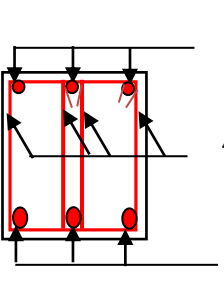
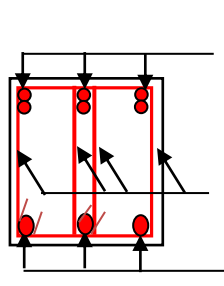
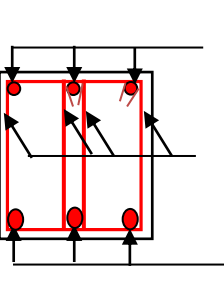
Figure V.5 : Disposition constructive des poutres.

V. 2.5) Schéma de ferrailage des poutres :

Le schéma de ferrailage des poutres est présenté dans le tableau suivant :

Tableau V.18 : Schéma de ferrailage des poutres.

Types de poutres	Section (cm ²)	Schéma de ferrailage	
		Appuis	Travée
Etage courant			
PP	30*50		
PP	30*40		

<p>PS</p>	<p>30*40</p>	 <p>3HA16_{FIL} + 3HA16_{chap}</p> <p>4Ø10</p> <p>3HA16_{FIL}</p>	 <p>3HA16_{FIL}</p> <p>4Ø10</p> <p>3HA16_{FIL} + 3HA16_{chap}</p>
<p>Terrasse inaccessible</p>			
<p>PP</p>	<p>30*50</p>	 <p>3HA16_{FIL}</p> <p>4Ø10</p> <p>3HA14_{FIL}</p>	 <p>3HA16_{FIL}</p> <p>4Ø10</p> <p>3HA14_{FIL} + 3HA14_{Chap}</p>
<p>PP</p>	<p>30*40</p>	 <p>3HA16_{FIL}</p> <p>3HA14_{chap}</p> <p>4Ø10</p> <p>3HA16_{FIL}</p>	 <p>3HA16_{FIL}</p> <p>4Ø10</p> <p>3HA16_{FIL}</p>
<p>PS</p>	<p>30*40</p>	 <p>3HA14_{FIL} + 3HA12_{chap}</p> <p>4Ø10</p> <p>3HA16_{FIL}</p>	 <p>3T14_{FIL}</p> <p>4Ø10</p> <p>3HA16_{FIL}</p>

V.3) Ferrailage des voiles

Le RPA99/2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité). Ces derniers sont soumis à des forces verticales et horizontales.

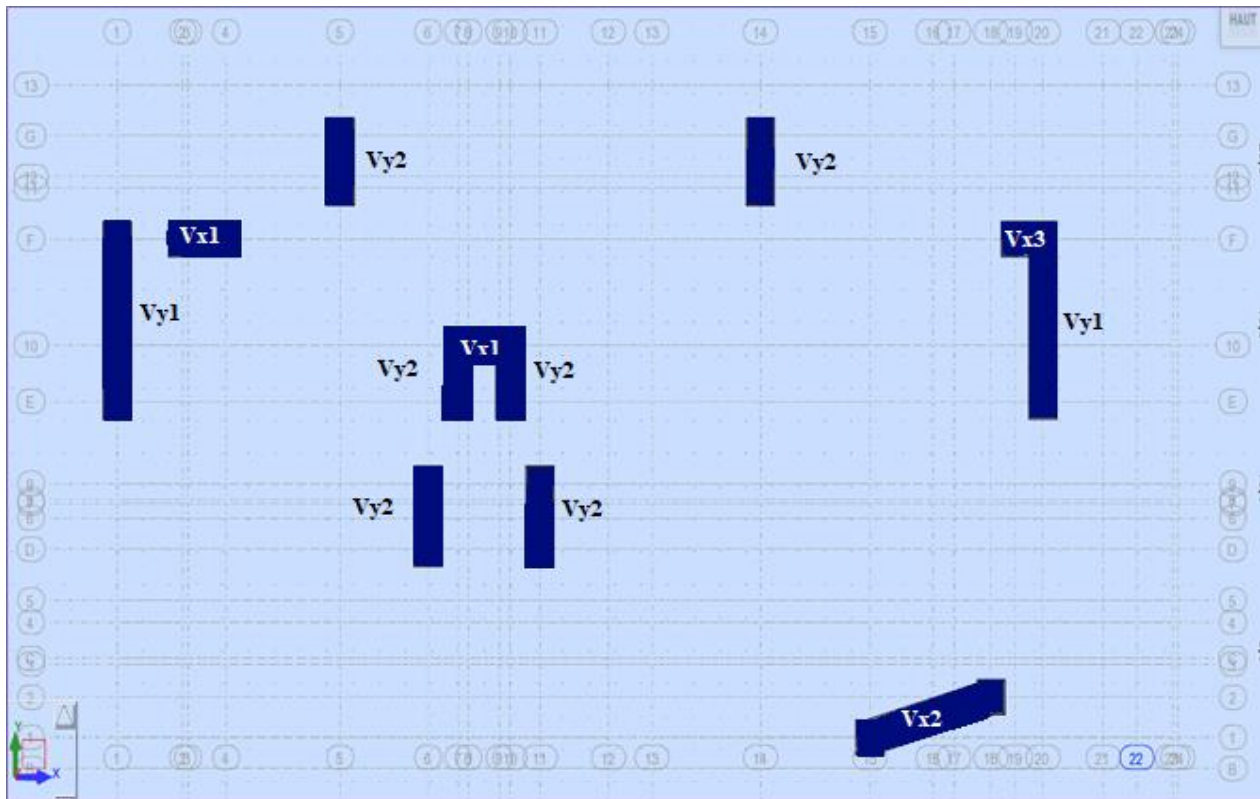


Figure V.6 : disposition des voiles V_x, V_y .

V.3.1. Recommandation du RPA :

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués (verticales, horizontales et transversales).

a) Armatures verticales :

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).

- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants,

Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . En plus des épingles sont prévus 4 par $1m^2$.

C) Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{Vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

d) Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15\% e \cdot h \dots \dots \dots \text{ dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% e \cdot h \dots \dots \dots \text{ dans la zone courante.}$$

- $\phi_t \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement : $S_t = \min(1.5e ; 30)\text{cm}$.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.3.2 .Calcul du ferrailage :

• **Les sollicitations dans les voiles :**

Les sollicitations sont résumées dans les tableaux suivants :

Le voile Vx1: L=2m

Tableau V.19 : sollicitations dans voiles V_{x1} .

niveau	comb	N_{\min} , M_{corr}		comb	N_{\max} M_{corr}		comb	M_{\max} N_{corr}		$V_U(T)$
		N (T)	M (T.m)		M (T.m)	N (T)		M (T.m)	N (T)	
RDC	ELU _{acc}	-40.79	11.39	ELU _{acc}	180.76	10.49	ELU _{acc}	56.11	48.72	45.24
1 ^{er} +2 ^{ème} +3 ^{ème}	ELU _{acc}	-22.62	6.72	ELU _{acc}	141.88	6.36	ELU _{acc}	32.82	55.77	29.85
4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{èm}	ELU _{acc}	-0.11	1.97	ELU	88.55	0.00	ELU _{acc}	10.25	42.03	20.59
7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{èm}	ELU _{acc}	0.25	0.05	ELU	41.68	0.00	ELU _{acc}	9.59	-20.30	13.08

Le voile Vx2: L=4.80m

Tableau V.20 : sollicitations dans voiles V_{x2} .

niveau	comb	N_{\min} , M_{corr}		comb	N_{\max} M_{corr}		comb	M_{\max} N_{corr}		$V_U(T)$
		N (T)	M T.m		N (T)	M T.m		M T.m	N (T)	
RDC	ELU _{acc}	112.72	132.53	ELU	240.06	0.52	ELU _{acc}	399.35	134.92	95.51
1 ^{er} +2 ^{ème} +3 ^{ème}	ELU _{acc}	94.70	67.65	ELU	246.89	1.63	ELU _{acc}	362.26	138.67	152.32
4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{èm}	ELU _{acc}	53.34	28.95	ELU	174.99	0.71	ELU _{acc}	107.39	98.30	85.83
7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{èm}	ELU _{acc}	11.46	60.82	ELU	81.50	0.51	ELU _{acc}	76.96	46.40	30.78

Le voile Vx3: L=1.35m

Tableau V.21: sollicitations dans voiles V_{x3}.

niveau	comb	N _{min} , M _{corr}		comb	N _{max} M _{corr}		comb	Mmax N _{corr}		V _U (kN)
		N (KN)	M (KN.m)		M (KN.m)	N (KN)		M (KNm)	N (KN)	
RDC	ELU _{acc}	-51.42	19.13	ELU _{acc}	128.48	4.04	ELU _{acc}	39.71	-21.46	36.31
1 ^{er} +2 ^{ème} +3 ^{ème}	ELU _{acc}	-51.81	1.13	ELU _{acc}	120.53	2.30	ELU _{acc}	94.70	5.97	61.80
4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{èm}	ELU _{acc}	-1.979	2.11	ELU _{acc}	66.03	2.02	ELU _{acc}	48.05	2.27	75.99
7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{èm}	ELU _{acc}	-7.12	1.38	ELU _{acc}	27.74	1.39	ELU _{acc}	1.29	-4.64	78.79

Le voile Vy1: L=4.95m

Tableau V.22 : sollicitations dans voiles v_{y1}.

niveau	comb	N _{min} , M _{corr}		comb	N _{max} M _{corr}		comb	Mmax N _{corr}		V _U (T)
		N (T)	M (T.m)		M (T.m)	N (T)		M (T.m)	N (T)	
RDC	ELU _{acc}	53.26	144.04	ELU _{acc}	241.62	148.62	ELU _{acc}	381.07	159.09	97.83
1 ^{er} +2 ^{ème} +3 ^{ème}	ELU _{acc}	44.51	51.87	ELU _{acc}	234.28	142.02	ELU _{acc}	369.13	132.60	116.32
4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{èm}	ELU _{acc}	27.77	38.44	ELU	168.62	9.55	ELU _{acc}	150.93	114.31	99.19
7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{èm}	ELU _{acc}	7.01	6.94	ELU	81.68	10.86	ELU _{acc}	60.69	46.04	50.19

Le voile Vy2: L=1.90m

Tableau V.23 : sollicitations dans voiles V_{y2}.

niveau	comb	N _{min} , M _{corr}		comb	N _{max} M _{corr}		comb	Mmax N _{corr}		V _U (T)
		N (T)	M (T.m)		N (T)	M (T.m)		M (T.m)	N (T)	
RDC	ELU _{acc}	-64.92	6.15	ELU	194.85	1.13	ELU _{acc}	30.89	189.37	31.51
1 ^{er} +2 ^{ème} +3 ^{ème}	ELU _{acc}	-53.35	8.74	ELU	188.06	7.91	ELU _{acc}	35.62	99.16	21.88
4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{èm}	ELU _{acc}	-5.26	7.57	ELU	134.49	2.42	ELU _{acc}	17.25	79.85	19.27
7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{èm}	ELU _{acc}	-7.30	3.56	ELU	67.74	2.77	ELU _{acc}	7.92	35.19	25.52

- **Calcul des voiles**

- a) **Armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

Le voile V_{x2}:

L = 4.80m, d = 4.75m, e = 0.2m, N = 1349.20 KN, M = 3993.50KN.m

$$e_G = \frac{M}{N} = 2.96m.$$

$$\frac{L}{2} = \frac{4.8}{2} = 2.40m$$

$e_G > L/2 \Rightarrow C$ à l'extérieure de la section.

