

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 d'Obtention du Diplôme Master en génie civil
Option : Matériaux et structures

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+08+Sous-sol+entre sol) à usage mixte
(habitation et commerce)**

Présenté par :

**M^r. BAKOUCHE Tahar
M^r. KEHOUL Mehenni**

Encadré par :

M^r. M. OURTEMACHE

Jury :

Présidente : M^{me}.AREZKI

Examinatrice : M^{me}.BOUGHAMSA

Encadreur : M^r. M. OURTEMACHE

Promotion 2013-2014

Remerciement

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

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre Encadreur

M^r. M. OURTEMACHE

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

Nous remercions aussi toute les personnes qui nous ont aidés de prêt ou de loin a
la réalisation de notre projet.

Remerciement

Ce modeste travail est le résultat de plusieurs années de travail et d'étude pour cela nous remercions :

- Dieu tout puissant de nous avoir donné cette opportunité et de nous avoir aidé à arriver jusqu'au bout.
- Tous les enseignants qui nous ont guidés le long de notre formation
 - Nos très chères familles pour leur soutien moral et physique.
 - Toute personne qui nous a aidés pour la réalisation de ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

- ✓ A mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir réussir ;
- ✓ A mon cher frère ;
- ✓ A mes chères sœurs ;
- ✓ A tous la famille BAKOUCHE ;
- ✓ A tous mes amis sans exception;
- ✓ A tous mes collègues de l'UAMB ;
- ✓ A tout la promotion génie civil ;
- ✓ A mon binôme KAHOUL Mehenni.

BAKOUCHE Tahar.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

- ✓ A mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir réussir ;
- ✓ A mes chers frères ;
- ✓ A tous la famille KAHOUL;
- ✓ A tous mes amis sans exception;
- ✓ A tous mes collègues de l'UAMB ;
- ✓ A tout la promotion génie civil ;
- ✓ A mon binôme BAKOUCHE Tahar.

KAHOUL Mhenni.

Introduction Générale

CHAPITRE I : GENERALITES

Introduction.....	1
I.1. Présentation de l'ouvrage	1
I.2. Caractéristique architecturale et géométrique	1
I.3. Clacification de l'ouvrage selon sa configuration.....	2
I.4. Caractéristiques du sol d'assise.....	3
I.5.Système de contreventement	3
I.6. Les éléments de l'ouvrage.....	4
I.7. Règlementations et normes utilisées	6
I.8. Etats limites de calculs	6
Conclusion.....	15

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Introduction.....	16
II. Pré dimensionnement des éléments	16
II.1. Eléments non structuraux.....	16
II.2. Eléments structuraux.....	27
II.3. Evaluation des charges et surcharges.....	31
II.4. Descente des charges	34
Conclusion.....	46

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Introduction.....	47
III.1. Etude des planchers.....	47
III.2. Etude des escaliers.....	94
III.3. Etude de la poutre de chaînage.....	119
III.4. Etude de l'acrotère.....	124
III.5. Etude d'ascenseur.....	131
Conclusion	143

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Introduction.....	144
IV.1. Obectifs et exigences	144
IV.2. Methode de calcule.....	145
IV.3. Description de logiciel.....	152
IV.4. Analyse des resultats	155
Conclusion	163

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Introduction	164
V.1. Etude des poteaux	164
V.2. Etudes des poutres.....	173
V.3. Etude des voiles.....	185
Conclusion	196

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Introduction	197
VI.1. choix de type des fondations.....	197
VI.2. Combinaisons d'actions à considérer	198
VI.3. Etude des fondations.....	198
VI.3. Voile périhpérique	218
Conclusion	224

Conclusion Générale

Bibliographie

Annexes

Annexes

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Dimensions de volée (I).....	24
Tableau II.2 : Dimensions de volée (II).....	24
Tableau II.3 : Dimensions de volée (III).	25
Tableau II.4 : Pré dimensionnement de l'escalier a trois volées du RDC au 1 ^{er} étage.....	26
Tableau II.5 : Dimensions des volées (I et II).	26
Tableau II.7 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.	31
Tableau II.8 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse.	31
Tableau II.9 : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant et commerce.	32
Tableau II.10 : Évaluation des charges sur les balcons.	32
Tableau II.11 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.	33
Tableau II.12 : Évaluation des charges du palier.	33
Tableau II.13 : Évaluation des charges de la volée.	34
Tableau II.14 : Surcharge d'exploitation.	34
Tableau II.15 : Poids propre des poteaux.	35
Tableau II.16 : Descente de charge poteau (C4).	38
Tableau II.17 : Descente de charge poteau (B4).	42
Tableau II.18 : Vérification de critère de résistance.....	43
Tableau II.19 : Vérification de critère de stabilité de forme.	45
Tableau II.20 : Vérification des conditions du RPA 99/version 2003.....	46
Tableau III.1 : Les différents types des poutrelles.	52
Tableau III.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.	53
Tableau III.3 : Calcul de la valeur de α pour chaque plancher.....	55
Tableau III.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	57
Tableau III.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	58
Tableau III.6 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	58
Tableau III.7 : Les sollicitations les plus défavorables.	58
Tableau III.8 : Calcul des armatures principales.	62
Tableau III.9 : Vérification de Cisaillement et l'effort tranchant à l'E.L.U.	65
Tableau III.10 : Vérification des contraintes à l'E.L.S.	67
Tableau III.11 : Vérification des états limites de déformation.....	71
Tableau III.12 : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	72
Tableau III.13 : Résultats du calcul à la flexion simple et ferrailage de la dalle.	75
Tableau III.14 : Résultats de calcul des contraintes de béton et d'acier.	77
Tableau III.15 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.....	80
Tableau III.16 : Résultats de calcul des contraintes de béton et d'acier.	82
Tableau III.17 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.....	85
Tableau III.18 : Résultats de calcul des contraintes de béton et d'acier.	86
Tableau III.19 : ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.	88
Tableau III.20 : Résultats de calcul des contraintes de béton et d'acier.	90
Tableau III.21 : Résultats du redimensionnement à L'ELS.	91
Tableau III.22 : Sollicitation sur la volée(I).....	95

Tableau III.23 : section d'armature principale.	95
Tableau III.24 : Vérification des contraintes à l'ELS.	97
Tableau III.25 : Sollicitation sur la volée(II).	98
Tableau III.26 : section d'armature principale.	98
Tableau III.27 : Vérification des contraintes à l'ELS.	99
Tableau III.28 : Sollicitation sur la volée.	102
Tableau III.29 : section d'armature principale.	102
Tableau III.30 : Vérification des contraintes à l'ELS.	104
Tableau III.31 : Calcul des armatures principales.	106
Tableau III.32 : combinaison de charge.	110
Tableau III.33 : Sollicitation sur la volée.	110
Tableau III.34 : section d'armature principale.	111
Tableau III.35 : Vérification des contraintes à l'ELS.	112
Tableau III.36 : calcul de la flèche.	113
Tableau III.37 : les sollicitations de la poutre palière.	114
Tableau III.38 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.	115
Tableau III.39 : Armatures longitudinales.	120
Tableau III.40 : calcul de la flèche.	122
Tableau III.41 : Evaluation des charges verticales sur l'acrotère.	124
Tableau III.42 : Combinaison d'action de l'acrotère.	125
Tableau III.43 : Résultats de calcul des armatures longitudinales.	134
Tableau III.44 : Résultats de calcul des contraintes.	136
Tableau III.45 : vérification de la flèche.	136
Tableau III.45 : Résultats de calcul des armatures longitudinales.	139
Tableau III.46 : Résultats de calcul des contraintes de béton.	141
Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	146
Tableau IV.2 : Les Sections des poteaux adoptés.	152
Tableau IV.3 : Période de vibration et taux de participation massique.	156
Tableau IV. 4 : Vérification de l'interaction sous charges verticale.	157
Tableau IV. 5 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.	158
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort tranchant à la base.	159
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements.	160
Tableau IV.8 : Vérification a L'effet $P-\Delta$	161
Tableau IV.9 : Vérification de l'effort normal réduit.	162
Tableau V.1 : Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99.	165
Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux.	167
Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux.	167
Tableau V.4 : Armatures transversales des poteaux.	168
Tableau V.5 : Vérification au flambement des poteaux.	169
Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.	170
Tableau V.7 : Vérification des contraintes tangentielles.	170
Tableau V.8 : Schéma de ferrailage des poteaux.	172
Tableau V.9 : Armatures longitudinales min et max dans les poutres.	174
Tableau V.10 : Les sollicitations les plus défavorables.	175

Tableau V.11 : Armatures longitudinales des poutres.	175
Tableau V.12 : vérifications des contraintes tangentielles.....	177
Tableau V.13 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.	177
Tableau V.14 : Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.	178
Tableau V.15 : Moment résistant dans les poteaux.	181
Tableau V.16 : Moment résistant dans les poutres.	181
Tableau V.17 : schéma de ferrailage des poutres des étages commerciales.....	183
Tableau V.18 : schéma de ferrailage des poutres des étages courant.	183
Tableau V.19 : schéma de ferrailage des poutres terrasse inaccessible.....	184
Tableau V.20 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x_1, x_2}=1,3m$ à tous les niveaux.	187
Tableau V.21 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x_3, x_4}=1.75m$ à tous les niveaux.	188
Tableau V.22 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x_1, y_2}=1.30m$ à tous les niveaux.	188
Tableau V.23 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{y_3, y_4}=0.8m$ à tous les niveaux.	189
Tableau V.24 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{y_5}=1m$ à tous les niveaux.	189
Tableau V.25 : Ferrailage du voile $V_{x_1, x_2}=1.30m$ à tous les niveaux.	191
Tableau VI.1 : ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.	207
Tableau VI.2 : Résultats de calcul des contraintes de béton et d'acier.....	208
Tableau VI.3 : calcul des sections d'acier a l'ELS.....	208
Tableau VI.4 : Résultats de calcul des nouvelles contraintes d'acier à l'ELS.	209
Tableau VI.5 : Les charges trapézoïdales et triangulaires.	210
Tableau VI.6 : Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.....	212
Tableau VI.7 : Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale.....	213
Tableau VI.8 : ferrailage des nervures de radier.	213
Tableau VI.9 : Vérification de l'effort tranchant.....	214
Tableau VI.10 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	215
Tableau VI.11 : Section des armatures du voile périphérique.....	221
Tableau VI.12 : Vérification des contraintes dans le voile périphérique.....	222

Liste des figures

Figure I.1 : Diagramme contraintes-déformation.....	11
Figure I.2 : Diagramme de contrainte- déformation.....	14
Figure II.1 : Planché à corps creux.....	17
Figure II.2 : Schéma d'une poutrelle.....	17
Figure II.3 : Disposition des poutrelles.....	18
Figure II.4 : Dalle sur 3 appuis.....	20
Figure II.5 : Dalle sur 4 appuis.....	20
Figure II.6 : Vue en plan d'un acrotère.....	21
Figure II.7 : Composantes des escaliers.....	21
Figure II.8 : Vue en plan de l'escalier d'étage courant.....	23
Figure II.9 : schéma statique de la volée I.....	23
Figure II.10 : schéma statique de la volée II.....	24
Figure II.11 : Schéma statique de la volée III.....	25
Figure II.12 : schéma statique d'escalier de RDC au 1 ^{er} étage.....	25
Figure II.14 : Schéma statique d'escalier de RDC au 1 ^{er} étage.....	26
Figure II.13 : Vue en plan de l'escalier de RDC.....	26
Figure II.15 : Section brute (B_r).....	29
Figure II.16 : Surface qui revient au Poteau (C_4).....	36
Figure II.17 : Schéma statique de la décente de charge.....	36
Figure II.18 : Surface qui revient au Poteau (B_4).....	39
Figure III.1 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	48
Figure III.2 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travées.....	49
Figure III.3 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	49
Figure III.4 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.....	50
Figure III.5 : schéma statique de poutrelle étage commercial type 01.....	53
Figure III.6 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	73
Figure III.7 : Dalle sur 4 appuis.....	74
Figure III.8 : schéma statique du balcon sur 4 appuis.....	74
Figure III.9 : Schéma de ferrailage en travée.....	78
Figure III.10 : Schéma de ferrailage de dalle D_1 (balcon).....	78
Figure III.11 : Dalle sur 3 appuis.....	78
Figure III.12 : schéma de ferrailage de la dalle D_2 (balcon).....	83
Figure III.13 : Dalle sur 3 appuis.....	84
Figure III.14 : schéma de ferrailage de la dalle D_3 (balcon terrasse).....	87
Figure III.15 : Dalle sur 4 appuis.....	88
Figure III.16 : schéma de ferrailage de la dalle entourant la cage d'ascenseur.....	93
Figure III.17 : schéma statique de la volée (I).....	94
Figure III.18 : schéma de ferrailage des volées (I).....	97
Figure III.19 : Schéma statique de la volée (II).....	98
Figure III.20 : schéma de ferrailage de la volée (II).....	100

Figure III.21 : schéma statique de la volée (III).....	101
Figure III. 23 : schéma statique de la poutre brisée.	105
Figure III.24 : Section creuse équivalente.	107
Figure III.25 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	109
Figure III. 26 : schéma statique de la volée (I).	110
Figure III.27 : schéma de ferrailage des volées (I).	113
Figure III.28 : Schéma statique poutre palière.....	114
Figure III.29 : Section creuse équivalente.	116
Figure III.30 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.	118
Figure III.31 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.	123
Figure III.32 : Coupe transversale de l'acrotère.	124
Figure III.33 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.	131
Figure III.34 : Cage d'ascenseur.	132
Figure III.35 : Schéma représentant la surface d'impact.	137
Figure III.36 : Schéma de ferrailage de la dalle.....	142
Figure III.37 : Vue en coupe du ferrailage de la dalle.	142
Figure IV.1 : Spectre de répons.	151
Figure IV.2 : Dispositions des voiles.	153
Figure IV.3 : 1 ^{ère} mode de déformation (translation suivant x-x).....	154
Figure IV.4 : 2 ^{ème} mode de déformation (translation suivant y-y).	154
Figure IV.5 : 3 ^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z).....	155
Figure V. 1 : Zone nodale.....	165
Figure V.2 : Disposition des armatures des poteaux.	171
Figure V.3 : Les moments dans zone nodale.....	180
Figure V.4 : Disposition constructive des armateurs dans les poutres.	182
Figure V.5 : Disposition des armatures dans les voiles.....	186
Figure V.6 : Schéma d'un voile pleine.	190
Figure V.7 : schémas de ferrailage du voile V_{x1} (entre sol et RDC).....	196
Figure VI.1 : Vue en plan de la semelle.	199
Figure VI.2 : Coupe P-P'.....	199
Figure VI.3 : Schéma de la semelle filante.	199
Figure VI.4 : Dimensions du radier.....	200
Figure VI.5 : Zone de contact poteau-radier.	202
Figure VI.6 : Panneau de dalle.	205
Figure VI.7 : Schéma de ferrailage du radier.	209
Figure VI.8 : Section a ferrillé.....	210
Figure VI.9 : Schéma de rupture des dalles du radier.	211
Figure VI.10 : Sollicitations sur les nervures du sens(y-y).....	212
Figure VI.11 : Sollicitations sur les nervures du sens(x-x).....	212
Figure VI.12 : Ferrailage de la nervure en travée suivant le sens x-x.....	216
Figure VI.13 : Ferrailage de la nervure en travée suivant le sens y-y.....	217
Figure VI.14 : Dimensions de voile périphérique.	218
Figure VI.15 : Répartition des contraintes sur le voile.....	219
Figure VI.16 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.	223

Symboles Et Notations

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

Au : Section d'aciers pour l'ELU.