- **Calcul de M_{ua} :**

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 3993.50 - 1349.20 (4.75 - 2.4) = 822.88 \text{KN.m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d')e \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$N_u(d-d') - M_{ua} = 1349.2(4.75 - 0.05) - 822.88 = -7164.12 \text{ KN.m} = -7.16 \text{ MN.m}$$

$$(0.337 \times 2.4 - 0.81 \times 0.05) 0.2 \times 4.80 \times 18.47 = 13.62 \text{ MN.m}$$

$$-7.16 \text{ MN.m} \leq 13.62 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimé}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{e \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{822.88 \times 10^{-3}}{0.2 \times 4.75^2 \times 18.47} = 0.0098$$

$$\mu_{bu} = 0.0098 < \mu_1 = 0.393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.012$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 4.72 \text{ m} \Rightarrow A_1 = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{822.88 \times 10^{-3}}{4.72 \times 400} = 4.35 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 4.35 \times 10^{-4} + \frac{1349.20 \times 10^{-3}}{400} = 38.08 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}$$

Calcul de la section minimale:

$$A_{\min} = 0.23 \times e \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.2 \times 4.75 \times \frac{2.1}{400} = 11.47 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures minimale dans la zone tendue donnée par le RPA est :

$$A_{\min}^{zt} = 0.2\% \times e \times l_t$$

- Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

La méthode des contraintes : c'est une méthode basée sur les contraintes, elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

$$\begin{cases} l_t = L \times \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases} \quad \text{Avec : } l_t : \text{Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).} \\ \quad \quad \quad l_c : \text{Longueur de la zone comprimée (partie comprimée).}$$

$$\text{On a : } \sigma = \frac{N}{S} \mp \frac{M}{I} V ; \quad \text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{\max}, \sigma_{\min} > 0 \rightarrow SEC \\ \sigma_{\max}, \sigma_{\min} < 0 \rightarrow SET \\ \sigma_{\max} > 0, \sigma_{\min} < 0 \rightarrow SPC \end{cases}$$

$$I = 1.84 \text{ m}^4$$

$$\sigma^+ = 6.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma^- = -3.79 \text{ MPa}$$

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

$$l_c = 1.30 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{zt} = 0.2\% \times 0.2 \times 1.75 = 7 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq A_{\min}^{zt}$$

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

La quantité d'armatures minimale dans la zone comprimée :

$$A_{\min}^{zc} = 0.1\% \times e \times (l - 2l_t) = 0.1\% \times 0.2 \times (4.80 - 2 \times 1.75) = 2.6 \text{ cm}^2.$$

En zone tendue (sur 1.75m de chaque côté du voile) $A = 38.08 \text{ cm}^2$

En zone comprimée (sur 1.3m central) $A=2.6\text{cm}^2$ (car $A'=0\text{ cm}^2$).

L'espacement des barres verticales St ne doit pas dépasser: $St \leq \min(1,5e; 30\text{cm}) \Rightarrow St \leq 30\text{cm}$

On adopte :

5cm d'enrobage à gauche et à droite du voile, soit $480-10 = 470\text{cm}$.

Si $St = 25\text{cm}$ alors $470/25 = 19$ espacements de 25cm. Mais sur une longueur de $L/10$ ($480/10 = 48\text{cm}$) aux extrémités, l'espacement doit être réduit de moitié, soit 12,5cm. On prendra donc 4 espacements de 12,5cm à chaque extrémité (8 sur les 2), soit $12,5*4=50\text{cm}$ de chaque côté du voile (sur les 2 côtés $50*2=100\text{cm}$).

Donc il reste une longueur de $470-100=370\text{cm}$, $370\text{cm}/25\text{cm} = 15$ espacements. Soit alors 8 espacements de 12,5 cm et 15 espacements de 25 cm.

On aura 24 barres sur chaque face. Sur la longueur tendue de 2.4m, nous avons 20 barres (sur les 2 faces) on choisit 20HA16 soit $A = 40.21\text{cm}^2$ en zone tendue. et 4HA10 soit $A = 3.14\text{cm}^2$

b) Armatures horizontales :

On doit vérifier que:

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

$$\tau_u = \frac{1.4V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 955.10 \times 10^{-3}}{0.2 \times 4.75} = 1.40\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) = 5\text{MPa}$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de rupture par cisaillement.

Espacement des armatures horizontales :

$$S_h \leq \min(1,5e, 30\text{ cm})$$

$$S_h \leq 30\text{cm}$$

Soit $S_h=10\text{ cm}$.

La section d'armatures transversales :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} = \frac{1.40 \times 0.2 \times 0.1}{0.8 \times 400} = 0.875\text{cm}^2$$

$$A_h^{cal} = 0.875\text{cm}^2$$

$$A_h^{min} = 0.15\% \times e \times h = 0.15\% \times 0.2 \times 4.8 = 14.40\text{cm}^2$$

$$A_{cal} < A_{min}$$

On opte pour $A_h=10\text{HA}14=15,40\text{cm}^2$.

Tableau V.24 : Ferrailage du voile V_{x2} ($L=4.80\text{m}$)

Niveau	Rdc	1 ^{er} +2 ^{ème} +3 ^{ème}	4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{èm}	7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^e _m
Section (m ²)	0.2*4.80	0.2*4.80	0.2*4.80	0.2*4.80
N (KN)	-2400.6	-2468.9	-1749.90	-81.50
M (KN.m)	5.20	1.63	7.10	0.51
Section	ET	ET	ET	ET
V (KN)	955.1	1523.2	858.3	307.8
τ_u (MPa)	1.54	2.47	1.39	0.50
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	5	5	5	5
$A_{v_ZT_{cal}}$ (cm ²)	30.05	30.99	21.93	10.23
$A_{v_ZT_{min}}$ (cm ²)	19.20	19.20	19.20	19.20

Av_ZT _{adop} (cm ²)	31.22	31.22	22.36	12.05
Av_ZG _{min} (cm ²)	14.40	14.40	14.40	14.40
Nbre de barre en ZT par face	14T12+10T14	14T12+10T14	14T10+10T12	24T8
St (cm) zone courante	25	25	25	25
St (cm) zone d'about	12.5	12.5	12.5	12.5
Ah _{cal} (cm ²)	1.93	3.08	1.74	0.625
A _{adop} (cm ²)	2.01	3.16	2.01	1.01
N _{bre} /par Plan	4HA8	4HA10	4HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20

Tableau V.25 : Ferrailage du voile V_{x1} (L=2m)

Niveau	Rdc	1 ^{er} +2 ^{ème} +3 ^{ème}	4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{èm}	7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{èm}
Section (m ²)	0.2*2	0.2*2	0.2*2	0.2*2
N (KN)	-1807.6	-1418.8	-885.50	-416.80
M (KN.m)	104.9	63.60	0.00	0.00
Section	ET	ET	ET	ET
V (KN)	452.40	298.50	205.90	130.80
τ_u (MPa)	1.76	1.16	0.80	0.5
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	5	5	5	5
Av_ZT _{cal} (cm ²)	24.56	18.93	12.73	5.21
Av_ZT _{min} (cm ²)	8	8	8	8
Av_ZT _{adop} (cm ²)	22.11	19.29	12.43	5.53
Av_ZC _{cal} (cm ²)	6	6	6	6
barre en ZT par face	11T16	6T14+5T16	11T12	11T8
St (cm) zone courante	25	25	25	25
St (cm) zone d'about	12.5	12.5	12.5	12.5
Ah(cal) (cm ²)	2.20	1.45	1.00	0.64
Ah(adop) (cm ²)	3.02	2.01	1.01	1.01
N _{bre} /par Plan	6HA8	4HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20

Tableau V.26 : Ferrailage du voile V_{Y1} (L=4.95m)

Niveau	Rdc	1 ^{er} +2 ^{ème} +3 ^{ème}	4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^e _m	7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{èm}
Section (m ²)	0.2*4.95	0.2*4.95	0.2*4.95	0.2*4.95
N (KN)	-2416.20	-2342.80	-1686.20	-816.80
M (KN.m)	1486.20	1420.20	95.50	108.60
Section	ET	ET	ET	EC
V (KN)	978.30	1163.20	991.90	501.90
τ_u (MPa)	1.54	1.83	1.56	0.79
$\overline{\tau_u}$ (MPa)	5	5	5	5
A _{v_ZT} _{cal}	41.46	40.04	21.80	/
A _{v_ZT} _{min}	19.80	19.80	19.80	/
A _{v_ZT} _{adop} (cm ²)	41.66	41.66	22.36	/
A _{v_ZC} _{cal} (cm ²)	/	/	/	12.69
A _{v_ZC} _{min} (cm ²)	/	/	/	9.90
A _{v_ZC} _{adop} (cm ²)	/	/	/	13.20
A _{v_ZG} _{min} (cm ²)	14.85	14.85	14.85	14.85
barre en ZT par face	14T14+10T16	14T14+10T16	14T10+10T12	/
barre en ZC Par face	/	/	/	20T8+4T10
St (cm) zone courante	25	25	25	25
St (cm) zone d'about	12.5	12.5	12.5	12.5
A _h (cal) (cm ²)	1.92	2.28	1.95	0.98
A _h (adop) (cm ²)	2.02	3.14	2.02	1.01
Nbre /par Plan	4HA8	4HA10	4HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20

Tableau V.27 : Ferrailage du voile V_{Y2} (L=1.90m)

Niveau	Rdc	1 ^{er} +2 ^{ème} +3 ^{ème}	4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{èm}	7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{èm}
Section (m ²)	0.2*1.9	0.2*1.9	0.2*1.9	0.2*1.9
N (KN)	-1948.50	-1880.60	-1344.90	-677.40
M (KN.m)	11.3	79.10	24.20	27.70
Section	ET	ET	ET	ET
V (KN)	315.10	218.20	192.90	255.20
τ_u (MPa)	1.29	0.89	0.81	1.04

$\bar{\tau}_u$ (MPa)	5	5	5	5
$A_{v_ZT_{cal}}$ (cm ²)	28.26	28.83	19.88	10.36
$A_{v_ZT_{min}}$ (cm ²)	7.6	7.6	7.6	7.6
$A_{v_ZT_{adop}}$ (cm ²)	28.89	28.89	20.70	12.44
$A_{v_ZG_{min}}$ (cm ²)	5.7	5.7	5.7	5.7
Nbre de barre en ZT par face	6T20+5T16	6T20+5T16	8T16+3T14	11T12
St (cm) zone courante	25	25	25	25
St (cm) zone d'about	12.5	12.5	12.5	12.5
Ah(cal) (cm ²)	1.61	1.12	1.02	1.30
Ah(adop) (cm ²)	2.02	2.02	1.57	1.57
Nbre /par Plan	4HA8	4HA8	2HA10	2HA10
St (cm)	20	20	20	20

➤ Schémas de ferrailage des voiles :

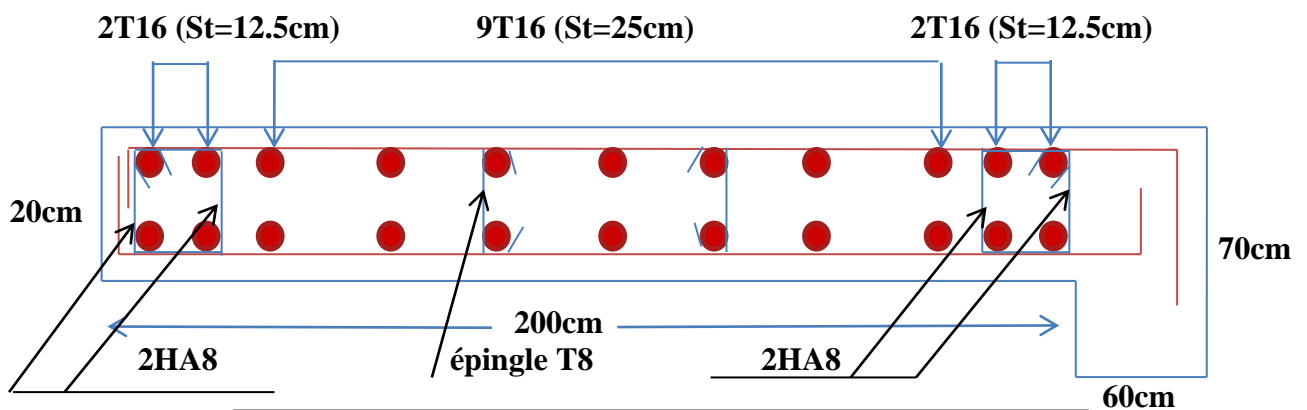


Figure V.7 : schémas de ferrailage du voile V_{x1} .

Conclusion :

Au terme de ce chapitre nous avons adopté le ferrailage des éléments principaux de tel sorte qu'ils puissent répondre impérativement aux sollicitations, après l'étude des éléments porteurs on constate que :

- Les éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations.
- Ils sont ferrailés souvent par le minimum du RPA, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques.
- Les exigences du RPA valorisent la sécurité par rapport à l'économie.

VI.1) Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment car elle est en contact direct avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges transmises par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle permet :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une meilleure transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une limitation des tassements différentiels.

VI.2) Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Le poids de la structure.
- La distance entre axes des poteaux.

Selon le rapport du sol, le terrain présente une capacité moyenne. Le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 1.3m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 1.6bars. Le choix du type de fondation est conditionné par la stabilité de l'ouvrage et l'économie. On vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

D'après le **RPA 99 (article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8G + E$

VI.2.1) Semelle isolée

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison $G + Q + E_y$, obtenu par le ROBOT.

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

Le poteau le plus sollicité a une section ($a*b$)

$N = 1765 \text{ KN}$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}, \text{ on a : } \frac{a}{A} = \frac{a}{B} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1765}{160}}$$

AN: $B \geq 3.32\text{m}$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant

Compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.2.2) Semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 3 poteaux.

Avec :

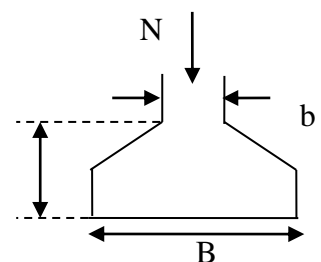


Figure VI-1 : Semelle isolée

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

$N_1=1288.70$ KN

$N_2=11578.70$ KN

$N_3=1206.10$ KN

$N_4=1521.20$ KN

$N_5=1211.80$ KN

$N_6=1272.10$ KN

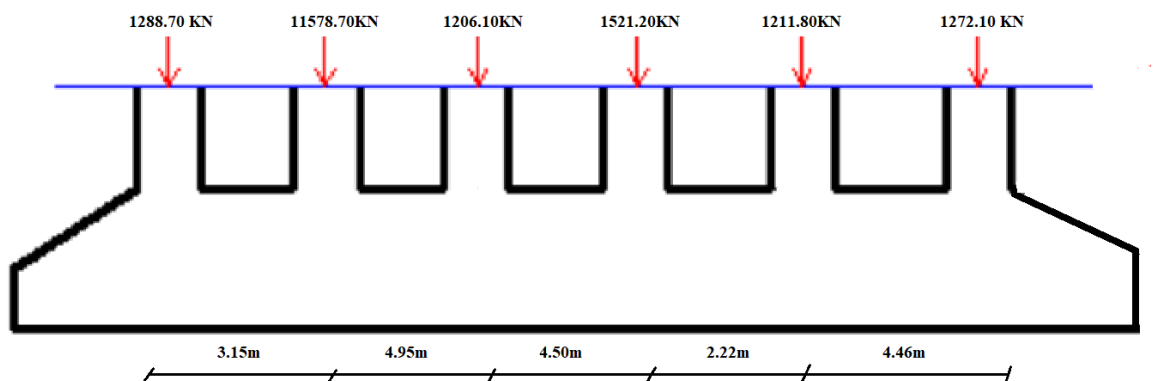


Figure VI.2: semelle filante.

$$N = \sum N_i = 8178.60 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{8178.60}{160 * 19.28} = 2.65 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on opte pour un radier général.

VI.2.3) Radier général

VI.2.3.1) Définition

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, La dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

VI.2.3.2) Pré dimensionnement

✓ **Condition de coffrage :**

✓ **La Nervure :**

$$L_{max} = 5.15 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{515}{10} = 51.5 \text{ cm}$$

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

✓ **La dalle :**

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{515}{20} = 25.75\text{cm}$$

✓ **Condition de rigidité :**

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton E = 3.216*10⁴ MPa.

L_e : est la longueur élastique, il permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible)

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b * h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

b : largeur de radier, on prend une bande de 1m.

K : Module de résistance du sol. (On un sol moyen donc K=4*10⁴KN/m³).

$$(1) \text{ et } (2) \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{\max}^4 * K}{E * \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 * 5.15^4 * 4 * 10^4}{E * \pi^4}} \approx 0.7554\text{m}$$

A partir des deux conditions on prend : h_t = 80cm.

La hauteur de la dalle du radier h_d = 30cm

La largeur de la nervure

$$0.3 * h_t < b < 0.7 * h_t$$

Soit b = 50 cm

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}} = \sqrt[4]{\frac{4 * 32160 * 0.043}{40000}} = 3.42\text{m}$$

$$L_{\max} = 5.15 \leq \frac{\pi}{2} * L_e = 5.38\text{m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Calcul de la surface du radier :**

on a : N_{els} = 62543.80KN

$$N' = N + P_{\text{radier}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{voile}} + P_{\text{remblais}}$$

$$P_{\text{radier}} = \gamma_b * e * s = 25 * 0.30 * 614.86 = 7682\text{KN}$$

$$P_{\text{nervure}} = I_{\text{nervure}}^{\text{total}} * h * b * \gamma_b = 299.03 * 0.5 * 0.55 * 25 = 2055.83\text{KN}$$

$$P_{\text{voile}} = L_{\text{voile}} * h * e * \gamma_b = 886.68 * 3.40 * 0.2 * 25 = 15073.56\text{KN}$$

$$P_{\text{remblais}} = 315.83 * 0.5 * 18 = 2838.15\text{KN}$$

$$N' = 90193.34\text{KN}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_s \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{90193.34}{160} = 563.70 m^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bat} = 614.86 m^2$
 Donc: $S_{bat} > S_{rad} \Rightarrow$ (Le radier ne comporte

pas de débord)

On adopte : $S_{rad} = S_{bat} = 614.86 m^2$

a- Vérification au poinçonnement :

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

D'après le **CBA93 (article A.5.2.4.2)**, on doit vérifier la condition suivante :

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **(BEAL, A.5.2.42)**

Avec :

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

N_U : Charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

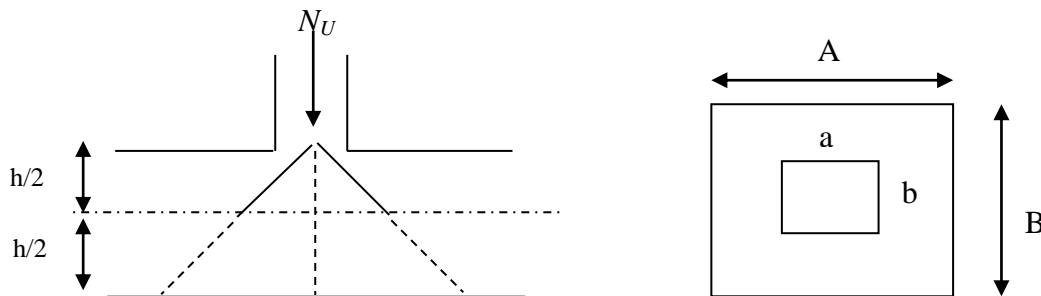


Figure VI.3 : Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60*70) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \cdot (A + B)$

$h_{nervure} = 80 \text{ cm}$.

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.6 + 0.8 = 1.4 \\ B = b + h_t = 0.7 + 0.8 = 1.5 \end{cases} \rightarrow \mu_c = 5.40$$

$$N_u = 2.4211 \leq 3.24 \text{ MN}$$

La condition est vérifiée, pas de risque de poinçonnement.

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$b = 1 \text{ m}$; $V_u = 69121.70 \text{ kN}$

V_u : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable (G+Q-Ey)

$$V_u = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S} \times b = \frac{69121.70 \times 5.15}{2 \times 614.86} \times 1 = 0.289 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{0.289}{1 \times 0.8} = 0.36 \text{ MPa} \leq 1.167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{pas de risque de cisaillement.}$$

c) Vérification de la contrainte du sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$I_y = 73668.90 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 4.75 \text{ m}.$$

$$I_x = 14344.40 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 27.74 \text{ m}.$$

$$S_{rad} = 614.83 \text{ m}^2$$

Avec σ_{max} et σ_{min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

✓ **Sens X-X :**

$$N = 69.096 \text{ MN} \text{ et } M_y = 15.267 \text{ MN.m.}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = 118.12 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 106.63 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 115.24 < \bar{\sigma}_{sol} = 160 \text{ KPa} \dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

✓ **Sens Y-Y :**

$$N = 69.096 \text{ MN} \text{ et } M_x = 15.551 \text{ MN.m.}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 117.53 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 107.22 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 115.24 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 190 \text{ KPa} \dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

NB: N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base.

d) Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le **RPA99 (Art .10.1.5)**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ **Dans le sens X-X :**

$$e = \frac{69.096}{15.267} = 4.53 \text{ m} < \frac{41.25}{4} = 10.31 \text{ m}$$

✓ **Dans le sens Y-Y :**

$$e = \frac{69.096}{15.551} = 4.44 \text{ m} < \frac{22.48}{4} = 5.62 \text{ m}$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

e) Vérification de la poussée hydrostatique

Il faut vérifiée que : $N \geq fs \times H \times Srad \times \gamma_w$

Avec :

- H : hauteur de la partie ancrée du bâtiment (H=1.3 m)

- fs: coefficient de sécurité (fs = 1,15)

- Srad : surface du radier (Srad = 614.83m²)

- γ_w : poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN m}^3/$)

$N = 69.096 \text{ MN} \geq 1,15 \times 1,3 \times 614.83 \times 10 = 9.191 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

VI.2.3.3) Ferrailage du radier

1. Ferrailage de la dalle :

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une

charge favorable .le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier.

✓ **Sollicitation :**

$$q_U = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$$N_u' = 94509.30 \text{ KN}$$

$$N_u = N_u' + 1.35 * P_{radier}$$

$$q_U = \frac{104880}{614.83} = 170.58 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$N_s' = 69121.70 \text{ KN}$$

$$N_s = N_s' + P_{radier} = 78878 \text{ KN}$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{76803.70}{614.83} = 124.91 \text{ KN} / \text{m}^2$$

N_s : Est l'effort de service.

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 ; M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.56 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

ELU : ($\nu=0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.088 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

-Moments retenues :

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 100.70 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 25.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{0x} = 85.60 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 21.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis : } \begin{cases} M_a^x = -0.3 \times M_{0x} = -30.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS : ($\nu=0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0923 \\ \mu_y = 0.4254 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

-Moments retenues :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 77.34 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 32.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } M_t^x = 0.85 \times M_x = 65.74 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 27.96 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_x = -23.20 \text{ KN.m}$$

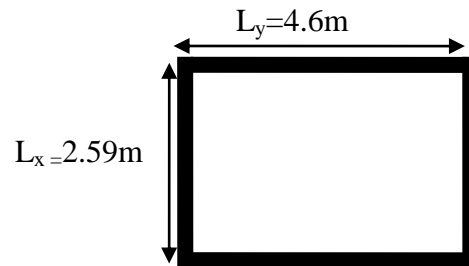


Figure VI.4 : Dalle sur quatre appuis

❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait pour une section $b * h = (1 * 0.3) \text{ m}^2$.

• **Condition de non fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\alpha = 0.56 > 0.4$

La valeur minimale des armatures est :

$$\begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Pour les HAFeE400 ; $\rho_0 = 0.0008$

Le ferraillage se fait pour une section $(b h) = (1 * 0.3) \text{ m}^2$

On a: $b = 100 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Le tableau ci-après résume les résultats du calcul de ferraillage.

Tableau VI.1 : Ferraillage du radier.

		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix /ml	S _t (cm)
Travées	Sens X-X	85.60	9.52	2.93	10.65	3HA14+3HA16	20
	Sens Y-Y	21.40	2.30	2.40	3.39	3HA12	20
Appuis		-30.21	3.33	2.93	3.39	3HA12	25

❖ **Espacement des armatures**

FN : $S_t \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

En travée : = 20 cm

En appui : $S_t = 25 \text{ cm}$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 308.92 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 147.27 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_{\max} = 308.92 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{308.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.14 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$$

➔ Pas de risque de cisaillement.