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

A : Coefficient d'accélération de zone

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B : la largeur (m).

C : Constante de compressibilité.

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m^2).

C_r : Cohésion réduite.

D : Diamètre.

D_e : Hauteur d'ancrage équivalente (m).

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_{oed} : Module oedométrique.

E_s, E_c : Sont les modules de déformation.

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 : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

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

H_c : la profondeur critique (m).

I : Moment d'inertie (m^4)

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité .

L : Longueur ou portée.

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

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.

$N_{c \max}$, $N_{q \max}$: Termes de portance pour les fondations profondes.

N_c , N_q , N_γ : Termes de portance pour les fondations superficielles.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N_r : Poids du radier (KN).

N : Effort normale du aux charges verticales.

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

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_{radier} : Poids du radier (KN).

Q_P : Résistance de pointe d'un pieu.

Q_S : Frottement latéral.

Q_L : Charge limite d'un pieu.

R : coefficient de comportement global.

S : Section.

S_r : surface du radier (m^2).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m^2).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

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

V : Effort tranchant.

V_{ser} : Effort normal en service.

V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Z : Coordonnée d'altitude, bras de levier

Z : profondeur au dessous de la fondation (m).
a : Epaisseur.
b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section
d : Hauteur utile.
e : Excentricité, épaisseur.
e : Indice des vides.
f : Flèche
f_e : Limite d'élasticité
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
v : Coefficient de poison
σ : Contrainte normale.
γ_h : Poids volumique humide (t/m³).
γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).
φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).
σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
Δe : Variation des indices des vides.
q_{s max} : Frottement latéral unitaire limite
q : Contrainte transmise par la structure au sol (bars).
q_u : Contrainte effective de rupture de la semelle (bars).
q : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).
k_c : Coefficient de portance.
q₀ : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).
σ_f : Contrainte effective finale (bars).
Δσ : Variation de la contrainte effective (bars).
τ_{ulim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).
α : Coefficient dépendant de la nature de sol.
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.

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation des ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et l'économie et la protection de l'environnement.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Le mouvement sismique a pour effets d'induire dans le sol et les ouvrages des forces d'inerties importantes et rapidement variables. Son action s'exerce donc d'une manière fondamentalement dynamique.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié est un bâtiment en (R+8+S/sol est entre sol), il regroupe à la fois commerces (salle des fêtes) et logements d'habitations, contreventé par un système mixte (voiles portiques), structuré en six chapitres principaux.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul du BAEL en chapitre I ; on a pré-dimensionné les éléments de bâtiment en chapitre II ; on a calculé tous les éléments secondaires en chapitre III. L'étude dynamique a été menée dans le IV^{ème} chapitre afin de chercher un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisie des voiles porteurs. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA99, sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel SAP2000-version(14), Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre V, et enfin le calcul de l'infrastructure sera l'objet du chapitre VI.

Tous les calculs ont été menés en utilisant différents codes de calcul et de conception, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et d'autres DTR.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, à cet effet, on consacre ce chapitre pour l'étude de ces caractéristiques pour le cas de ce projet à étudier.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'objet de notre mémoire de fin d'étude consiste à l'étude structurale d'un bâtiment à usage mixte, (habitation et commerce), en (R+8+entre sols et sous-sols), il est implanté dans la ville de Bejaia au lieu-dit : lotissement héritiers Ouatati tahar lot N°06, qui est classé par RPA 99/ version 2003 [article 3.2] comme zone moyenne sismicité (IIa), cette ouvrage est de moyenne importance donc il est appartient au groupe d'usage 2.

La liaison entre les niveaux est assurée par des escaliers et un ascenseur.

I.2. Caractéristique architecturale et géométrique :

I.2.1 Caractéristique architecturale :

Le bâtiment est constitué de :

- Un sous-sol
- Un entre sols +RDC+1^{er} étage à usage commerce;
- Sept étages courants à usage d'habitation ;
- Une salle des machines pour l'ascenseur.

I.2.2. Caractéristique géométrique :

▪ Dimensions de la structure :

Les dimensions de la structure sont données comme suit :

- Longueur en plan : **L=22.00 m.**
- Largeur en plan : **L=12.00 m.**
- Hauteur totale : **H=36.28 m.**
- Hauteur de sous-sols : **h=2.20 m.**
- Hauteur de l'entre sols : **h=3.06 m.**
- Hauteur de RDC : **h=4.14 m.**
- Hauteur 1^{er} étages : **h=3.06 m.**

➤ Hauteur des étages courants : **h=3.06 m.**

I.3. Classification de l'ouvrage selon sa configuration :

Selon l'Article [3.5] du RPA99/Version 2003, chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non.

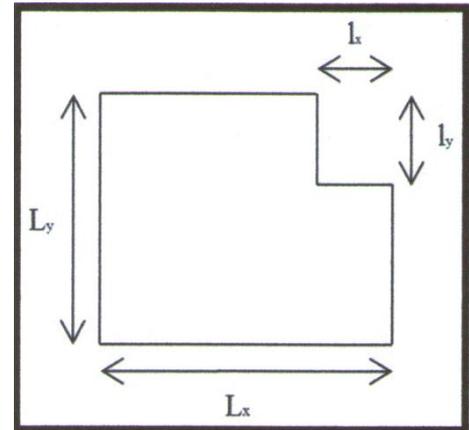
Nous allons ci-dessous étudier la configuration du bâtiment dont fait l'objet notre étude, et cela en plan et en élévation.

a. Régularité en plan :

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan sont respectés.

Les vérifications à faire dans notre cas sont les suivantes :

- $\frac{l_x}{L_X} \leq 0.25$
- $\frac{l_y}{L_Y} \leq 0.25$
- $0.26 \leq \frac{L_X}{L_Y} \leq 4$



Dans notre cas C'est le 3^{em} et 6^{em} étage nous avons :

3^{em} étage	{	$\frac{l_x}{L_X} = \frac{1.55}{12} = 0.13 < 0.25 \dots \dots \dots$ vérifiée.
		$\frac{l_y}{L_Y} = \frac{5}{22} = 0.23 < 0.25 \dots \dots \dots$ vérifiée.
		$0.26 < \frac{L_X}{L_Y} = \frac{12}{22} = 0.54 < 4 \dots \dots \dots$ vérifiée.
6^{em} étage	{	$\frac{l_x}{L_X} = \frac{1.55}{12} = 0.13 < 0.25 \dots \dots \dots$ vérifiée.
		$\frac{l_y}{L_Y} = \frac{3.9}{17} = 0.23 < 0.25 \dots \dots \dots$ vérifiée.
		$0.26 < \frac{L_X}{L_Y} = \frac{12}{17} = 0.70 < 4 \dots \dots \dots$ vérifiée.

On remarque que les trois conditions sont satisfaites, donc la structure classée régulière en plan.

b. Régularité en élévation:

Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation sont respectés.

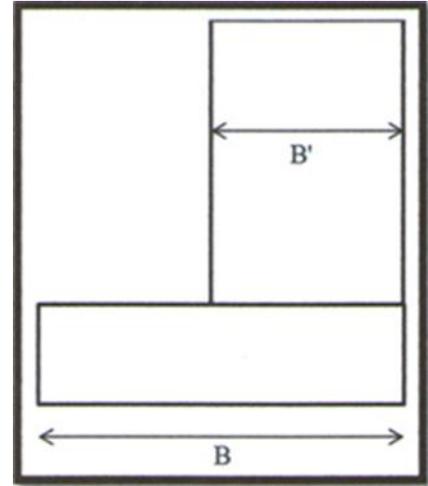
La vérification à faire dans notre cas et la suivant :

$$\frac{B'}{B} \geq 0.67$$

Dans notre cas on a :

$$\frac{B'}{B} = \frac{17}{22} = 0.77 > 0.67 \quad \text{c'est vérifier.}$$

On remarque que la condition est satisfaite donc la structure est classée régulière en élévation.



Notre bâtiment est classée régulière car il est à la fois régulier en plan et en élévation.

I.4. Caractéristiques du sol d'assise :

D'après la base des données géologiques et les résultats investigations des géotechniques du LABORATOIRE & ENGINEERING DE LA CONSTRUCTION « L.E.C BEJAIA », la capacité portante admissible du sol d'assise retenue est : $\bar{\sigma} = 1.7 \text{ bar}$.

Le sol constituant le terrain est formé d'alluvions anciennes du niveau inférieur, le terrain est plat, constitué d'argile limoneuse marneuse graveleuse, à marneuse argileuse assez compacte, en profondeur.

Selon le règlement parasismique algérien «R.P.A»2003 [article 3.2] et la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie-classification 2003 on déduit :

- Le site se trouve dans une zone de moyenne sismicité, IIa ;
- Le site est de catégorie S3, qui concerne les sols meubles ;
- L'ouvrage est classé dans le groupe 2.

I.5. Système de contreventement :

La structure dont fait l'objet notre étude s'élève sur 36.28 mètres de hauteur, le tout sur 11 niveaux.

D'après l'article [3.4] du RPA99/Version 2003, pour une structure dépassant (04) niveaux ou (14) mètres de hauteur en zone de sismicité IIa, on ne peut pas utiliser un système de contreventement assuré par des portiques auto-stables en béton armé, par conséquent nous avons le choix entre les systèmes suivant :

- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé ;
- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques en béton armé avec vérification de l'interaction.

En ce qui concerne notre projet nous allons opter un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques en béton armé,

I.6. Les éléments de l'ouvrage :

I.6.1. Les éléments structuraux :

- **Les poutres :** Ce sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts, leurs pré-dimensionnement sont déterminées selon des conditions bien définies. On distingue : les poutres principales, les poutres secondaires.
- **Les poteaux :** sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.
- **Les voiles :** Ils seront plan (épaisseur petite par rapport aux deux autres dimensions), réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

I.6.2. Les éléments secondaires :

- a) **Les planchers :** ce sont des aires- généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, il existe deux types :
 - **Les planchers en corps creux :** pour cette structure, tous les planchers des étages courants seront en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.
 - **Les planchers en dalles pleines :** Ce sont des éléments planes, constitués de panneaux en béton armé, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation. Pour cette structure les balcons, les escaliers seront réalisés en dalle pleine.

- b) La cage d'escalier :** Les escaliers sont des éléments secondaires, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.
- c) Local d'ascenseur :** l'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.
- d) L'acrotère :** est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, il sert à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

I.6.3. Les éléments de remplissages :

- **La maçonnerie :**
 - **Les murs extérieurs :** ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois dont l'épaisseur (10+15) cm 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, leurs fonctions principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.
- **Les revêtements :**

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- ✓ du carrelage de 2cm pour les planchers courants ;
- ✓ de l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds ;
- ✓ de mortier pour les murs de façade.

I.6.4. L'infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges horizontales et verticales au sol ;
- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol ;
- Limiter les tassements.

- **Voiles périphériques :**

En se basant sur l'article (10.1.2) du RPA99V 2003, les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles,

radier...) et le niveau de base. D'où nécessité d'un voile périphérique pour le cas d'un sous-sol vu la poussé des terres.

I.7. Règlements et normes utilisées

L'étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

- Règlement parasismique algérien (RPA 99 /version 2003) ;
- Code de béton armé (CBA 93) ;
- Document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) ;
- Béton armée aux états limites (BAEL91/modifiées 99).
- DTR BC 2.33.2 (Règles de calcul des fondations).

I.8. Etats limites de calculs :

Un état limite est un état au-delà duquel la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue, il existe deux états limites :

a) Etat Limite Ultime (ELU) ou de Résistance :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante d'ouvrage (résistance maximum de l'ouvrage). Son dépassement entraîne la ruine ou destruction de l'ouvrage, on cite trois cas :

- L'équilibre statique ;
- De stabilité de forme (le flambement) ;
- La résistance de l'un des matériaux (limite de rupture d'une ou plusieurs sections critiques).

• Hypothèse de calcul à l'E. L .U :

- Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire).
- Du fait de l'adhérence, toute armature subissant une déformation linéaire, la gaine du béton subit la même déformation.
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

✓ en flexion $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$

✓ en compression simple $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$

b) Etat Limite de Service (ELS) ou d'Utilisation :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son usage (exploitation) normale et sa durabilité soient assurés, son dépassement entraîne un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage, il existe trois cas :

- Les déformations des éléments (flèche).
- ouverture des fissures (acier).
- Valeurs de la compression du béton.

• Hypothèse de calcul à l'E.L.S :

- Conservation des sections planes.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier

$$\text{est : } n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

c) Actions et sollicitations de calcul :**❖ Les Actions :**

On appelle action, les forces et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, on distingue :

• Les Actions Permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent :

- Le poids propre des éléments de la structure ;
- Le poids des revêtements et cloisons ;
- Le poids de poussée des terres et des liquides.

• Les Actions Variables (Q) :

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

- Charges d'exploitations appliquées au cours d'exécution ;
- Effet de la température ;
- Charges climatiques (vent, neige) ;
- Charge non permanente appliquées aux cours de l'exécution.

- **Les Actions Accidentelles :**

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est courte on peut citer : Explosions, Séismes, Chocs, ...

- ❖ **Les sollicitations de calcul et combinaisons d'actions :**

Les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexions et de torsions), ces sollicitations sont calculées avec les combinaisons des différentes actions.

- **Sollicitation de calcul vis-à-vis de l'ELU de Résistance :**

G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable à la justification de l'élément.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable à la justification de l'élément.

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$)

ψ_0, ψ_1 et ψ_2 : Sont fixés par les textes en vigueur.

- ✓ **Combinaisons fondamentales :** (Art A.3.3.21 BAEL91).

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer :

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1,3 \psi_{0i} Q_i$$

Expression dans laquelle γ_{Q1} vaud 1,5 dans le cas général et 1,35 dans les cas suivants :

- La température ;
- Les charges d'exploitations étroitement bornées ou de caractère particulier ;
- Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine.

- ✓ **Situations accidentelles :**

Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

Avec : F_A : valeur normale de l'action accidentelle.

$\psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

- **Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :**

La combinaison d'actions à considérer est appelée combinaison rare

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} \times Q_i$$

- **Combinaisons d'actions données par le RPA 99V2003 :**

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

- ✓ **Situations durables :**

$$\text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad \text{ELS : } G + Q$$

- ✓ **Situations accidentelles :**

$$G + Q \pm E \quad ; \quad 0,8 G \pm E \quad ; \quad G + Q \pm 1,2 E \text{ (pour les structures auto- stables).}$$

- ❖ **Caractéristique des matériaux :**

Les bétons et les aciers seront choisis conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93 article A.2 .1.1) les règlements en vigueur en Algérie.

- **Le Béton :**

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, ...) avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

- **Composition et dosage du béton :**

Le dosage de différents constituants du béton dépend de type de matériaux utilisés, et de la qualité du béton recherché. En effet, les propriétés physiques et mécaniques du béton dépendent essentiellement de sa composition mais aussi des facteurs extérieurs (la température, l'humidité, ...).

La composition pour un mètre cube (1m^3) de béton est la suivante :

- 350 kg/m³ de ciment de classe CPA425 ;
- 400 litres de sable de diamètre 0 à 5mm ;
- 800 litres de gravier de diamètre (3/8) mm ; (8/15) mm et le (15 / 25) mm ;
- 175 litres d'eau de gâchage pour un rapport E/C égale à 0,5.

➤ **Caractéristiques du béton :**

1) Résistance mécanique à la compression f_{cj} : CBA93 (Art. A.2.1.1.1)

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} . Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20MPa et au plus égale à 45MPa.

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40MPa \text{ (j} \leq 28 \text{ jours)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \text{ Pour } f_{c28} > 40MPa \text{ (j} > 28 \text{ jours)}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a :

$$f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}.$$

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

2) Résistance à la traction f_{tj} : CBA93 (Art. A.1.2.1.2)

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de (j) jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \text{ Avec } f_{cj} < 60MPa$$

$$\text{Pour notre cas : } f_{c28} = 25MPa \text{ donc } f_{t28} = 2,1MPa$$

3) Contrainte limite à l'ELU :

La contrainte en compression est donnée par : $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$ BAEL91(Art. A.4.3.4).

Avec : θ dépend de la durée d'application des contraintes.

$$\theta = \begin{cases} 1,00 & \text{lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 & \text{lorsque } 1 \text{ heure} \leq \text{la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures.} \\ 0,85 & \text{lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{en situation durable et transitoire (S.D.T)} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{en situation accidentelle (S.A)} \end{cases}$$

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application.

4) Contrainte limite à l'ELS :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CBA93(Art. A.4.5.2)}$$

5) Diagramme des contraintes-déformations :

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

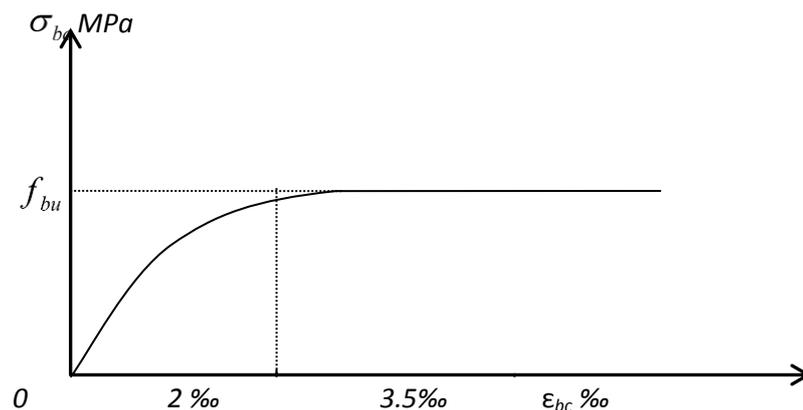


Figure I.1 : Diagramme contraintes-déformation.

Le diagramme (parabole rectangle) ci-dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.

3.5‰ : en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour : } 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad f_{bc} = 0.25 \times f_{bu} \times 103 \varepsilon_{bc} \quad (4 \times 103 \times \varepsilon_{bc}).$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \quad f_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}.$$

6) Module de déformation longitudinale du béton

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93(Art.A.2.1.2.1)}$$

- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à (j) jours est :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93 (Art. A.2.1.2.2)}$$

- Pour : $f_{c28} = 25MPa$ on a : $\begin{cases} E_{i28} = 32164,20MPa \\ E_{v,28} = 10818,86MPa \end{cases}$

7) Module de déformation transversale G :

$$\text{Est donnée par : } G = E/2 (1 + \nu)$$

8) Coefficient de Poisson ν :

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur l à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal Δl , mais également un gonflement transversal. Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient $a + \Delta a$ et la variation unitaire est $\frac{\Delta a}{a}$.

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\nu = \frac{\frac{\Delta a}{a} \text{ (Variation unitaire du côté de la section)}}{\frac{\Delta l}{l} \text{ (Raccourcissement unitaire)}} = \begin{cases} 0,2 \text{ à L'ELS} \\ 0 \text{ à L'ELU} \end{cases} \quad \text{CBA93(ArtA.2.1.3)}$$

9) Contraintes admissibles de cisaillement : B.A.E.L.91(Art.A.5.1.2.11)

Fissuration peu nuisible F.P.N : $\bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa)$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 3,33MPa & \text{en situation durable et transitoire (S.D.T).} \\ 4,34MPa & \text{en situation accidentelle(S.A)} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable F.P ou F.T.P :

$$\tau_u = \min(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa)$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 2,5MPa & \text{en situation durable et transitoire (S.D.T).} \\ 3,26MPa & \text{en situation accidentelle(S.A)} \end{cases}$$

- **L'Acier :**

- 1) **Définition :**

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

- 2) **Différents types d'aciers :**

- **Les ronds lisses (R.L) :**

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

- $f_e = 215MPa$ (contrainte à la limite élastique).
 - $f_u = 330$ à $490MPa$ (contrainte à la limite de rupture).
 - $f_e = 235MPa$
 - $f_u = 410$ à $490MPa$.

- **Les aciers à haute adhérence (H.A) :**

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 les mêmes diamètres que les ronds lisses.

Les aciers utilisés pour la réalisation de cette structure sont des FeE400 de type 1 caractérisés par :

- Limite élastique : $f_e = 400MPa$;
 - Contrainte admissible : $\sigma_s = 348MPa$;
 - Coefficient de fissuration : $\eta=1.6$;
 - Coefficient de sécurité : $\gamma_s=1.15$;
 - Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5MPa$.

- **Treillis soudés :**

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

- * TL50 ($\phi > 6\text{mm}$) ; $f_e = 500\text{MPa}$.
- * TL52 ($\phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e = 520\text{MPa}$.

3) Diagramme des contraintes – déformations (acier) :

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ε_s) est conventionnellement défini comme suit :

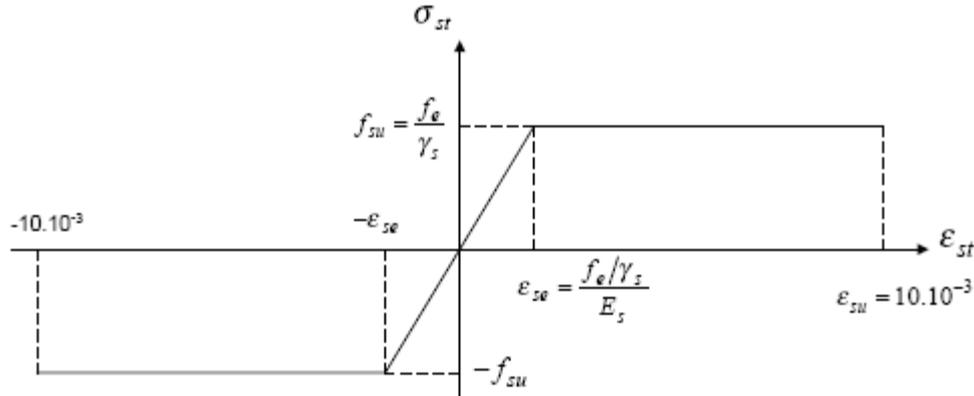


Figure I.2 : Diagramme de contrainte- déformation.

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ε_s .

4) Contrainte limite des aciers :

- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

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

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

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

- **Etat limite de service (E.L.S) :**

- ✓ Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante. La contrainte est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [\text{MPa}] \quad \text{BAEL91(Art. A.4.5.)}$$

✓ Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa] \quad \text{BAEL91(Art. A.4.5.33)}$$

η : Coefficient de fissuration avec :

- * $\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.
- * $\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6mm$.
- * $\eta=1.3$: pour les hautes adhérences $\phi < 6mm$.

Conclusion :

La faible résistance du béton à la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à chaîner, c'est-à-dire à lier les éléments par des barres d'acier. Mais la présence d'armatures dans un béton ne suffit pas à en faire un béton armé. En effet, celui-ci doit présenter une organisation structurale spécifique résultant de la bonne composition et des caractéristiques du béton ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Les matériaux ainsi adoptés pour la réalisation de notre structure sont :

Un béton ayant 25MPa de résistance caractéristique à la compression à 28 jours et des aciers de nuance FeE400 ayant 400MPa de résistance à la traction.

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

Introduction :

L'objectif du Pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis, on distingue :

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

Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le **RPA 99 révisé 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.**

Les éléments structuraux doivent avoir une section minimale pour pouvoir transmettre aux fondations et sol les efforts qui leurs sont appliqués.

II. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :

II.1. Eléments non structuraux :

II.1.1. Les planchers :

a. Les planchers à corps creux :

Définition :

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

Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression. (Figure II.1).
Le pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le (CBA93. Article : **B.6.8.4, 2.4**)

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

Avec : L_{\max} : travée maximale des poutrelles entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 420 - 30 = 390\text{cm.}$$

$$h_t \geq \frac{390}{22.5} = 17.33 \text{ cm}$$

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

Avec :

✓ **h_{cc} = 16 cm** : hauteur du corps creux.

✓ **h_{dc} = 4 cm** : hauteur de la dalle de compression.

Pour notre projet on adopte un plancher de hauteur totale : $h_t = 16+4 = 20 \text{ cm}$.

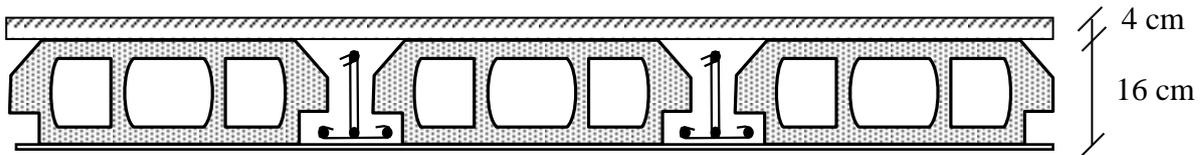


Figure II.1 : Planché à corps creux.

a.1. Pré dimensionnement des poutrelles : CBA93 (article A.4.1.3)

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastrées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

b : largeur de la table de compression

b_0 : largeur de la nervure

L_x : distance entre nus de deux poutrelles successive.

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

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

h_t : hauteur totale de la poutrelle.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h_t \rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 20 \text{ cm})$$

donc on prend : $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10)$$

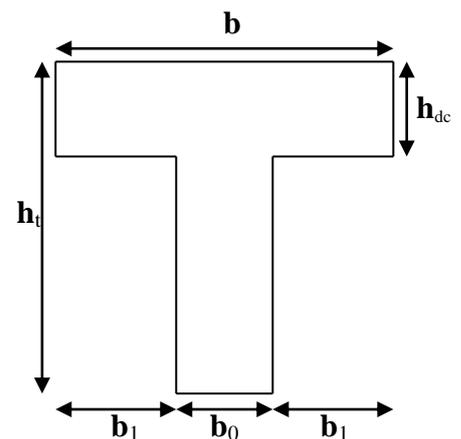


Figure II.2 : Schéma d'une poutrelle.