❖ **Vérification à l'ELS**• **Etat limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{tser}^x (d-y)}{I} < \bar{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ MPa}$$

Les résultats des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

localisation		M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} (MPa)	Obs
Travée	X-X	65.74	0,0782	0,000747	6.88	vérifiée	253.06	Non vérifiée
	Y-Y	27.96	0,0475	0,000287	4,62	vérifiée	324.58	Non vérifiée
Appui	X-X	-23.20	0,0475	0,000287	3.83	vérifiée	269.30	Non vérifiée
	Y-Y	-39.72	0,0476	0,000287	1.63	vérifiée	114.56	vérifiée

On remarque que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on recalcule à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\sigma_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0,1] \quad ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

Tableau VI.3: Choix du ferrailage et vérifications des contraintes.

localisation		M _{ser} (KN.m)	A _{calculé}	A _{adopté}	Choix de barre	S _t
Travée	X-X	65.74	13.36	14.20	4HA16+4HA14	20
	Y-Y	27.96	5.40	6.16	4HA14	20
Appui	X-X	-23.20	4.53	6.16	4HA14	25

➤ Schéma de ferrailage du radier :

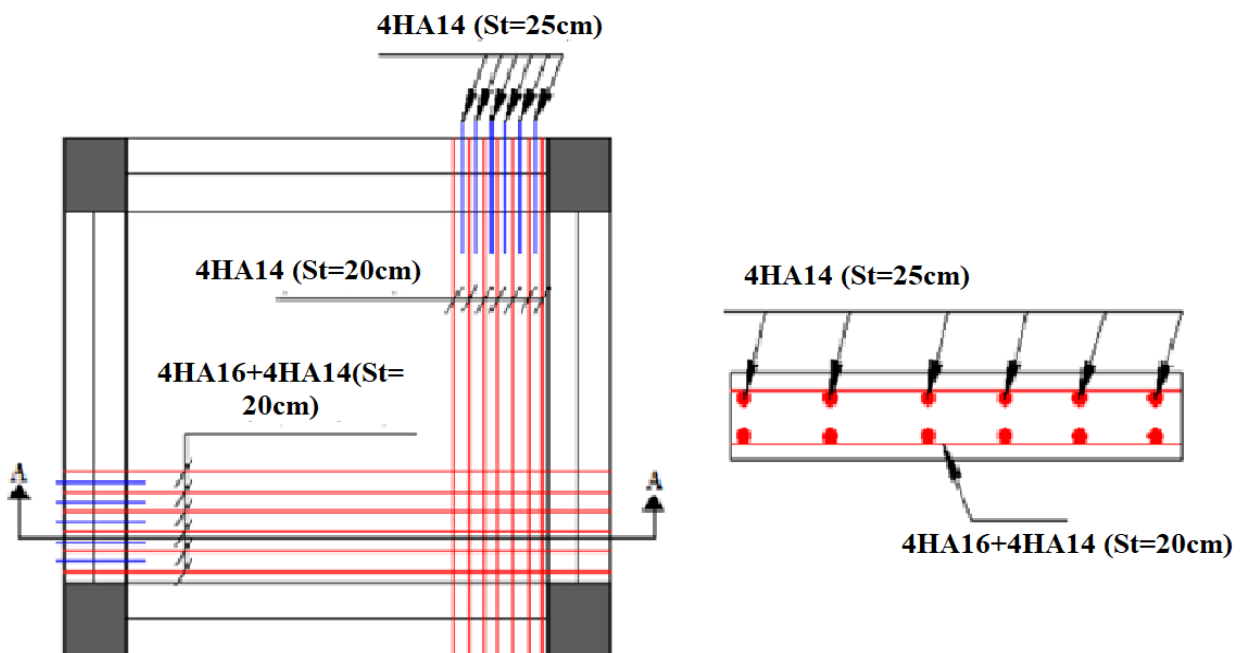


Figure VI.5:Ferrailage d'un panneau de radier.

Figure VI.6 :Coupe A-A

VI.2.3.4) Etude des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour les poteaux. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de rupture (voire figure VI.6), mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

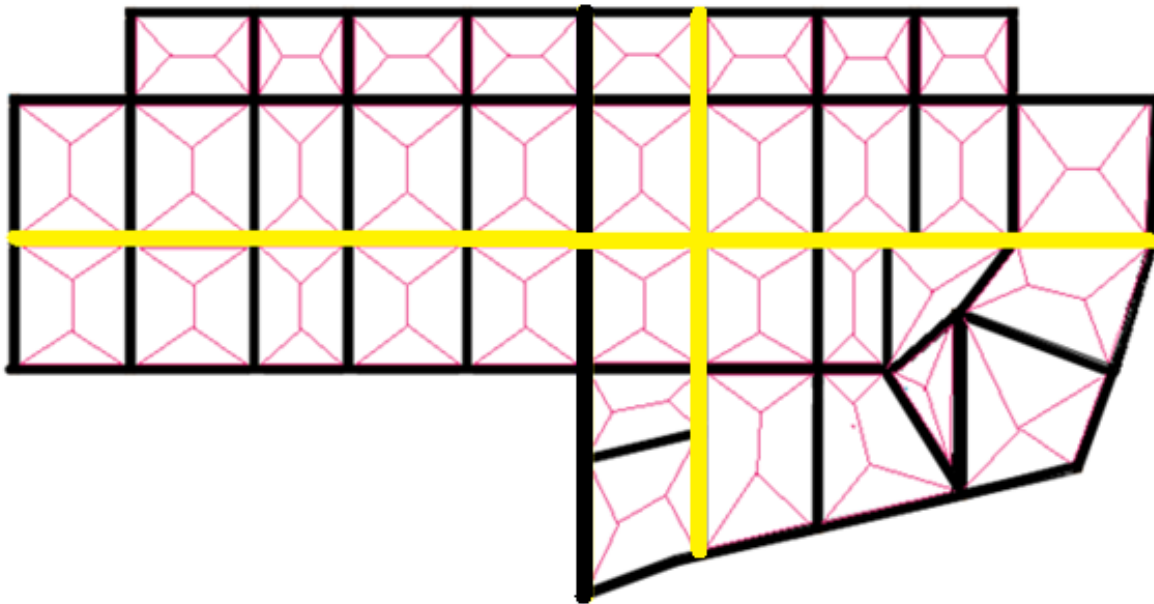


Figure VI.7 : Schéma des lignes de ruptures du radier

VI.2.3.4.1) Les sollicitations sur les nervures :

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a $\rho = 0.89 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

❖ **Charge triangulaire :**

Dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur les mêmes travées.

$$q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

❖ **Charge trapézoïdale :**

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

q_m : charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle

P : charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

• **Calcul des sollicitations :**

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures. Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot pour le sens Y-Y et pour le sens X-X.

Sens X-X :

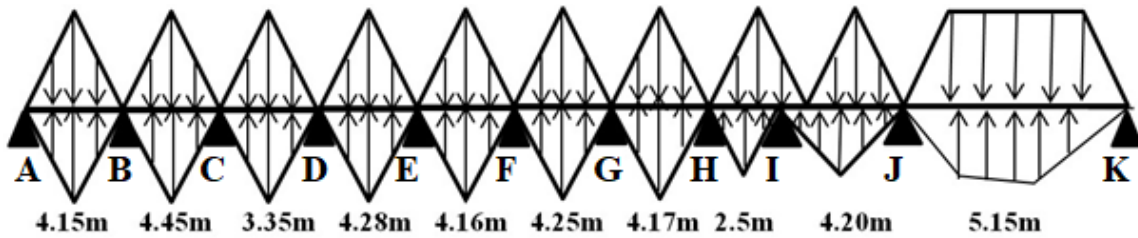


Figure VI.8 : charge transmises aux nervures sens (x-x).

- Schéma statique équivalent :

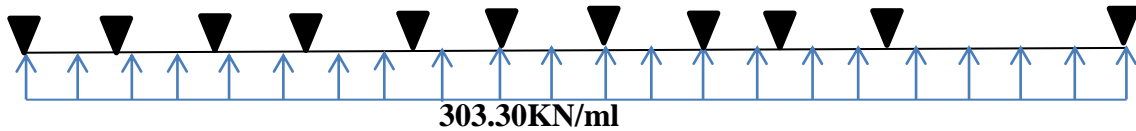


Figure VI.9 : schéma statique équivalente sens (x-x).

Sens Y-Y :

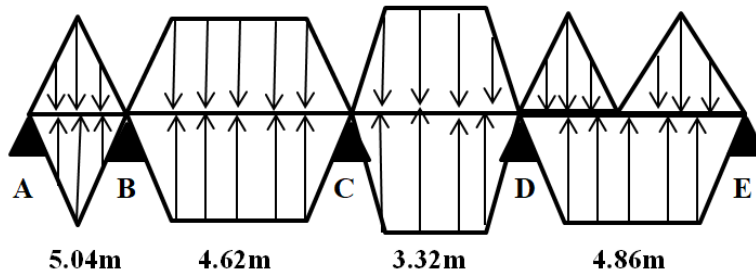


Figure VI.10 : charge transmises aux nervures sens (y-y)

- Schéma statique équivalent :

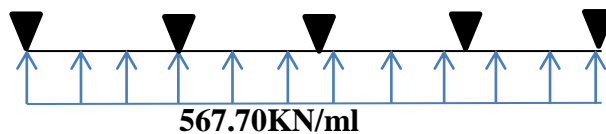


Figure VI.11 : schéma statique équivalente sens (Y-Y).

VI.2.3.4.2) Calcul des charges revenant à la nervure la plus sollicitée

ELU : $qu = 170.58 \text{ kN/m}^2$

ELS : $qs = 124.91 \text{ kN/m}^2$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.4 : Les chargements sur les travées sens X-X.

Localisation	travées	appuis
Mu (KN.m)	584.63	-731.05
Ms (KN.m)	375.16	-469.13
V (KN)	892.92	

Tableau VI.5 : Les chargements sur les travées sens Y-Y.

Localisation	travées	appuis
Mu (KN.m)	1025.25	-1363.08
Ms (KN.m)	577.07	-767.22
V (KN)	1400.71	

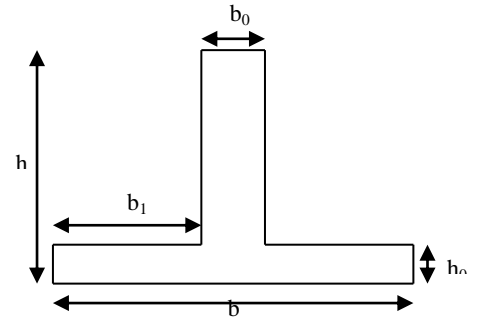
VI.2.3.4.3) Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.
 $h=0.80m$; $h_0=0.30m$; $b_0=0.70m$; $d=0.75m$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4.6}{10}; \frac{2.59}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.46; 1.295)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.40m$$



Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.5m$

Figure VI.12: Section à ferrailer

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : ferrailage de la nervure.

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	des barres choix
X-X	Travée	584.63	47.80	13.58	49.09	10HA25
	Appui	-731.05	52.38	13.58	55.92	5HA32+5HA20
Y-Y	Travée	1025.25	61.86	13.58	64.75	5HA32+5HA25
	Appui	-1363.08	73.20	13.58	74.16	8HA32+2HA25

✓ **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :

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

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 : vérification des contraintes.

Sens	Localisation	M_{ser} (KNm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	375.16	3.32	15	111.92	201.63
	Appui	-469.13	3.86	15	118.34	201.63
Y-Y	Travée	577.07	4.58	15	133.36	201.63
	Appui	-767.22	5.80	15	156.26	201.63

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

$$\text{Snés x-x : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 1.19 \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\text{Snés y-y : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 2.19 \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa.}$$

Donc pas de risque du cisaillement.

✓ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(22.85 \text{ mm}; 70 \text{ mm}) \text{ Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm.}$

✓ **Espacement des aciers transversaux :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{l_{\min}}\right) \Rightarrow St \leq \min(20; 12; 10) = 12\text{cm}$$

Donc on prend $St=10\text{cm}$.