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

$$L_y = 380 - 30 = 350 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min (55/2; 350/10)$$

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

Donc on prend : **b = 65cm.**

➤ **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le premier critère comme indique sur la figure ci-dessous (figure II.3) :

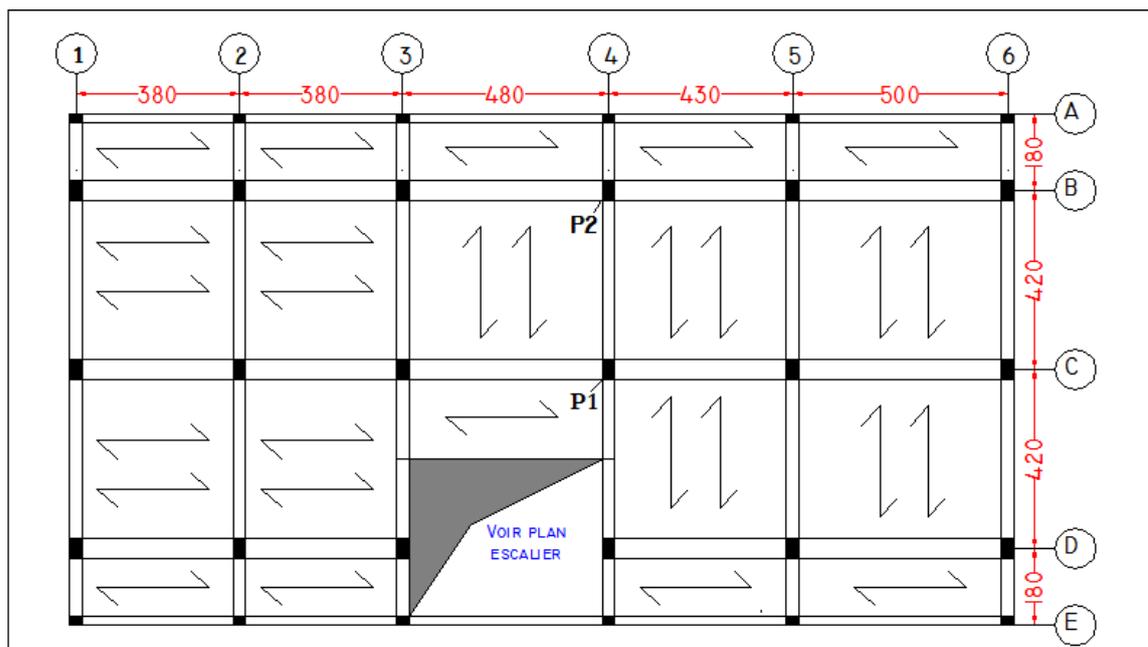


Figure II.3 : Disposition des poutrelles.

b. Plancher à dalle pleine :

Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle, qui se reposent sur 1, 2, 3 ou 4 appuis. Leurs dimensions doivent satisfaire les critères suivants :

▪ **Résistance à la flexion :**

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis}$$

$$\text{Avec : } \rho \leq 0.4$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{Pour une dalle sur un seul appui ou deux appuis parallèles.}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 2 appuis perpendiculaires ou 4 appuis et 3 appuis avec : } \rho > 0.4.$$

$$\text{Avec : } \left(\rho = \frac{L_x}{L_y} \right)$$

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

▪ **Résistance au feu :** (CBA93).

- * $e = 7cm$ pour une heure de coupe-feu.
- * $e = 11cm$ pour deux heures de coupe-feu.
- * $e = 17.5cm$ pour quatre heures de coupe-feu.

On admet que : $e = 12cm$.

• **Isolation phonique :**

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

On limite donc notre épaisseur à : $e = 14 \text{ cm}$.

Dans ce projet on distingue deux types de dalle pleine.

* **Dalle sur 3 appuis :**

On a: $L_x = 1.30\text{m}$; $L_y = 1.50\text{m}$.

$$\frac{l_x}{l_y} = 0.86 > 0.4 \Leftrightarrow$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_y}{40} \Leftrightarrow \frac{130}{45} \leq e \leq \frac{130}{40}$$

$$2.88 \text{ cm} < e < 3.25 \text{ cm}$$

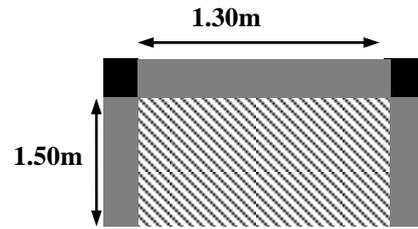


Figure II.4 : Dalle sur 3 appuis.

* **Dalle sur 4 appuis :**

On a: $L_x = 1.30 \text{ m}$; $L_y = 4.70\text{m}$.

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.30}{4.7} = 0.27 < 0.4 \Leftrightarrow$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \Leftrightarrow \frac{130}{35} \leq e \leq \frac{130}{30}$$

$$3.71 \text{ cm} < e < 4.33 \text{ cm}$$

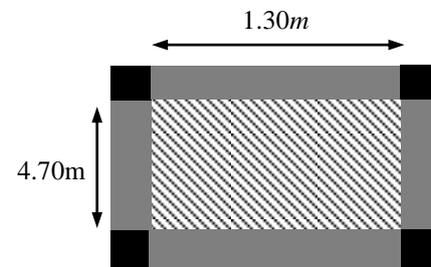


Figure II.5 : Dalle sur 4 appuis.

Les épaisseurs obtenus par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition isolation phonique, d'où on opte pour une épaisseur : **e = 14cm.**

II.1.2. Acrotère de la terrasse inaccessible :

Ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architectures, la surface de l'acrotère est :

$$S = (0,6 \times 0,1) + [(0,1 + 0,08) \times 0,1 / 2] = 0,069 \text{ m}^2.$$

Le poids propre: $p = 0,069 \times 25 = 1,725 \text{ kN/ml}$

Enduit de ciment :

$$0,015 \times 18 \times 1 = 0,27 \text{ kN/ml}$$

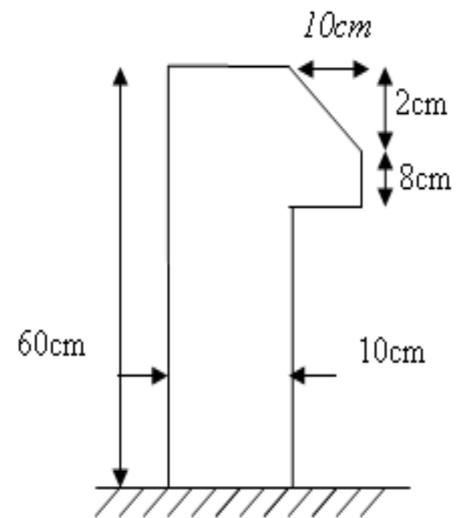


Figure II.6 : Vue en plan d'un acrotère.

G_{acro}	2 KN/ml
Q_{acro}	1,00 KN/ml

II.1.3. Les escaliers :

Les escaliers se composent généralement des éléments suivants :

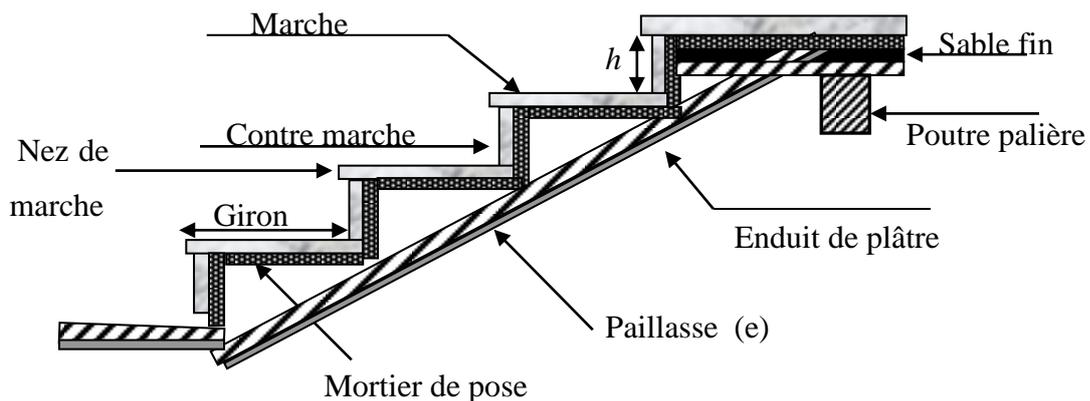


Figure II.7 : Composantes des escaliers.

▪ **Terminologie :**

- **La marche :** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche :** est la partie verticale, contre la marche.
- **L'embranchement :** est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron :** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée dont cette dernière est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- **La paillasse :** supporte les marches et contremarches.
- **La Volée :** c'est un ensemble de marches d'un palier à un palier.

▪ **Pré dimensionnement des escaliers :**

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

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18cm.
- la largeur g se situe entre 25 et 32cm.
- La formule empirique de **BLONDEL** : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$

$$g = \frac{L}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

Avec :

n : le nombre de contre marche sur la volée.

n-1 : le nombre de marche.

H : hauteur de la volée.

L₀ : longueur projeté de la volée.

L_v : longueur de la volée.

L_p : longueur du palier.

L : longueur total de l'escalier ($L = L_v + L_p$).

e : épaisseur de l'escalier.

II.1.3.1. Les différents types d'escaliers :

Dans notre projet on distingue 4 types d'escaliers :

❖ Type 1 :

1) Escalier des étage courante à trois volée :

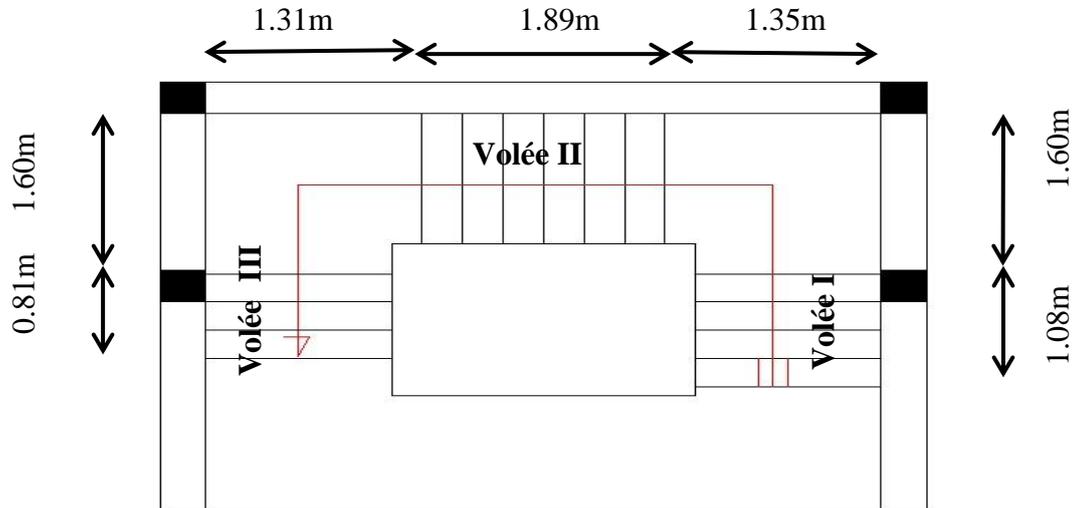


Figure II.8 : Vue en plan de l'escalier d'étage courante.

➤ Pré dimensionnement de la volée I :

On a : $L_0 = 108\text{cm}$; $H = 90\text{cm}$.

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

$$64n^2 - (64 + 2 \times 90 + 108)n + 2 \times 90 = 0$$

$$64n^2 - 352n + 180 = 0$$

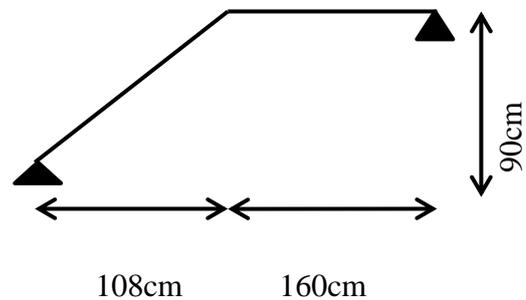


Figure II.9 : schéma statique de la volée I.

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 5$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 4$.

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{108}{4} = 27 \Rightarrow \text{Le giron d'une marche est } g = 27\text{cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{90}{5} = 18 \Rightarrow \text{La hauteur d'une contre marche est } h = 18\text{cm.}$$

$$\Rightarrow 60\text{ cm} < 2h + g = 63\text{ cm} < 65\text{ cm} \quad \text{vérifier.}$$

$$\alpha = \text{tg}^{-1}\left(\frac{90}{108}\right) \Leftrightarrow \alpha = 39.80^\circ.$$

$$L_v = \left(\frac{90}{\sin\alpha}\right) = 140.60\text{cm} ; L_p = 160\text{cm}.$$

$$L = L_v + L_p = 140.60 + 160 \Leftrightarrow L = 300.60\text{cm}.$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Leftrightarrow 10.02\text{cm} \leq e \leq 15.03\text{cm} \Leftrightarrow e = 13\text{cm}.$$

On résume les calculs dans le tableau II.1 ci-après :

H(cm)	h(cm)	n	n-1	g(cm)	L ₀ (cm)	L _p (cm)	L _v (cm)	L(cm)	α(°)	e(cm)
90	18	5	4	27	108	160	140.6	300.60	39.80	13

Tableau II.1 : Dimensions de volée (I).

➤ **Pré dimensionnement de la volée II :**

On a : H=144cm ; L₀=189cm.

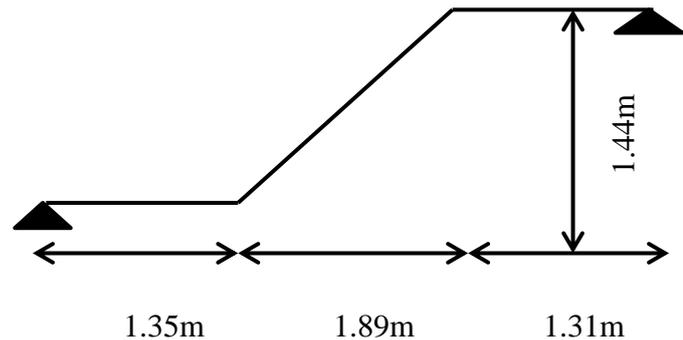


Figure II.10 : schéma statique de la volée II.

On résume les calculs dans le tableau II.2 ci-après :

H(cm)	h(cm)	n	n-1	g(cm)	L ₀ (cm)	L _p (cm)	L _v (cm)	L(cm)	α(°)	e(cm)
144	18	8	7	27	189	266	237.61	503.62	37.30	20

Tableau II.2 : Dimensions de volée (II).

➤ **Pré dimensionnement de la volée III :**

On a : $H=76\text{cm}$; $L_0 = 81\text{cm}$.

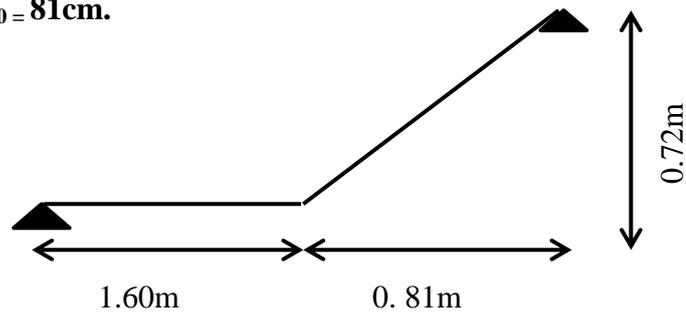


Figure II.11 : Schéma statique de la volée III.

On résume les calculs dans le tableau II.3 ci-après :

H(cm)	h(cm)	n	n-1	g(cm)	L_0 (cm)	L_p (cm)	L_v (cm)	L(cm)	α (°)	e(cm)
0.72	18	4	3	27	0.81	160	108.38	268.38	41.63	12

Tableau II.3 : Dimensions de volée (III).

2) Escalier de RDC au 1^{er} étage a trois volées:

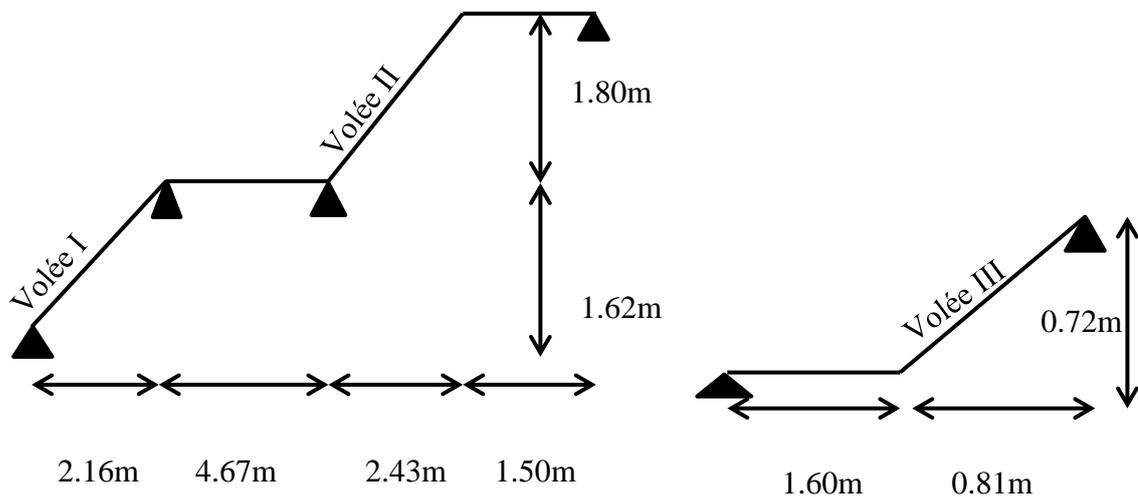


Figure II.12 : schéma statique d'escalier de RDC au 1^{er} étage.

On résume les calculs dans le tableau II.4 ci-après :

Volée	H(cm)	h(cm)	n	g(cm)	L_0 (cm)	L_v (cm)	L_p (cm)	L(cm)	α (°)	e(cm)
I	162	18	9	27	216	270	0	270	36.87	12
II	180	18	10	27	243	302.40	150	452.40	36.53	20
III	72	18	4	27	81	108.38	160	268.38	41.63	12

Tableau II.4 : Pré dimensionnement de l'escalier a trois volées du RDC au 1^{er} étage.

❖ **Type 2 : Escalier a 2 volées de RDC au 1^{er} étage :**

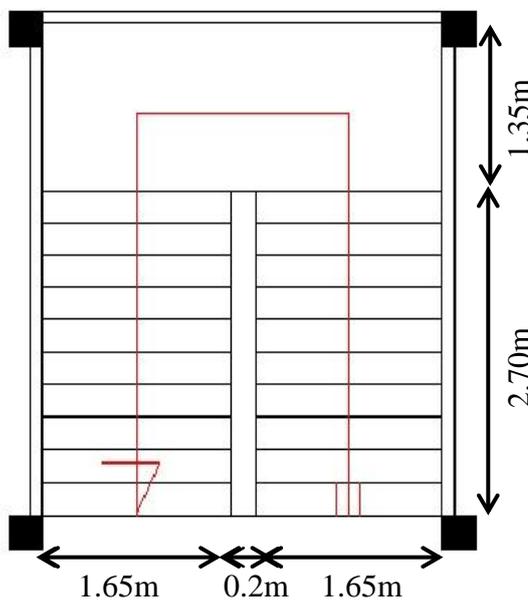


Figure II.13 : Vue en plan de l'escalier de RDC.

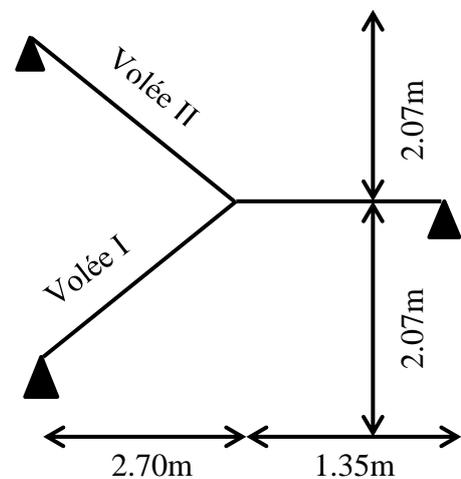


Figure II.14 : Schéma statique d'escalier de RDC au 1^{er} étage.

On résume les calculs dans le tableau II.5 ci-après : même résultat pour les volées I et II.

Volée	H(cm)	h(cm)	n	g(cm)	L_0 (cm)	L_v (cm)	L_p (cm)	L(cm)	α (°)	e(cm)
I et II	207	18	11	27	270	340.26	135	475.26	37.47	20

Tableau II.5 : Dimensions des volées (I et II).

❖ **Type 3 : Escalier rayonnant en métallique de l'entresol jusqu'au 1^{er} étage.**

❖ **Type 4 : Escalier à deux volées en bois au niveau de 5^{eme} étage (duplexe).**

II.2. Éléments structuraux :

II.2.1. Les poutres :

a) Les poutres principales [P.P] :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, selon le **BAEL 91** leur hauteur est donnée selon la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots \text{(Condition de flèche).}$$

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

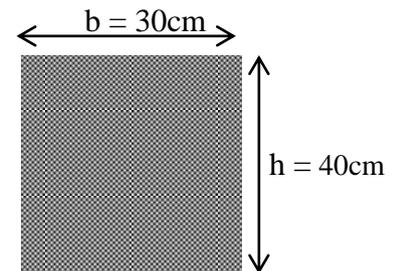
h_{pp} : Hauteur de la poutre principale.

$$L_{\max} = 500 - 30 = 470\text{cm} \Rightarrow \frac{470}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31.33\text{cm} \leq h_{pp} \leq 47\text{cm}$$

On adopte une hauteur (h_{pp}) égale à 35cm.

La largeur (b) est comprise entre (0,4 à 0,8) h_{pp} , soit $b = 30\text{cm}$.

Donc adopte pour une section rectangulaire ($b_{pp} \times h_{pp}$) = (30×40) cm².



Vérification des exigences du RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_{pp} = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \\ h_{pp} = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérfiée} \\ \frac{1}{4} < \left[\frac{35}{30} = 1.17 \right] < 4 \dots\dots\dots \text{vérfiée} \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1)}$$

b) Les poutres secondaires [P. S] :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur pré dimensionnement se fait selon

la condition suivante : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots \text{(Condition de flèche).}$

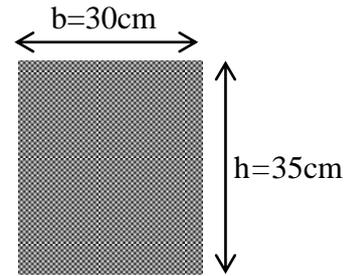
L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

h_{ps} : Hauteur de la poutre secondaire.

$$L_{\max} = 420 - 30 = 390\text{cm} \Rightarrow \frac{390}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{390}{10} \Rightarrow 26\text{cm} \leq h_{pp}$$

On prend : $h_{ps} = 30\text{ cm}$.

La largeur (b) est comprise entre (0,4 à 0,8) h_{pp} , soit $b = 30\text{cm}$.



On adopte pour une section rectangulaire ($b_{ps} \times h_{ps}$) = (30 × 35) cm^2 .

Vérification des exigences du RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_{pp} = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ h_{pp} = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \left[\frac{35}{30} = 1.16 \right] < 4 \dots\dots\dots \text{vériée} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art .7.5.1})$$

II.2.2. Les voiles de contreventement :

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé ils servent d'une part à contreventé le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le **RPA 99V2003** les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left[\frac{he}{20}; 15\text{cm}\right] \\ L \geq 4e \end{array} \right. \quad \text{RPA 99 version 2003 Art .7.7.1})$$

Avec : **he** : Hauteur libre d'étage ; **e** : épaisseur du voile.

Pour le sous-sol : $he = 220 - 20 = 200\text{cm} \Rightarrow e \geq \max\left[\frac{200}{20} = 10; 15\text{cm}\right] \Rightarrow e = 15\text{cm}$

Pour le RDC : $he = 414 - 20 = 394\text{cm} \Rightarrow e \geq \max\left[\frac{394}{20} = 19.7; 15\text{cm}\right] \Rightarrow e = 19.7\text{cm}$

Pour les étages courants : $he = 306 - 20 = 286\text{cm} \Rightarrow e = \max\left[\frac{286}{20} = 14.3; 15\text{cm}\right] \Rightarrow e = 15\text{cm}$

➤ Conclusion partielle :

L'épaisseur des voiles à prendre dans les calculs sont comme suit :

- $e = 20\text{cm}$ pour le sous-sol + entre sol et le RDC.
- $e = 15\text{cm}$ pour les étages courant.

II.2.3. Les poteaux :

Pour le pré dimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitations, c'est pourquoi le pré dimensionnements des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

- Vérification de la condition de résistance :

$$\text{On a : } Nu'/B \leq \sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,20\text{MPa}$$

Avec : B : la section du poteau.

σ_{bc} : La contrainte de compression à l'ELU.

- Vérification au flambement :

D'après le **CBA 93(Article B.8.2.1)** on doit vérifier l'effort normal ultime :

$$Nu' \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : Coefficient tenant compte de l'élanement avec :

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

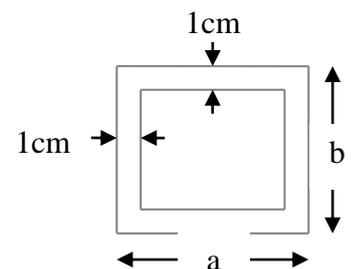


Figure II.15 : Section brute (B_r).

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ Avec $l_f = 0.7 \times l_0$: la longueur de flambement.

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$As \geq 0.8\% \times Br$. On prend : $As = 1\% \times Br$; $Br = (a-2) \times (b-2)$

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL91 (7.4.2)}$$

Il faut vérifier que : $Br \geq B_{rcal}$.

- Vérification vis-à-vis du RPA :

Les dimensions de la section transversale retenues pour les poteaux doivent satisfaire les exigences du (RPA99v2003 l'article 7.4.1):

- * $\min(b, h) \geq 25\text{cm}$.
- * $\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$.
- * $0.25 < \frac{b}{h} < 4$.

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont définies comme suit :

- poteaux du l'entre sol et sous-sol : 50x50cm².
- poteaux du RDC et 1^{er} étage : 45x50cm².
- poteaux de l'étage 2^{eme} et 3^{eme} étage : 45x45cm².
- poteaux de l'étage 4^{eme} et 5^{eme} étage : 40x45cm².
- poteaux des 'étages 6^{eme}, 7^{eme} et 8^{eme} : 40x40cm².

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

II.3.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :

a. Charge permanente :

a.1. Plancher à corps creux :

➤ La terrasse inaccessible :

Désignation des éléments	e (cm)	G (kN/m ²)
Gravillon roulé	4	0.80
Etanchéité	2	0.12
Papier Kraft	/	0.05
Forme de pente	10	2.20
Plaque de liège	4	0.03
Pare vapeur	1	0.06
Film polyane	/	0.01
Corps creux	20	2.85
Enduit de ciment	1.5	0.27
Enduit de plâtre	2	0.2
Charge permanente		6.60

Tableau II.7 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

➤ la terrasse accessible :

Désignation des éléments	e (cm)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Etanchéité multicouche	2	0.12
Plancher à corps creux (16+4)	20	2.85
Enduit de plâtre	2	0.20
Charge permanente		4.33

Tableau II.8 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse.

➤ **Plancher des étages courants et commerce :**

Désignation des éléments	e (cm)	G (KN/m ²)
Cloisons de séparation	10	1.00
Carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Lit de Sable	2	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	20	2.85
Enduit de plâtre	2	0.20
Charge permanente		5.21

Tableau II.9 : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant et commerce.

a.2. Dalle pleine :

➤ **les balcons :**

Désignation des éléments	e (cm)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Plancher dalle pleine	14	3.50
Enduit en ciment	2	0.36
Garde-corps	/	1
Charge permanente		6.02

Tableau II.10 : Évaluation des charges sur les balcons.

➤ **pour les dalle pleine :** la charge permanente et $G=5.02\text{KN/m}^2$

a.3. Les murs extérieurs (doubles parois en briques creuses) :

Désignation des éléments	e (cm)	G KN/m ²
Enduit de plâtre	2	0.2
Briques creuses extérieur	15	1.30
Lame d'air	5	0.00
Briques creuses intérieur	10	0.90
Enduit de ciment	2	0.36
Charge permanente		2.76

Tableau II.11 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

a.4. Les escaliers :➤ **Palier :**

Désignation des éléments	e (cm)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Dalle en BA	14	3.50
Enduit plâtre	2	0.36
Charge permanente		5.02

Tableau II.12 : Évaluation des charges du palier.