$A_{t_{\min}}=3.15\text{cm}^2$. Soit $6\text{HA}10=4.71\text{cm}^2$

(2 cadres+1étrier)

✓ **Armature de peau :**

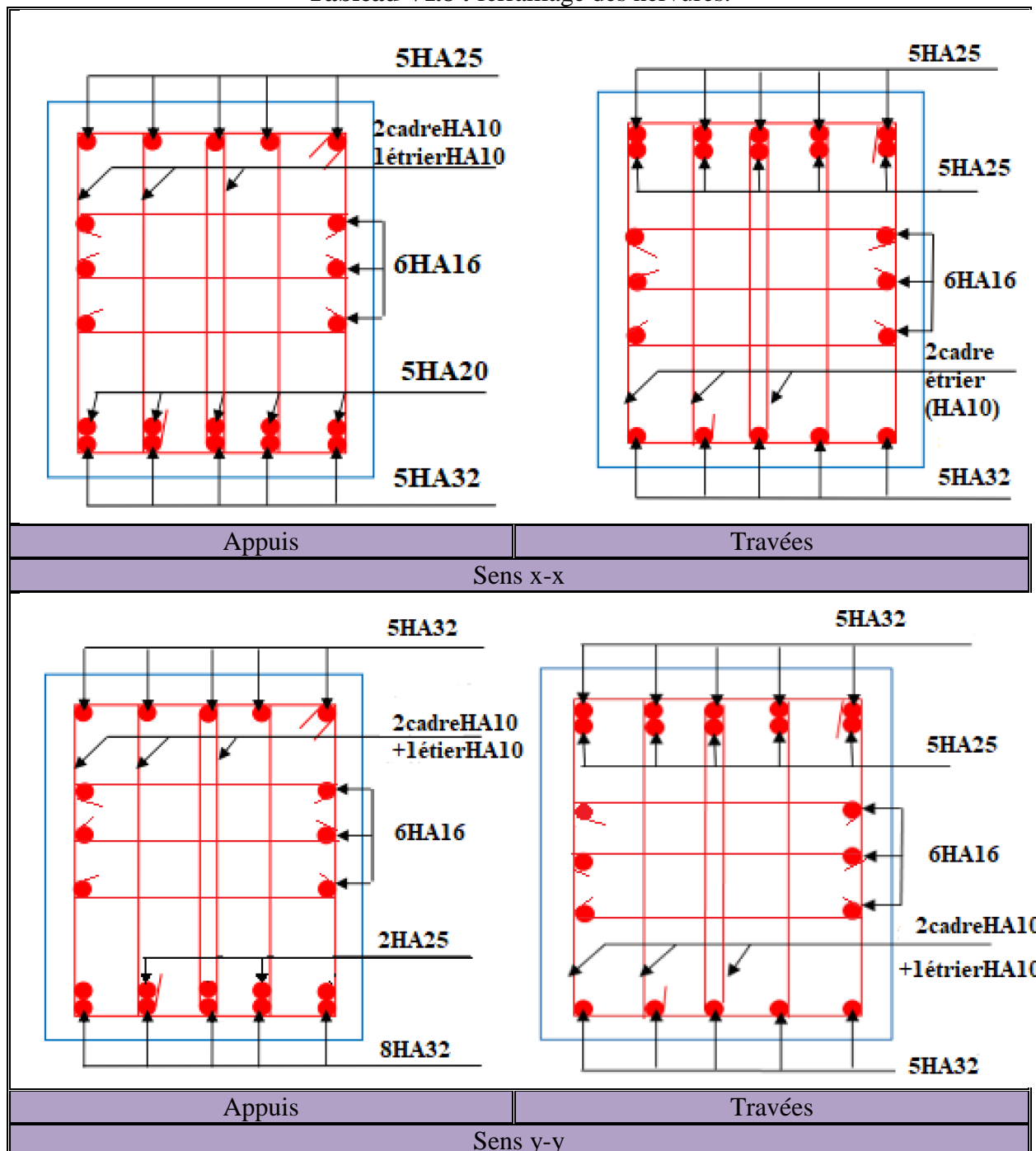
Vu la hauteur des nervures il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$$A_p = 0.2\%(b_0 \times h) = 0.002 (70 \times 80) = 11.20\text{cm}^2$$

Soit $6\text{HA}16=12.06\text{cm}^2$

➤ **Schémas de ferrailage :**

Tableau VI.8 : ferrailage des nervures.



VI.3) Étude de mur adossé

VI.3.1) Introduction

Le mur adossé est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Selon le RPA99/2003, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur adossé contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.

Tableau VI.9 : caractéristique du sol et dimensionnement de mur adossé.

Dimensionnement des murs :		Caractéristiques du sol :	
La hauteur h	3.68m	Le poids spécifique γ_h	18 KN/m ³
La longueur L	4.35m	L'angle de frottement ϕ	30°
L'épaisseur e	20 cm	La cohésion c	0

On prévoit un drainage, la poussée hydrostatique est donc négligée

VI.3.2) Evaluation des charges et surcharges

Le mur adossé est soumis à :

a) La poussée des terres :

$$G = h \times \gamma \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) - 2 \times c \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad ; \text{ On prend } C=0 \text{ (cas le plus défavorable).}$$

$$G = 3.68 \times 18 \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right) = 22.08 \text{ KN/m.}$$

b) Surcharge accidentelle :

$$q = 10 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$Q = q \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 3.33 \text{ KN/m}$$

VI.3.3) Ferrailage du mur

Le mur adossé sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée.

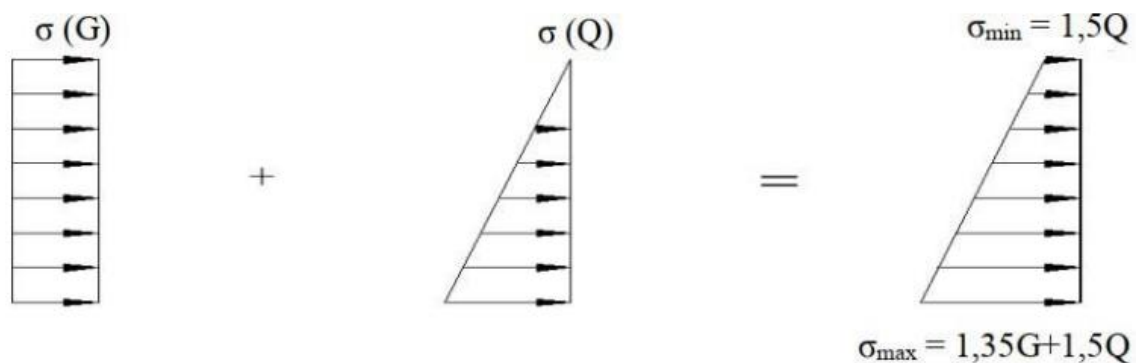


Figure VI.13: Répartition des contraintes sur le mur.

$$\sigma_{min} = 5 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{max} = 34.80 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 27.35 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 27.35 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.68 \text{ m} ; L_y = 4.35 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; e = 0.2 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.84 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

ELU : ($v=0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 19.15 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 12.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée : $\begin{cases} M_{tx} = 14.36 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 9.59 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $M_a = -5.75 \text{ KN.m}$

$$A_{\min} = 0.1\% \cdot b \cdot h = 2 \text{ cm}^2.$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-après :

Tableau V.10 : Section des armatures du mur adossé.

	sens	M(KN.m)	A _{cal}	A _{min}	A _{adopté}
travée	x-x	14.36	5.92	2	4T14=6.16cm ²
	y-y	9.59	4.60	2	3T14=4.62cm ²
appuis		-5.75	3.10	2	3T12=3.39cm ²

➤ **Les espacements :**

Sens x-x : $St \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

Sens y-y : $St \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

VI.3.4) Vérifications

A L'ELU:

➤ Vérification de l'effort tranchant : FN , on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

On a :

$$V_x = \frac{Qu \times Lx \times Ly^4}{2 \times (Lx^4 + Ly^4)} = 32.58 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{Qu \times Ly \times Lx^4}{2 \times (Lx^4 + Ly^4)} = 22.76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

A L'ELS:

$$\sigma_{\min} = 3.33 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{\max} = 25.41 \text{ KN/m}^2$$

$$qs = 19.97 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0586 \\ \mu_y = 0.7655 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 17.43 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 13.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée : $\begin{cases} M_{tx} = 13.07 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 10.01 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $M_a = -5.23 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \overline{\sigma}_s = \min\left(2 \times f_e / 3, \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}})\right) = 240 \text{ MPa}$$

Tableau VI.11: Vérification des contraintes dans le mur.

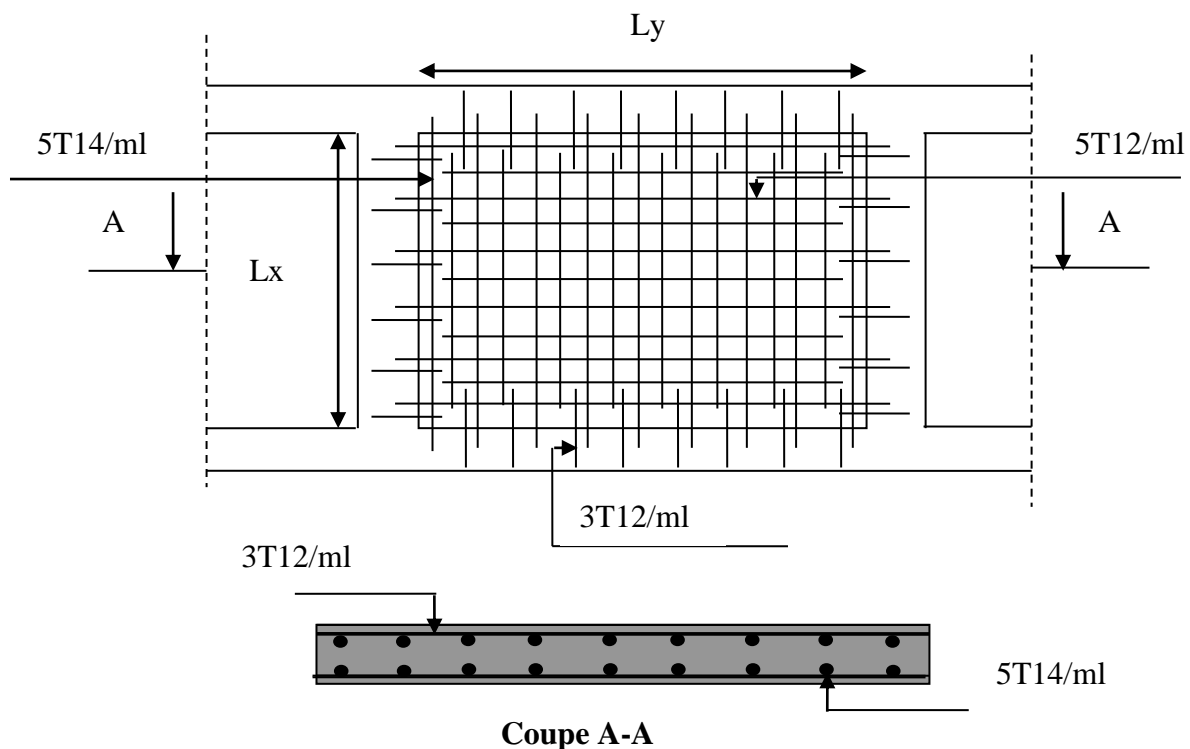
Sens		M (KN.M)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
En travée	x-x	13.07	5.15	272.43	Non Vérifiée
	y-y	10.01	4.44	274.88	Non Vérifiée
En appuis		-5.23	2.32	143.64	Vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée, donc on doit redimensionner la section des aciers. Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.12: Ré-vérification des contraintes dans le mur adossé

Sens		As	A _{adopté}	Choix des barres	σ_s (MPa)
En travée	x-x	7.32	7.70	5HA14	115.32
	y-y	4.77	5.65	5HA12	118.60

VI.3.5) Schéma de ferrailage

**Figure VI.14:** Schéma de ferrailage de mur adossé.

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude nous a permis, d'une part d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire, et d'autre part de se familiariser avec quelques logiciels comme **ROBOT ; SOCOTEC ; AUTOCAD ...etc.**

Notre choix est porté sur les ouvrages de bâtiment afin de nous permettre de découvrir la cote professionnelle de génie civil

Il a une grande importance qui nous a met en application directe non seulement des connaissances théoriques mais aussi sa concordance avec le côté pratique de façon qu'en tenant compte des critères indispensables tels que la résistance, la durabilité et l'économie.