➤ **La volée :**

Désignation des éléments	e (cm)	G (KN/m ²)
Revêtement horizontale	2	0.40
Revêtement verticale	2	0.22
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Marches	18 (1/2)	1.98
Paillasse	20/(cos 41.63)	6.69
Enduit plâtre	2/(cos 41.63)	0.27
Charge permanente		10.32

Tableau II.13 : Évaluation des charges de la volée.

b. Surcharge d'exploitation :

	Etage courant	Terrasse inaccessible	Terrasse accessible	Balcon	escalier	Commerce
Surcharges kN/m²	1.5	1	1.5	3.5	2.5	5

Tableau II.14 : Surcharge d'exploitation.

II.4. Descente des charges :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leurs dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les éléments porteurs verticaux les plus proches.

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par les règlements « **D.T.R.B.C.2.2** » qui recommande « d'appliquer une dégression de la charge

d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante ».

Niveau	Dégression	Q cumulée [kN/m ²]
Sous Trappe	Q0	1
Sous la terrasse	Q0+Q1	2
Sous le 8eme	Q0+0.95 (Q1+Q2)	3.375
Sous le 7eme	Q0+0.90 (Q1+Q2+Q3)	4.60
sous le 6eme	Q0+0.85 (Q1+Q2+Q3+Q4)	5.675
Sous le 5eme	Q0+0.80 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)	6.60
Sous le 4eme	Q0+0.75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)	7.375
Sous le 3eme	Q0+0.714 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)	8.140
Sous le 2eme	Q0+0.6875 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)	8.906
Sous le 1eme	Q0+0.67 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)+Q9	13.705
Sous le RDC	Q0+0.65 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)+Q9+Q10	18.475
Sous l'entresol	Q0+0.6363 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)+Q9+Q10+Q11	23.317

Le calcul du poids propre des poteaux est donné dans le tableau II.15 suivant :

niveau	Section (cm ²)	Poids propre des poteaux G _{pot} (KN)
Sous-sol	50*50	$(0.50*0.50*2.20)*25 = 13.75$
Entresol	50*50	$(0.50*0.50*3.06)*25 = 19.125$
RDC	45*50	$(0.45*0.50*4.14)*25 = 23.287$
1 ^{er} étage	45*50	$(0.45*0.50*3.06)*25 = 17.212$
2 ^{eme} ; 3 ^{eme} étage	45*45	$(0.45*0.45*3.06)*25 = 15.491$
4 ^{eme} ; 5 ^{eme} étage	40*45	$(0.40*0.45*3.06)*25 = 13.770$
6 ^{eme} ; 7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	40*40	$(0.40*0.40*3.06)*25 = 12.24$

Tableau II.15 : Poids propre des poteaux.

II.4.1. Descente de charge pour le poteau(C4) :

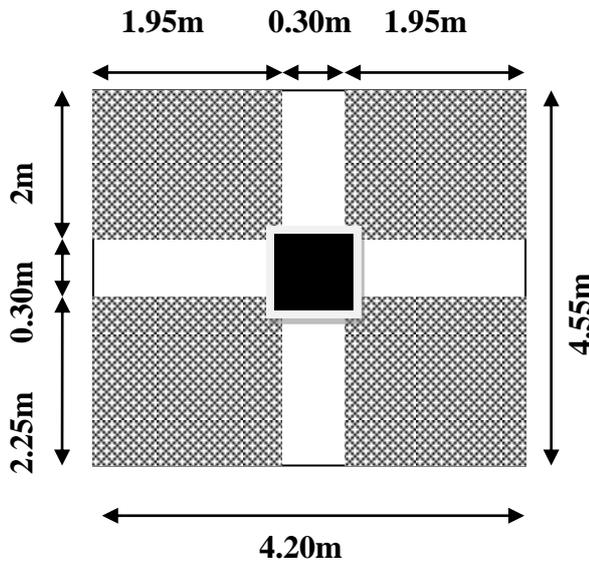


Figure II.16 : Surface qui revient au Poteau (C4).

▪ Exemple de calcul :

Surface afférente du plancher $S = (4.20 - 0.30) \times (4.55 - 0.30) = 16.575 \text{ m}^2$.

Surface totale : $S_t = 4.20 \times 4.55 = 19.11 \text{ m}^2$

G : Plancher terrasse inaccessible : $G = 6.60 \times 16.575 = 109.395 \text{ KN}$.

G : Plancher étage courant : $G = 5.21 \times 16.575 = 86.356 \text{ KN}$.

G : Poutres principales : $G = [0.30 \times 0.40 \times (4.55 - 0.40)] \times 25 = 12.45 \text{ KN}$.

G : poutre secondaire : $G = [0.30 \times 0.35 \times (4.20 - 0.40)] \times 25 = 9.975 \text{ KN}$.

Q : Terrasse inaccessible : $Q = 1 \times 19.11 = 19.11 \text{ KN}$.

Q : étage courant : $Q = 1.5 \times 19.11 = 28.665 \text{ KN}$.

Q : étage commercial $Q = 5 \times 19.11 = 95.55 \text{ KN}$.

Effort normale : $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$.

Effort normale majoré : $N'_u = 1.1 \times N_u$.

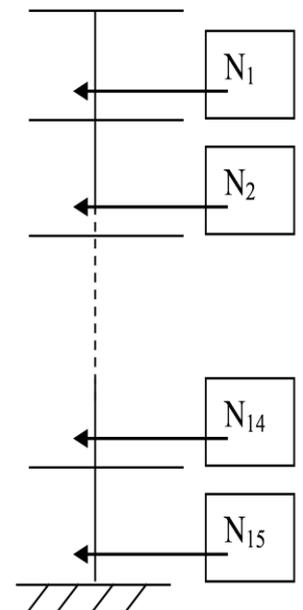


Figure II.17 : Schéma statique de la descente de charge.

Niveau	Elément	G(KN)	NG(KN)	NQ(KN)	Nu(KN)	N'u(KN)
Terrasse de la Trappe d'accès	acrotère	4	74.198	5.737	108.773	119.650
	Plancher	28.957				
	Poutre p	6.45				
	Poutre s	4.856				
	poteau	9.60				
	Mur ext	22.335				
Sous la Terrasse	Plancher	109.395	218.258	38.22	351.978	387.176
	Poutre P	12.45				
	Poutre S	9.975				
	Poteau	12.24				
Sous le 8eme	Plancher	86.356	339.279	64.496	554.770	610.247
	Poutre P	12.45				
	Poutre S	9.975				
	Poteau	12.24				
Sous le 7eme	Plancher	86.356	460.3	87.906	753.264	828.590
	Poutre P	12.45				
	Poutre S	9.975				
	Poteau	12.24				
Sous le 6eme	Plancher	86.356	582.72	108.449	949.345	1044.280
	Poutre P	12.45				
	Poutre s	9.844				
	Poteau	13.770				
Sous le 5eme	Plancher	86.356	705.14	126.126	1141.128	1255.241
	Poutre P	12.45				
	Poutre s	9.844				
	Poteau	13.770				

Sous le 4eme	Plancher	86.356	829.131	140.936	1330.731	1463.804
	Poutre P	12.3				
	Poutre S	9.844				
	Poteau	15.491				
Sous le 3eme	Plancher	86.356	953.122	155.555	1520.047	1672.052
	Poutre P	12.3				
	Poutre S	9.844				
	Poteau	15.491				
Sous le 2eme	Plancher	86.356	1078.702	170.193	1711.537	1882.691
	Poutre P	12.3				
	Poutre S	9.712				
	Poteau	17.212				
Sous le 1eme	Plancher	86.356	1210.357	261.902	2026.834	2229.518
	Poutre P	12.3				
	Poutre S	9.712				
	Poteau	23.287				
Sous le RDC	Plancher	86.356	1337.7	353.057	2335.480	2569.028
	Poutre P	12.15				
	Poutre S	9.712				
	Poteau	19.125				
Sous le L'entresol	Plancher	86.356	1459.668	445.587	2638.932	2902.825
	Poutre P	12.15				
	Poutre S	9.712				
	Poteau	13.75				

Tableau II.16 : Descente de charge poteau (C4).

II.4.2. Descente de charge pour le poteau(B4)

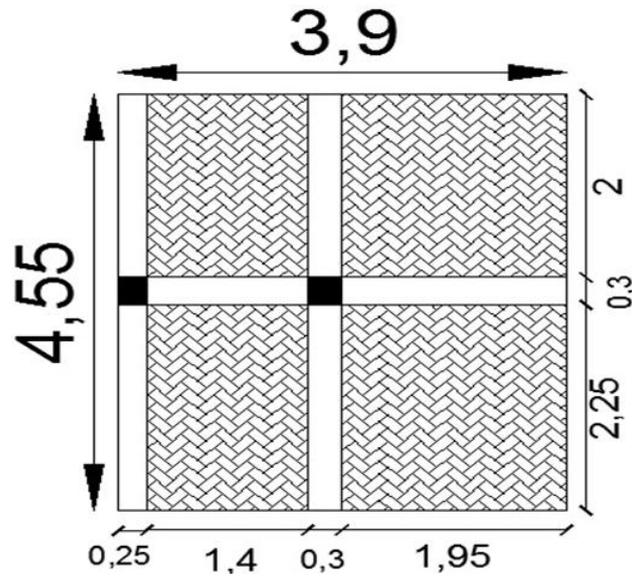


Figure II.18 : Surface qui revient au Poteau (B4).

Niveau	Élément	G(KN)	NG(KN)	NQ(KN)	Nu(KN)	N'u(KN)
Sous la Terrasse	Plancher	93.964	180.756	17.745	270.638	297.702
	acrotère	9.10				
	Mur ext	33.136				
	Poutre. P	12.45				
	Poutre S	9.187				
	Poutre ch	7.969				
	Pot(20*20)	2.710				
	Poteau	12.24				
Sous le 8eme	Plancher	74.175	332.623	44.362	515.584	567.142
	Mur ext	33.136				
	Poutre P	12.45				
	Poutre S	9.187				
	Poutre ch	7.969				
	Pot(20*20)	2.710				
	Poteau	12.24				

Sous le 7eme	Plancher	74.175	484.490	68.318	756.538	832.192
	Mur ext	33.136				
	Poutre P	12.45				
	Poutre S	9.187				
	Poutre ch	7.969				
	Pot(20*20)	2.710				
	Poteau	12.24				
Sous le 6eme	Plancher	74.175	637.756	89.612	995.389	1094.927
	Mur ext	33.136				
	Poutre P	12.45				
	Poutre s	9.056				
	Poutre ch	7.969				
	Pot(20*20)	2.710				
	Poteau	13.770				
Sous le 5eme	Plancher	74.175	791.022	108.244	1230.246	1353.270
	Mur ext	33.136				
	Poutre P	12.45				
	Poutre s	9.056				
	Poutre ch	7.969				
	Pot(20*25)	2.71				
	Poteau	13.770				
Sous le 4eme	Plancher	74.175	945.859	124.215	1463.232	1609.555
	Mur ext	33.136				
	Poutre P	12.30				
	Poutre S	9.056				
	Poutre ch	7.969				
	Pot(20*20)	2.71				
	Poteau	15.491				

Sous le 3eme	Plancher	74.175	1100.696	137.524	1692.226	1861.448
	Mur ext	33.136				
	Poutre P	12.30				
	Poutre S	9.056				
	Poutre ch	7.969				
	Pot(20*20)	2.71				
	Poteau	15.491				
Sous le 2eme	Plancher	74.175	1257.123	150.832	1923.364	2115.700
	Mur ext	33.136				
	Poutre P	12.30				
	Poutre S	8.925				
	Poutre ch	7.969				
	Pot(20*20)	2.71				
	Poteau	17.212				
Sous le 1eme	Plancher	74.175	1419.625	234.571	2268.350	2495.185
	Mur ext	33.136				
	Poutre P	12.30				
	Poutre S	8.925				
	Poutre ch	7.969				
	Pot(20*20)	2.71				
	Poteau	23.287				
Sous le RDC	Plancher	74.175	1591.872	320.031	2629.074	2891.981
	Mur ext	46.103				
	Poutre P	12.15				
	Poutre S	8.925				
	Poutre ch	7.969				
	Pot(20*20)	3.80				
	Poteau	19.125				

Sous le L'entresol	Plancher	74.175	1744.687	405.030	2962.872	3259.160
	Mur ext	33.136				
	Poutre P	12.15				
	Poutre S	8.925				
	Poutre ch	7.969				
	Pot(20*20)	2.71				
	Poteau	13.75				

Tableau II.17 : Descente de charge poteau (B4).

Remarque :

On remarque que l'effort le plus défavorable est donné par le poteau (D4).

Il faut vérifier les conditions suivant :

II.4.3. Vérification :

a) Critère de résistance :

On doit vérifier que la contrainte limite de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible.

Tel que :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N'_u}{B} \leq \sigma_{adm} \\ \sigma_{adm} = (0.85 \cdot f_{c28}) / 1.5 \\ \sigma_{adm} = 14.2 \text{ Mpa.} \end{array} \right\} \Rightarrow B \geq \frac{N'_u}{\sigma_{bc}}$$

La vérification de la contrainte limite de compression du béton est résumée dans le tableau II.18 suivant :

Niveau	N' _u (KN)	B (m ²)	σ _{bc} (MPa)	observation
8	297.702	0.16	1.861	Vérifiée
7	567.142	0.16	3.545	Vérifiée
6	832.192	0.16	5.201	Vérifiée

5	1094.927	0.18	6.083	Vérifiée
4	1353.270	0.18	7.518	Vérifiée
3	1609.555	0.202	7.968	Vérifiée
2	1861.448	0.202	9.215	Vérifiée
1	2115.700	0.225	9.403	Vérifiée
RDC	2495.185	0.225	11.090	Vérifiée
L'entresol	2891.981	0.25	11.167	Vérifiée
sous-sol	3259.160	0.25	13.037	Vérifiée

Tableau II.18 : Vérification de critère de résistance.

b) Critère de stabilité de forme :

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limites de déformation (flambement).

Selon le **CBA93 (article B.8.1.1)**, on doit majorer l'effort de compression de 10% pour les poteaux intermédiaire.

$$N'_u = 1.1 \times N_u = 1.1 * 2962.872$$

$$N'_u = 3259.160 \text{ KN.}$$

▪ **Vérification au flambement**

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N'_u \leq \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

B_r : section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement λ

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

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

D'où : $\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b}$ avec l_f : longueur de flambement

Avec : $l_f = 0.7 l_0$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ avec : a : largeur de la section nette

b : hauteur de la section nette.

A_s : section d'armature.

D'après le **BAEL 91** : $A_s = 1\% B_r$

Donc :

$$N_u \leq \alpha \times B_r \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)$$

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

$f_e = 400 \text{ MPa}$

$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$

On doit vérifier que : $B_r > B_{r\text{-calculée}}$

$$B_{r\text{-calculée}} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

Il faut vérifier que :

$B_r \geq B_{r\text{-calculée}}$

Pour le poteau de RDC :

$B_r = (0.5-0.02) \times (0.45-0.02) = 0.206 \text{ m}^2$

$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.14$

$L_f = 2.898 \text{ m.}$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b} = 3.46 \frac{2.898}{0.45} = 22.282 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{22.282}{35} \right)^2} = 0.786$$

$$B_{r\text{-calculée}} = \frac{2495.185}{0.786 * \left(\frac{25 * 10^3}{0.9 * 1.5} + \frac{400 * 10^3}{100 * 1.15} \right)} = 0.144 \text{ m}^2$$

$$B_r = 0.206 \text{ m}^2 > B_{r\text{-calculée}} = 0.155 \text{ m}^2$$

Donc pas de risque de flambement.

La vérification du critère de stabilité de forme résumée dans le tableau II.19 suivant :

niveau	λ	α	$N'_u(\text{KN})$	$B_r(\text{m}^2)$	$B_{r\text{-calculée}}(\text{m}^2)$	Observation
8	18.528	0.804	297.702	0.144	0.017	Vérifier
7	18.528	0.804	567.142	0.144	0.032	Vérifiée
6	18.528	0.804	832.192	0.144	0.047	Vérifiée
5	18.528	0.804	1094.927	0.163	0.069	Vérifiée
4	18.528	0.804	1353.270	0.163	0.062	Vérifiée
3	16.469	0.813	1609.555	0.184	0.09	Vérifiée
2	16.469	0.813	1861.448	0.184	0.104	Vérifiée
1	16.469	0.813	2115.700	0.206	0.118	Vérifiée
RDC	22.282	0.786	2495.185	0.206	0.144	Vérifiée
L'entre sol	14.822	0.820	2891.981	0.230	0.160	Vérifiée
sous-sol	10.656	0.834	3259.160	0.230	0.178	Vérifiée

Tableau II.19 : Vérification de critère de stabilité de forme.

c) Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en zone IIa les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots (1) \\ \min (b_1, h_1) \geq h_e/20 \dots\dots\dots (2) \\ 1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

La vérification des conditions du RPA 99/ version 2003 sont résumée dans le tableau (II.20.) suivant :

Poteaux	50*50	45*50	45*45	40*45	40*40
$\min (b1, h1) \geq 25\text{cm}$	50	45	45	40	40
$\min (b1, h1) \geq h_e/20$	14.1	19.5	14.1	14.1	14.1
$1/4 \leq b1/h1 \leq 4$	1	0.9	1	0.888	1
Observation	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier

Tableau II.20 : Vérification des conditions du RPA 99/version 2003.

On remarque que les dimensions adoptées vérifient toutes les conditions du R.P.A.

Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux est non structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour ces éléments les sections suivantes :

- Poutres principales $30 \times 40\text{cm}^2$
- Poutres secondaires $30 \times 35\text{ cm}^2$
- Poteaux 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage $40 \times 40\text{ cm}^2$
- Poteaux 4^{ème}, 5^{ème} étage $40 \times 45\text{ cm}^2$
- Poteaux 2^{ème} et 3^{ème} étage $45 \times 45\text{ cm}^2$
- Poteaux 1^{ER} et RDC $45 \times 50\text{ cm}^2$
- Poteaux de sous –sol et l’entresol $50 \times 50\text{ cm}^2$
- L’épaisseur des voiles ont été estimés à 20 cm pour le sous-sol + entre sol et le RDC.
- L’épaisseur des voiles ont été estimés à 15cm pour les étages courant.
- L’épaisseur des planchers à corps creux ont été à (16+4) cm.
- L’épaisseur des dalles pleines ont estimés été à 14cm.

CHAPITRE III

Étude des éléments secondaires

Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- les éléments porteurs principaux qui contribuent au contreventement
- les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi que les escaliers et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Les éléments non structuraux sont définis par le RPA99 comme des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement

III.1. Etude des planchers :**III.1.1. Etude des poutrelles :**

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

III.1.1.1. Méthode de calcul :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

A. Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL91) :**a.1. Domaine d'application (BAEL91 Art B.6.2.210) :**

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

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

a.2. Application de la méthode :• **Valeurs des moments :**- **Moments isostatiques :**

$$M_0 = (q \cdot l^2) / 8.$$

- **Moments en travées :****Travées de rives :**

$$\begin{aligned} * \quad M_t + (M_d + M_g) / 2 &\geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3 \alpha) M_0). \\ * \quad M_t &\geq (1.2+0.3\alpha) / M_0 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} * \quad M_t + (M_d + M_g) / 2 &\geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3 \alpha) M_0). \\ * \quad M_t &\geq (1.2+0.3\alpha) / M_0 \end{aligned}} \right\} \text{On prend le max}$$

Travées intermédiaires :

$$\begin{aligned} * \quad M_t + (M_d + M_g) / 2 &\geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3 \alpha) M_0). \\ * \quad M_t &\geq (1+0.3 \alpha) M_0 / 2. \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} * \quad M_t + (M_d + M_g) / 2 &\geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3 \alpha) M_0). \\ * \quad M_t &\geq (1+0.3 \alpha) M_0 / 2. \end{aligned}} \right\} \text{On prend le max}$$

- **Moments réel aux appuis :**

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

- $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et $\alpha = Q / (G+Q)$ le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

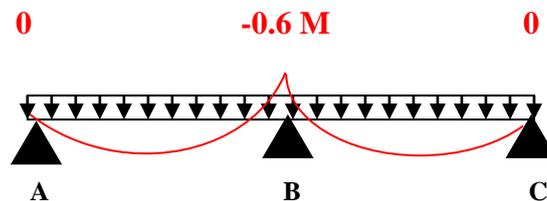


Figure III.1 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.

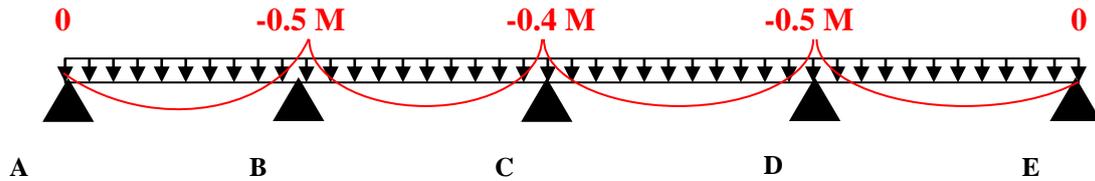


Figure III.2 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travées.

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

$$M_a = -0.15M_0. \text{ Tel que } M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n).$$

- **Evaluation de l'effort tranchant :**

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

- * 15% si c'est une poutre à deux travées.
- * 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

$$\begin{cases} V_a = \pm V_0 = \pm (qu \cdot L) / 2 \\ V_a = \pm 1.15 V_0 = \pm 1.15 (qu \cdot L) / 2 \\ V_a = \pm 1.1 V_0 = \pm 1.1 (qu \cdot L) / 2 \end{cases}$$

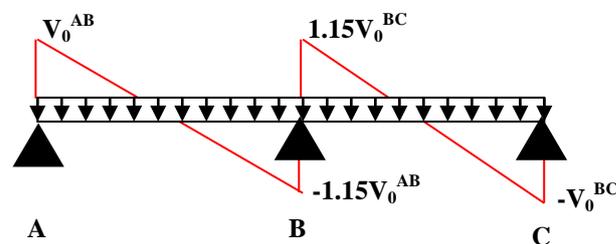


Figure III.3 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

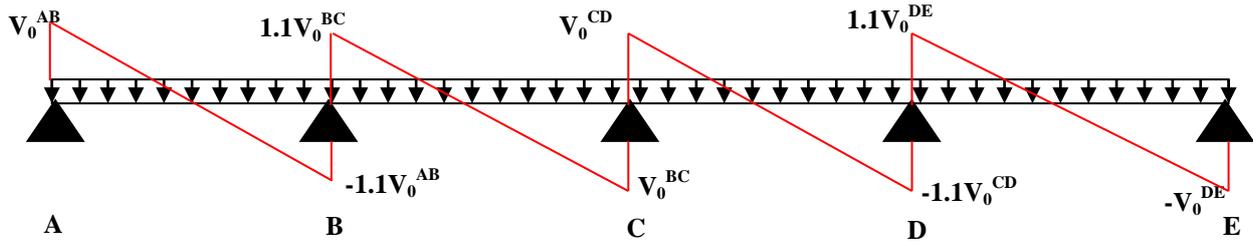


Figure III.4 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.

B. Méthode de Caquot :

b.1. Domaine d'application :

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

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

b.2. Application de la méthode :

- Moment en travée :

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

$$x_0 = l / 2 - ((M_g - M_d) / l).$$

- En appuis :

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \quad \text{BAEL (Art. L.III. 3)}$$

* l_g' et l_d' : Longueur fictive.

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

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

- **L'effort tranchant :**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \quad \text{BAEL (Art. L.III. 3)}$$

- Si la 2eme ou 3eme ou bien 4eme n'est pas vérifier dans ce cas on applique la méthode de Caquot mineure avec $(2/3 * G)$ juste pour calculer les moments aux appuis on prend la totalité de G pour les moments en travées.

III.1.1.2. Les différents types des poutrelles :

Types	Schéma statique
Poutrelles du plancher terrasse inaccessible	
Type 01	
Type 02	
Type 03	

Poutrelles du plancher courante	
Type 01	
Type 02	
Type 03	
Poutrelles du plancher commercial	
Type 01	
Type 02	
Type 03	
Type 04	

Tableau III.1 : Les différents types des poutrelles.

III.1.1.3. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

- ❖ À l'ELU : $P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $q_u = 0.65 \times P_u$.
- ❖ À l'ELS : $P_u = 0.65 \times P_s$.

Désignation	G	q	ELU		ELS	
			pu	qu	ps	qs
	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/ml)	(KN/m ²)	(KN/ml)
Terrasse inaccessible 1+trappe d'accès	6.60	1.00	10.41	6.766	7.60	4.94
Etages d'habitation	5.21	1.50	9.283	6.034	6.71	4.361
Etages commerciaux	5.21	5.00	14.533	9.447	10.21	6.636

Tableau III.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

III.1.1.4. Calcule les sollicitations des poutrelles :

➤ **Exemple de calcul :**

Pour notre calcul on exposera un exemple de calcul soit le type **01** de l'étage commercial, et les autres sont illustrées dans les tableaux.

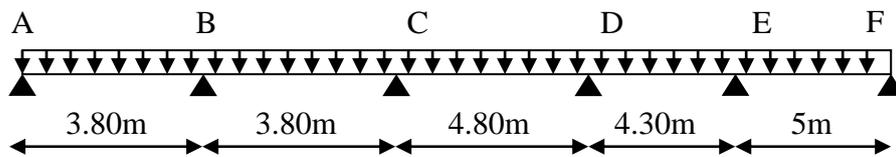


Figure III.5 : schéma statique de poutrelle étage commercial type 01.

- ❖ **Plancher étage commercial : $G = 5,21\text{KN/m}^2$; $Q = 5\text{KN/m}^2$.**
- $Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2) \Leftrightarrow Q \leq \min (10.42 ; 5) \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée.
- $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25 \Leftrightarrow \frac{3.80}{3.80} = 1 ; \frac{3.80}{4.80} = 0.8 ; \frac{4.80}{4.30} = 1.11 ; \frac{4.30}{5} = 0.86 \dots\dots$ Vérifiée.
- La charge uniformément répartie de manière identique sur toutes les longueurs des poutres (l'inertie constante) donc la 2ème condition est..... vérifiée.

- Les poutrelles sont à l'intérieure du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible d'où la 4ème condition estVérifiée.

Toutes les conditions d'utilisation de la méthode forfaitaire sont satisfaites.

- **Moments isostatiques :**

- **À l'ELU :**

$$\text{Travée A-B : } M_U^{AB} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9.447 \times (3.80)^2}{8} = 17.052 \text{KN. m.}$$

$$\text{Travée B-C : } M_U^{BC} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9.447 \times (3.80)^2}{8} = 17.052 \text{KN. m.}$$

$$\text{Travée C-D : } M_U^{CD} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9.447 \times (4.80)^2}{8} = 27.207 \text{KN. m.}$$

$$\text{Travée D-E : } M_U^{DE} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9.447 \times (4.30)^2}{8} = 21.834 \text{KN. m.}$$

$$\text{Travée E-F : } M_U^{EF} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9.447 \times (5)^2}{8} = 29.523 \text{KN. m.}$$

- **À l'ELS :**

$$\text{Travée A-B : } M_S^{AB} = 11.978 \text{KN. m.}$$

$$\text{Travée A-B : } M_S^{BC} = 11.978 \text{KN. m.}$$

$$\text{Travée A-B : } M_S^{CD} = 19.112 \text{KN. m.}$$

$$\text{Travée A-B : } M_S^{DE} = 15.337 \text{KN. m.}$$

$$\text{Travée A-B : } M_S^{EF} = 20.737 \text{KN. m.}$$

- **Moments sur les appuis :**

- **Appuis de rive :**

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $(0.15 \times M_0)$.