Les points important tiré de cette étude sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influencent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel Robot Structural Analysis Professional 2018, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales n'est satisfaite qu'après le redimensionnement des éléments structuraux (poteaux).
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre Structure.
- Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.
- Il Ya lieux d'associé le facteur réalisation (chantier) dans la conception des ouvrages.

Bibliographie:

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- DTR B.C.2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».OPU; 1989.
- Règles De Calcul Des Fondations Superficielles. (DTR BC2.331), Edition OPU 2005.

Autres documents consultés :

- ✓ Cahier de cours de cursus.
- ✓ Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

- ✓ SOCOTEC
- ✓ AUTO-CAD 2010.
- ✓ ROBOT structural analyse.

ANNAXE I :

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

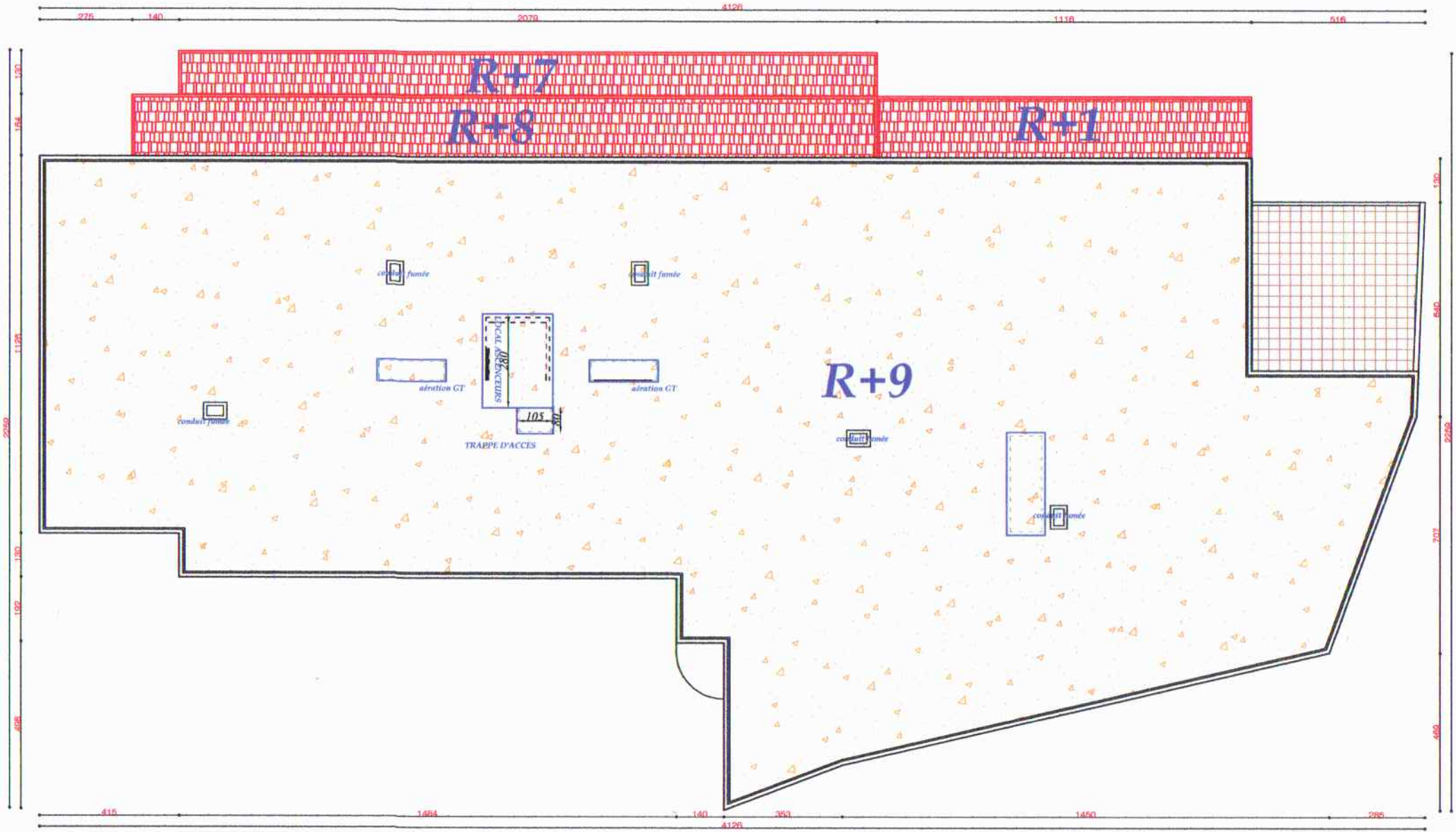
$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

ANNAXE II :

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

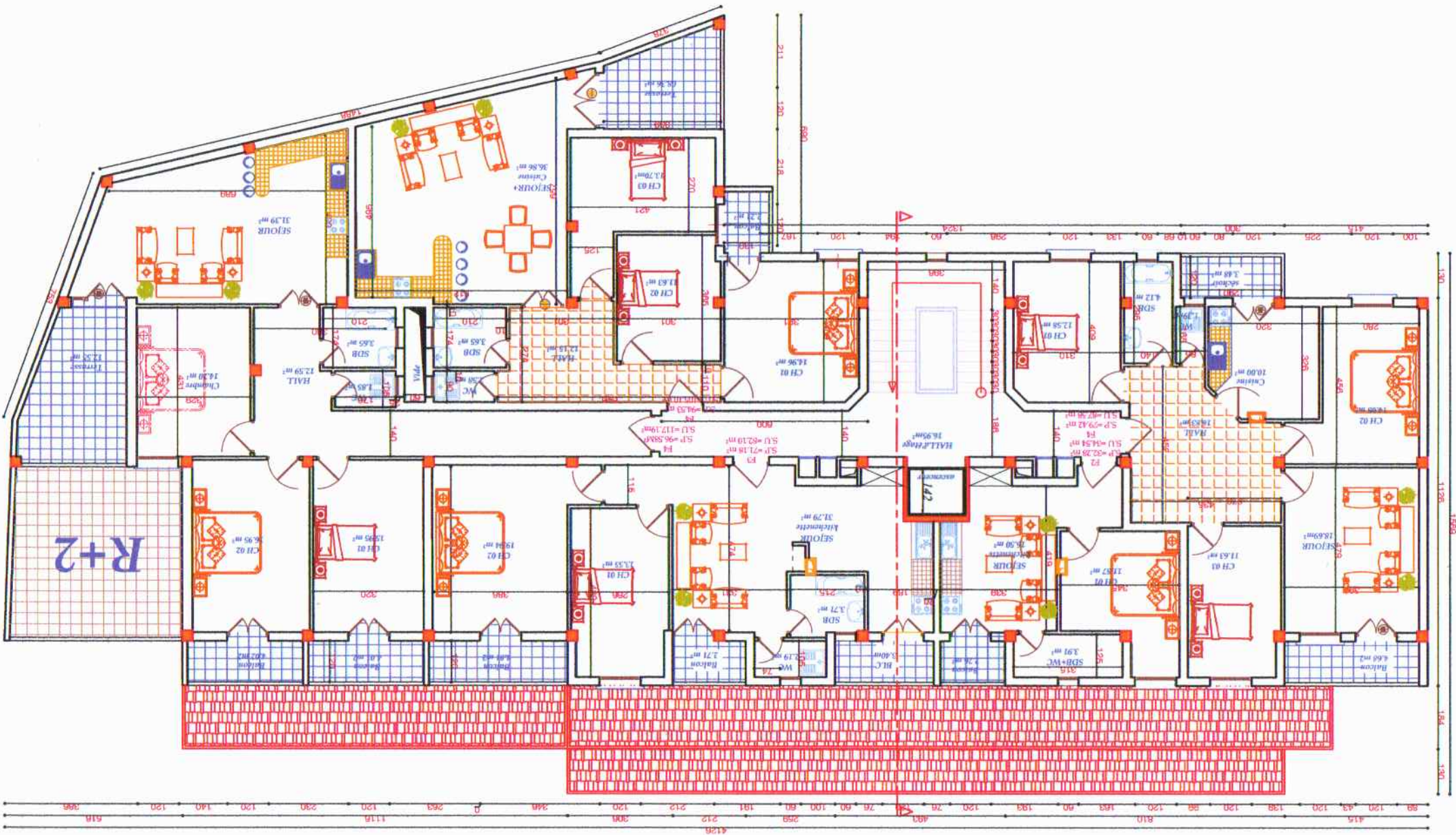
Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	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	188.5
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	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

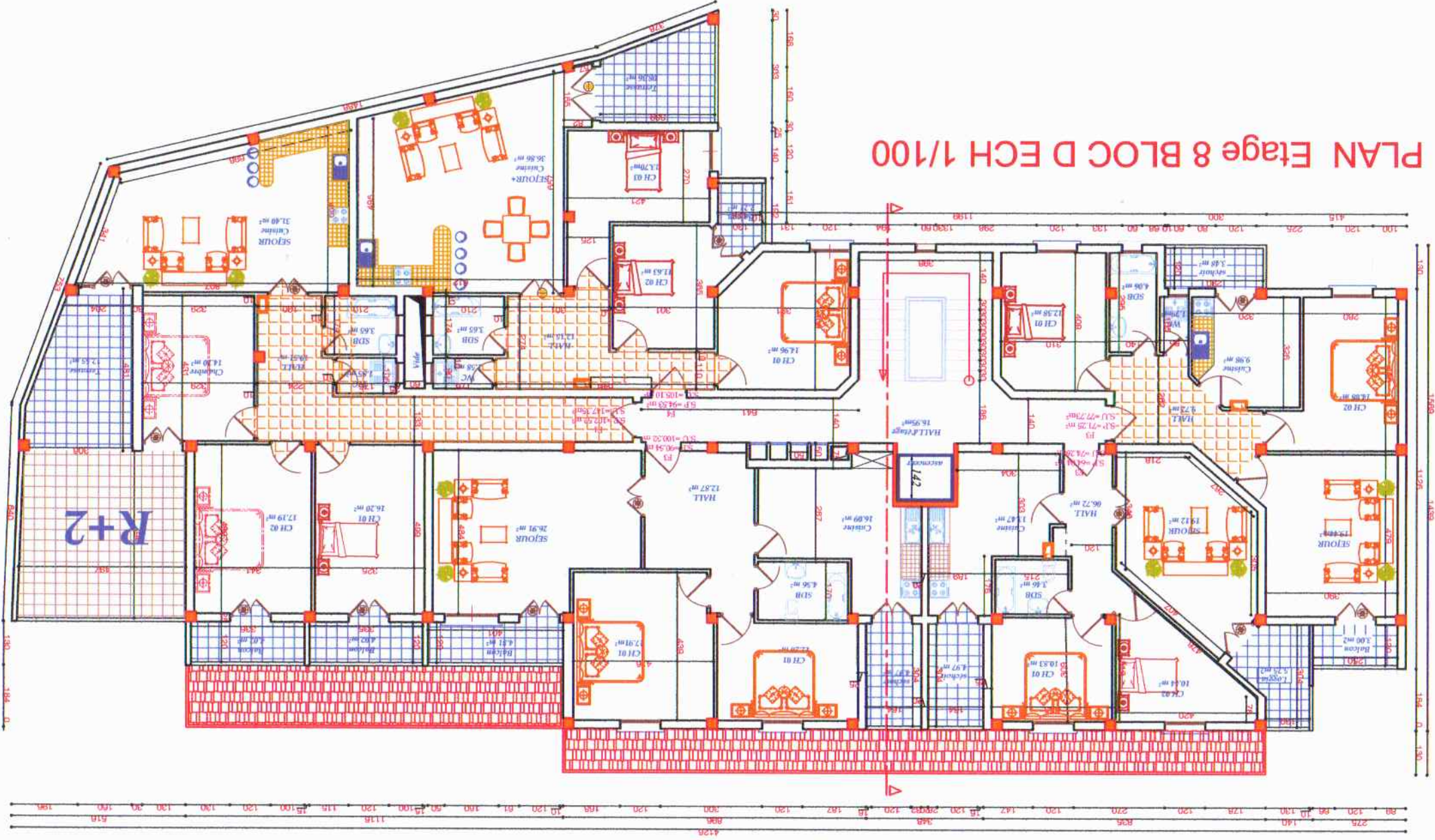


PLAN TERRASSE BLOC D ECH 1/100

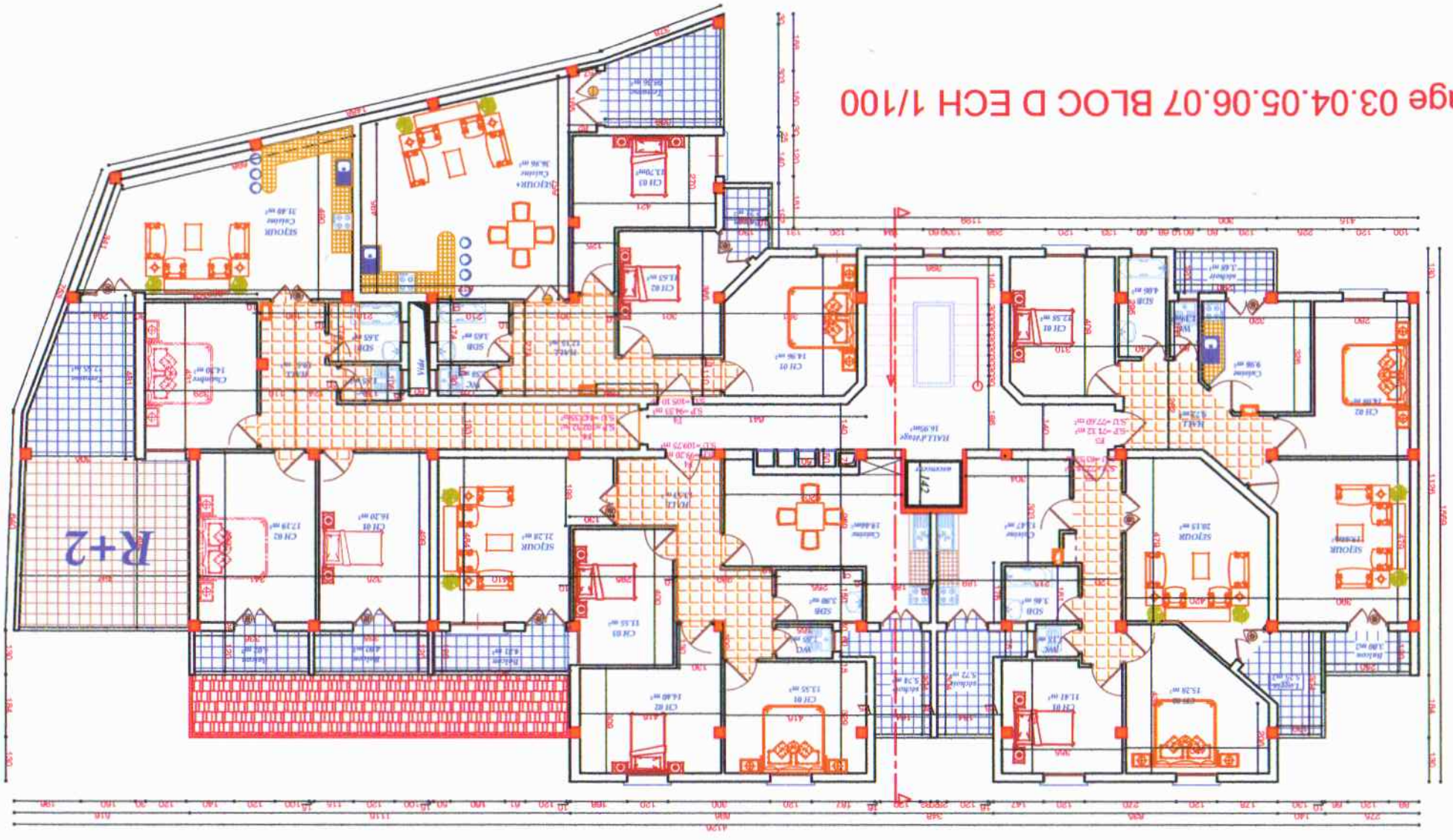
PLAN Étage 9 BLOC D ECH 1/100



PLAN Etage 8 BLOC D ECH 1/100

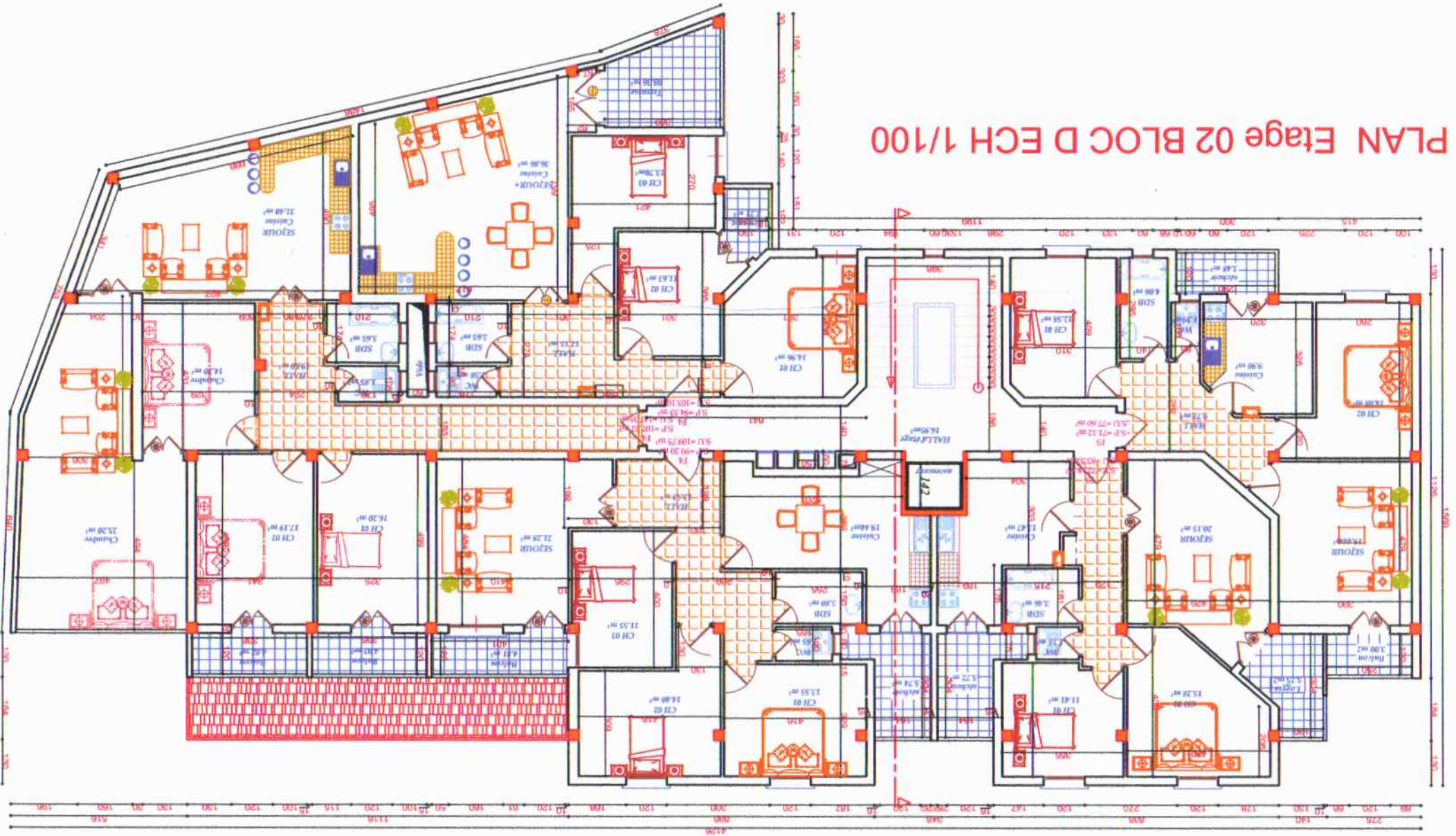


PLAN Etage 03.04.05.06.07 BLOC D ECH 1/100

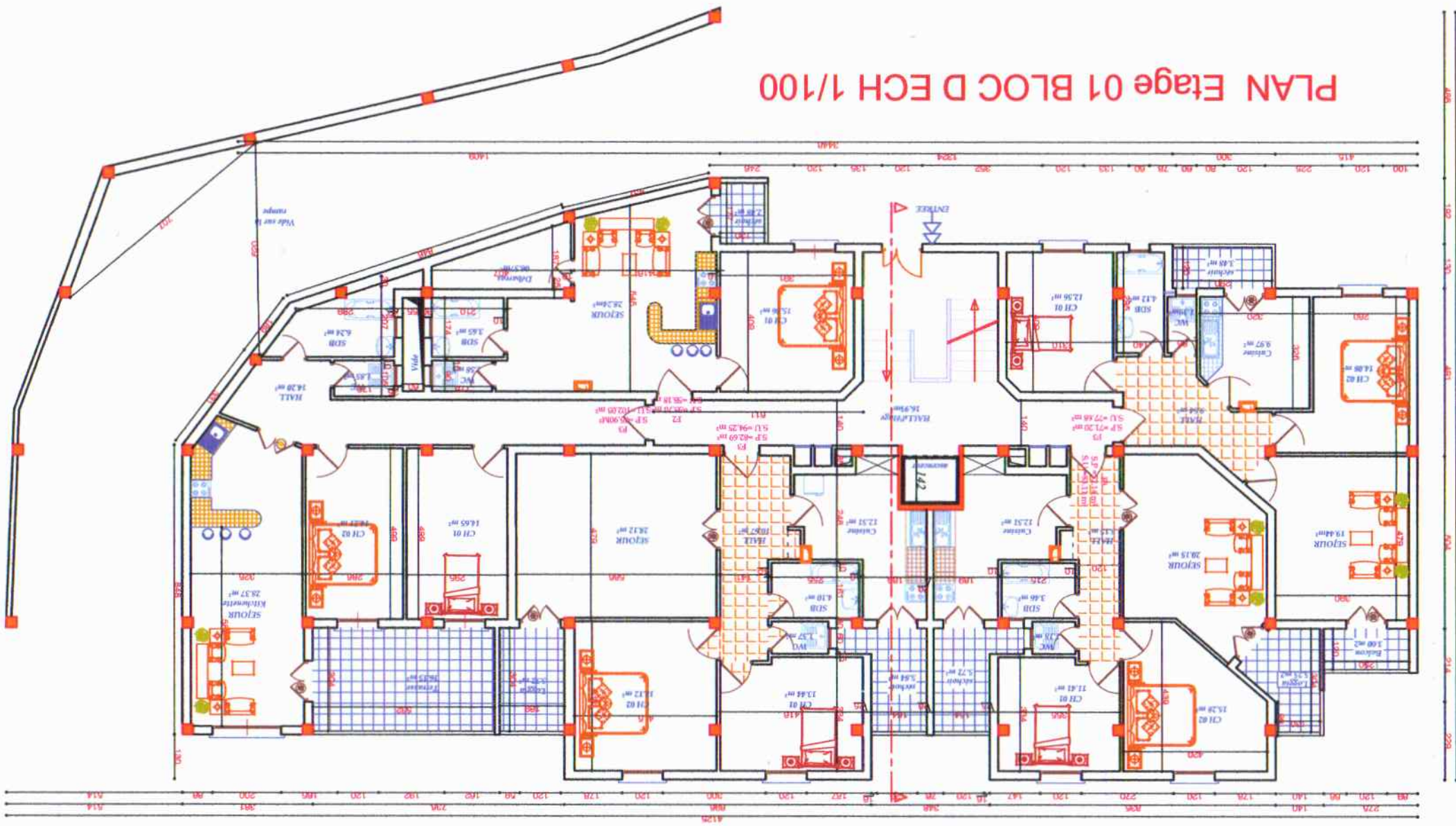


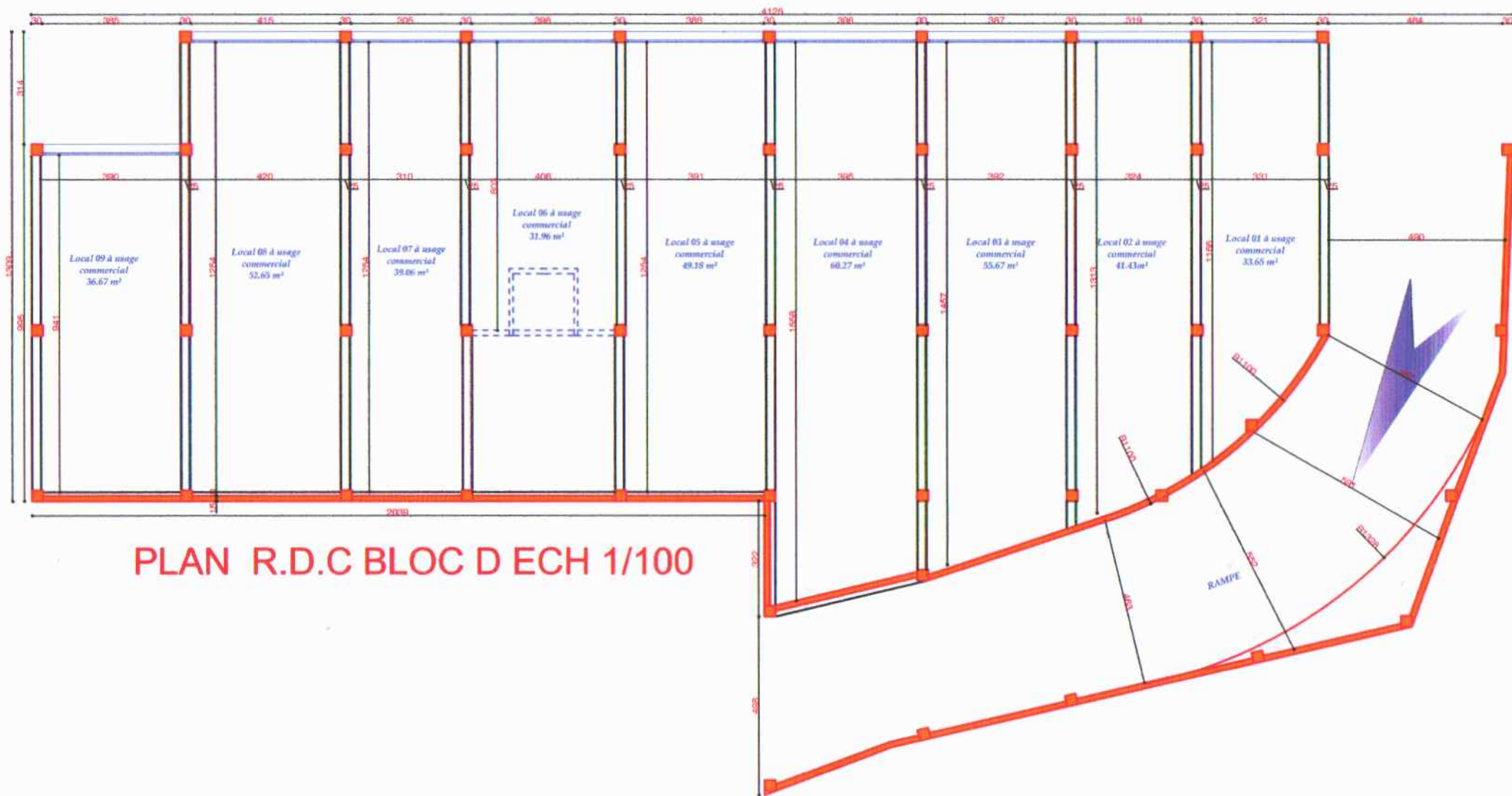
R+2

PLAN Etage 02 BLOC D ECH 1/100

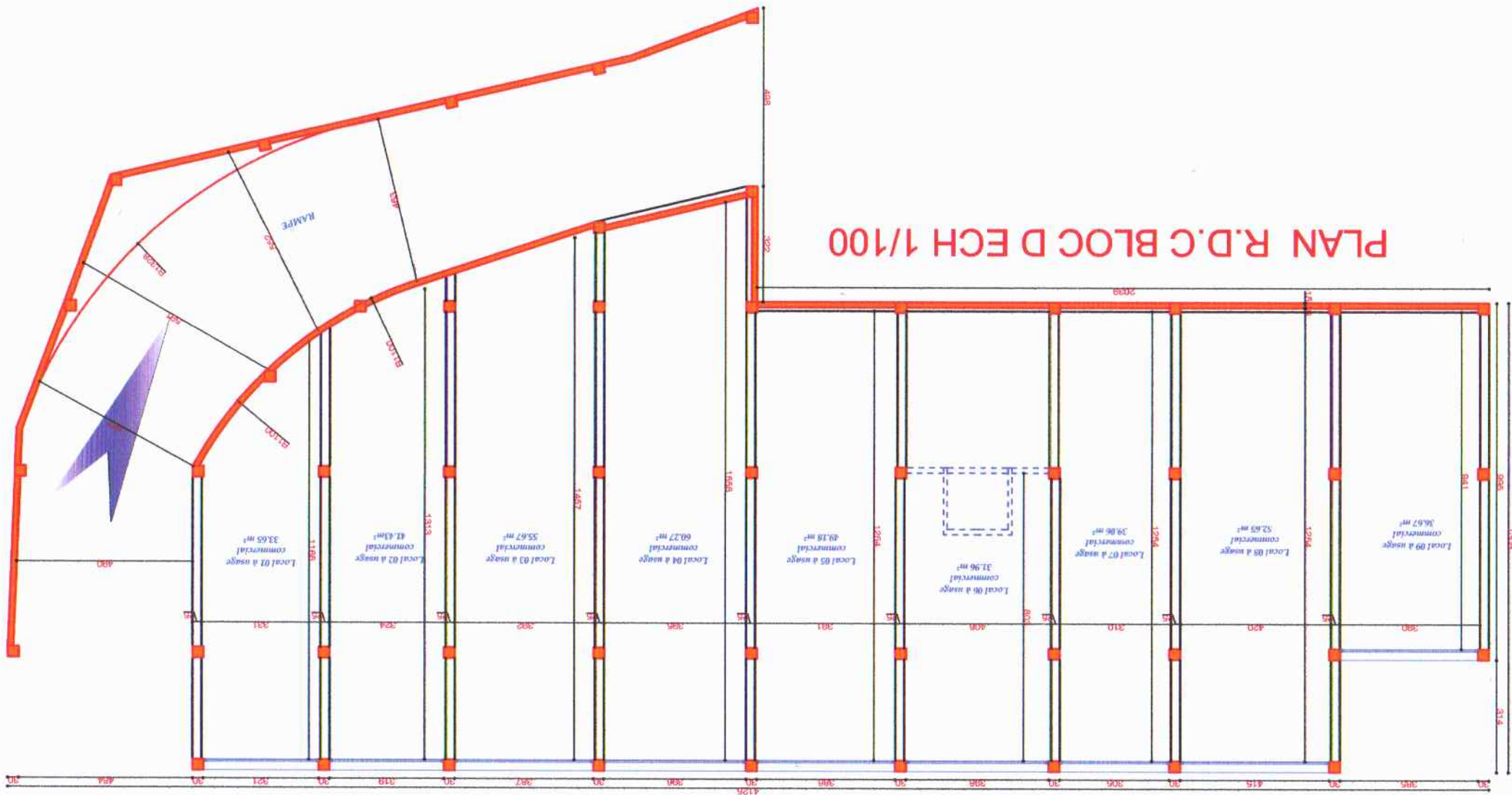


PLAN Etage 01 BLOC D ECH 1/100

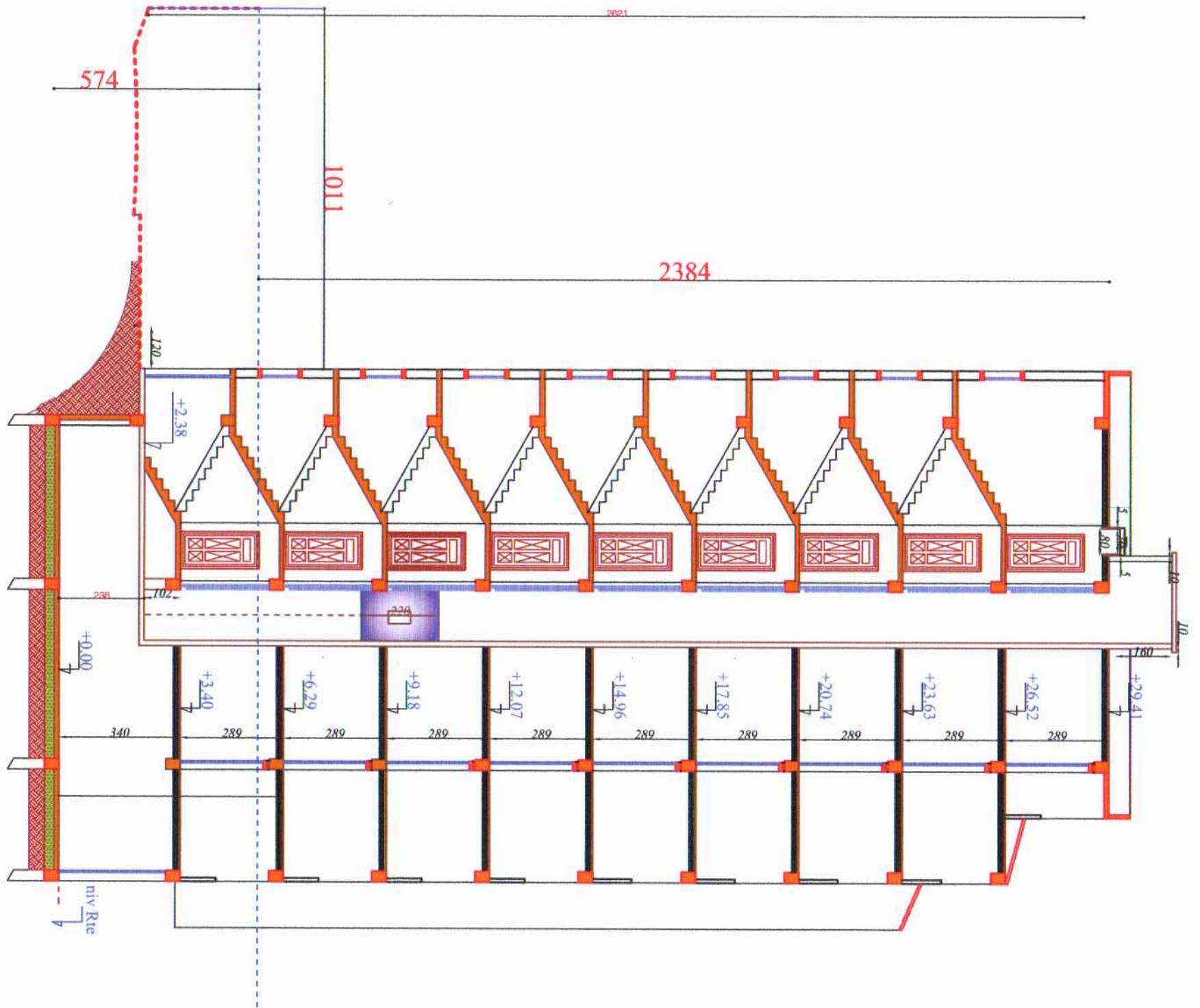




PLAN R.D.C BLOC D ECH 1/100



Coupe A-A BLOC D ECH 1/100





Facade principale ECH 1/100