- **ELU** : $M_A = M_F = -0.15 \times M_{0u} = -0.15 \times 29.523 = -4.428 \text{ KN. m.}$
- **ELS**: $M_A = M_F = -0.15 \times M_{0s} = -0.15 \times 20.737 = -3.110 \text{ KN. m.}$

- **Appuis intermédiaires :**

- **À l'ELU :**

$$M_B = -0.5 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 17.02 = -8.526 \text{ KN. m.}$$

$$M_C = -0.4 \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 \times 27.207 = -10.883 \text{ KN. m.}$$

$$M_E = -0.5 \max(M_0^{DE}, M_0^{EF}) = -0.5 \times 29.523 = -14.761 \text{ KN. m.}$$

- **À l'ELS :**

$$M_B = -0.5 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 11.978 = -5.989 \text{ KN. m.}$$

$$M_C = -0.4 \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 \times 19.112 = -7.644 \text{ KN. m.}$$

$$M_E = -0.5 \max(M_0^{DE}, M_0^{EF}) = -0.5 \times 20.737 = -10.368 \text{ KN. m.}$$

- **Moments en travées :**

Calcul de α :
$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

	G	Q	α	$1+0.3\alpha$	$1.2+0.3\alpha$
Terrasse inaccessible	6.60	1	0.131	1.039	1.239
Plancher courant	5.21	1.5	0.223	1.067	1.267
Plancher commercial	5.21	5	0.489	1.147	1.347

Tableau III.3 : Calcul de la valeur de α pour chaque plancher.

- À l'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée A-B : } \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,147 \times 17,052 - 0,25 \times 17,052 = 15,296 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,6735 \times 17,052 = 11,484 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée B-C : } \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0,897 \times 17,052 - 0,2 \times 27,207 = 9,854 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,6735 \times 17,052 = 11,484 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée C-D : } \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0,747 \times 27,207 = 20,324 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,6735 \times 27,207 = 18,323 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée D-E : } \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,147 \times 21,834 - 0,2 \times 27,207 - 0,25 \times 29,523 = 12,221 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,6735 \times 21,834 = 14,692 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée E-F : } \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,147 \times 29,523 - \frac{14,761}{2} = 26,482 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,347}{2} \times 29,523 = 19,884 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,147 \times 11,978 - 0,25 \times 11,978 = 10,744 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,6735 \times 11,978 = 8,067 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée B-C : } \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0,897 \times 11,978 - 0,2 \times 19,112 = 6,922 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,6735 \times 11,978 = 8,067 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée C-D : } \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0,747 \times 19,112 = 14,277 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,6735 \times 19,112 = 12,872 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée D-E : } \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,147 \times 15,337 - 0,2 \times 19,112 - 0,25 \times 20,737 = 8,585 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,5735 \times 15,737 = 9,025 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée E-F : } \begin{cases} M_t \geq 1.147 \times 20.737 - \frac{10.186}{2} = 18.692 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.347}{2} \times 20.737 = 13.966 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Les efforts tranchants :**

- **À L'ELU :**

$$\text{Travée A-B : } \begin{cases} V_A = \frac{9.447 \times 3.80}{2} = 17.949 \text{ KN} \\ V_B = -1.10 \times V_A = -19.744 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C : } \begin{cases} V_B = 1.10 \times \frac{9.447 \times 3.80}{2} = 19.744 \text{ KN} \\ V_C = -17.949 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée C-D : } \begin{cases} V_C = \frac{9.447 \times 4.8}{2} = 22.672 \text{ KN} \\ V_D = -22.672 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée D-E : } \begin{cases} V_E = 1.1 \times \frac{9.447 \times 4.3}{2} = 22.342 \text{ KN} \\ V_D = -20.310 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée E-F : } \begin{cases} V_E = 1.1 \times \frac{9.447 \times 5}{2} = 25.979 \text{ KN} \\ V_F = \frac{-9.447 \times 5}{2} = -23.617 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats des sollicitations sont présentés sur les trois tableaux suivants :

COMMERCE							
Types de poutrelle	L'ELU			L'ELS			Effort tranchant (KN)
	Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.riv (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.riv (KN.m)	
1	26.48	-14.76	-4.43	18.6	-10.37	-3.11	25.98
2	18.96	-13.61	-3.27	13.32	-9.56	-2.30	24.94
3	25.00	-17.71	-4.43	17.57	-12.44	-3.11	27.16
4	28.06	-3.12	-3.12	19.71	-2.19	-2.19	19.84

Tableaux III.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

Étage courant							
Types de poutrelle	L'ELU			L'ELS			Effort tranchant (KN)
	Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.riv (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.riv (KN.m)	
1	14.20	-8.69	-2.61	10.26	-6.28	-1.88	15.93
2	13.33	-10.43	-2.61	9.63	-7.54	-1.88	16.65
3	17.68	-2.09	-2.09	12.77	-1.51	-1.51	12.97

Tableaux III.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

Plancher terrasse inaccessible							
Types de poutrelle	L'ELU			L'ELS			Effort tranchant (KN)
	Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.riv (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.int (KN.m)	
1	15.59	-9.75	-2.92	11.38	-7.12	-2.13	17.86
2	19.39	-2.35	-2.35	14.16	-1.71	-1.71	14.55
3	24.16	-2.92	-2.92	17.64	-2.13	-2.13	16.24

Tableaux III.6 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

III.1.1.5. Les Sollicitation les plus défavorables :

poutrelles	ELU	ELS
Plancher étage commerce (16+4) cm	$M_t^{\max} = 28.06 \text{ KN.m}$ $V_u^{\max} = 27.16 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -4.43 \text{ KN.m}$ $M_a^{\text{inter}} = -17.71 \text{ KN.m}$	$M_t^{\max} = 19.71 \text{ KN.m}$ $M_a^{\text{rive}} = -3.11 \text{ KN.m}$ $M_a^{\text{inter}} = -12.44 \text{ KN.m}$
Plancher d'étage courant (16+4) cm	$M_t^{\max} = 17.68 \text{ KN.m}$ $V_u^{\max} = 16.65 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -2.61 \text{ KN.m}$ $M_a^{\text{inter}} = -10.43 \text{ KN.m}$	$M_t^{\max} = 12.77 \text{ KN.m}$ $M_a^{\text{rive}} = -1.88 \text{ KN.m}$ $M_a^{\text{inter}} = -7.54 \text{ KN.m}$
Plancher terrasse inaccessible	$M_t^{\max} = 24.16 \text{ KN.m}$ $V_u^{\max} = 18.68 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -2.92 \text{ KN.m}$ $M_a^{\text{inter}} = -11.69 \text{ KN.m}$	$M_t^{\max} = 17.64 \text{ KN.m}$ $M_a^{\text{rive}} = -2.13 \text{ KN.m}$ $M_a^{\text{inter}} = -8.54 \text{ KN.m}$

Tableau III.7: Les sollicitations les plus défavorables.

III.1.1.6. Ferrailage des poutrelles :

- Exemple de calcul plancher étage commerce :

- Calcul à L'ELU :

- Sollicitations maximales :

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

- * Calcul de la section d'armature longitudinale :

- Ferrailage en travée :

Calcul du moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :

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

$$M_{tu} = 59 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} = 28.06 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{Tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$ La table décompression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{\max}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{28.06 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.094 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a : } \alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_l} = \frac{3,5\%}{3,5\% + 1,73\%} \Rightarrow \alpha_l = 0,669$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,8 \times 0,669 \times (1 - 0,4 \times 0,669) = 0,392$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Calcul de A : } A = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} \quad ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \text{ et } z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.094}) = 0.124$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.124) = 0.171 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{28.06 \times 10^{-3}}{348 \times 0.171} = 4.71 \times 10^{-4} m^2 \Rightarrow A_t = 4.71 cm^2.$$

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

$$A_{min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_c \leq A_{calculer}. \quad (\text{ArtA.4.2.1}).$$

$$A_{min} = (0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1) / 400 = 1.41 cm^2$$

$$A_t = 4.71 cm^2 > A_{min} = 1.41 cm^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 2HA14+1HA16 avec $A_t = 5.09 cm^2$.

- **Ferraillage En appui :**

* **Appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 \times h$.

$$M_a^{int} = 17.71 \times 10^{-3} MN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{int}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{17.71 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.385 > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\text{On a: } \mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.392$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A_a :

$$A_a = \frac{M_a^{int}}{f_{st} \times z} \quad \text{Avec: } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \text{ et } z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.385}) = 0.650$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.650) = 0.133m$$

$$\xi_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) \Rightarrow \xi_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - 0.650}{0.650} \right) = 1.88\% > \xi_l = 1.73\% \Rightarrow$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 Mpa$$

$$A_a = \frac{17.71 \times 10^{-3}}{348 \times 0.133} = 3.82 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_a$$

On choisit $A_a = 2\text{HA}16 = 4.02 \text{ cm}^2$

* **appui de rive :**

$$M_a^{\text{rive}} = 4.43 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.43 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.096 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

On a: $\mu_l = 0.392$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A_a :

$$A_a = \frac{M_a^{\text{rev}}}{f_{st} \times z}$$

$$\text{Avec: } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad \text{et} \quad z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.096}) = 0.127$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.127) = 0.171 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a^{\text{rive}}}{z \times f_{st}} = \frac{4.43 \times 10^{-3}}{0.171 \times 348} = 0.744 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

On choisit: $A = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

Pour les autres types de planchers le calcul se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau(III.8) suivant :

	Élément	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{Cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{Adopte} (cm ²)
plancher Terrasse inaccessible	Travée	24.16	0.081	0.106	0.172	4.03	1.41	1HA12+ 2AH14 = 4.21
	Appui Intermédiaire	11.69	0.255	0.374	0.153	2.19	0.22	2HA12 = 2.26
	Appui de rive	2.92	0.064	0.082	0.174	0.48	0.22	1HA8 = 0.50
Etage courant	Travée	17.68	0.059	0.076	0.174	2.91	1.41	2HA12+ 1HA10 = 3.05
	Appui Intermédiaire	10.43	0.227	0.327	0.156	1.91	0.22	1HA10+ 1HA12 = 1.92
	Appui de rive	2.61	0.057	0.073	0.175	0.43	0.22	1HA8 = 0.50
Etage commerce	Travée	28.06	0.094	0.124	0.171	4.71	1.41	2HA14+ 1HA16 = 5.09
	Appui Intermédiaire	17.71	0.386	0.653	0.133	3.82	0.22	2HA16 = 4.02
	Appui de rive	4.43	0.096	0.127	0.171	0.74	0.22	1HA10 = 0.79

Tableau III.8 : Calcul des armatures principales.

- Vérification l'ELU :

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V_u = 27.16 \text{ KN}$$

la fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{27.16 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.51 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

- Choix des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{1 \min}; h/35; b_0/10)$$

BAEL91 (Article H.III.3)

$$\Phi_t \leq \min (10; 240/35 ; 100/10) = 6.86 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \Phi_t = 8 \text{ mm.}$$

$$\text{On choisit un étrier } \Phi 8 \Rightarrow A_t = 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2.$$

➤ **L'espacement :**

$$- \quad St \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St_1 \leq 16.2\text{cm.}$$

$$- \quad St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$K = 1$ flexion simple FPN, pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ Flexion simple, armatures

$$\bullet \quad S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 1.01 \frac{0.8 \times 400}{10(1.51 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$\Rightarrow St_2 = 36.73\text{cm}$$

$$\bullet \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 400}{0.4 \times 10}$$

$$\Rightarrow St_3 = 101\text{cm}$$

$$St \leq \min [St_1; St_2; St_3] \Rightarrow St \leq 16.2\text{cm}$$

On prend: $St = 15\text{cm}$.

➤ **Vérification vis à vis l'effort tranchant :**

- **Vérification de la bielle :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$.

Avec $a \leq 0,9 \cdot d = 0,162\text{m}$; soit : $a = 0,16\text{m}$

$$V_u = 27.16\text{KN} \leq 0,267 \times 0,16 \times 0,1 \times 25 = 106,8\text{KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

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

- **Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \left[\left(27.16 - \frac{17.71}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10^{-3} \right] \times 10^4 = -2.36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Appui de rive :**

Au niveau de l'appui de rive on a $M_u = 0$.

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 27.16 \times 10^{-3} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0.78 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

▪ **Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure :**

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{27.16 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65-0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.77 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.77 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'adhérence :**

On doit vérifier que : $\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$ tel que $\bar{\tau}_{su}$: contrainte limite d'adhérence

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

$$V_u = \text{Max} (V_i) = 27.16 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = \pi \times (\Phi 10 + \times \Phi 14 + 2\Phi 16) = 175.84 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{27,16}{0.9 \times 0,18 \times 175.84} = 0,95 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} \text{ tel que } \Psi = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 2.25 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_{su} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Pour les autres types de planchers les vérifications se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau(III.9) suivant :

Type	Cisaillement	Armature transversale	espacement	Jonction table nervure	Armatures longitudinales Aux appuis	
					Appui intermédiaire	Appui de rive
Vérification	$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}$ $\bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}$	$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi ; \frac{b_0}{10} \right)$	$St \leq \min (0.9d, 40\text{cm})$	$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0}$ $\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa}$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u$
plancher Terrasse	$\tau_u = 1.04 \text{ Mpa}$ vérifiée	étrier Φ_8 avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}$	$St = 15 \text{ cm}$	$\tau_u = 1.22 \text{ Mpa}$ vérifiée	$A_l \geq -1.54$ vérifiée	$A_l \geq 0.54$ vérifiée
Etage courant	$\tau_u = 0.92 \text{ Mpa}$ vérifiée	étrier Φ_8 avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}$	$St = 15 \text{ cm}$	$\tau_u = 1.09 \text{ Mpa}$ vérifiée	$A_l \geq -1.37 \text{ cm}^2$ vérifiée	$A_l \geq 0.48$ vérifiée
Etage commerce	$\tau_u = 1.51 \text{ Mpa}$ vérifiée	étrier Φ_8 avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}$	$St = 15 \text{ cm}$	$\tau_u = 1.77 \text{ Mpa}$ vérifiée	$A_l \geq -2.36 \text{ cm}^2$ vérifiée	$A_l \geq 0.78$ vérifiée

Tableau III.9 : Vérification de Cisaillement et l'effort tranchant à l'E.L.U.

▪ **Vérification à l'ELS :**

Les vérifications à faire sont :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.

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

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire

- **Etat limite de compression du béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (CBA Art A.5.3.3)

- **En travée :**

$$M_t^{\max} = 19.71 \text{ KN.m} \quad A_s = 5.09 \text{ cm}^2$$

- Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91.L.III.3}$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 5.09 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = -5.49 \times 10^{-4}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en T)

- Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad] = 0$$

$$5y^2 + 296.35y - 1814.3 = 0 \Rightarrow y = 5.59 \text{ cm}$$

- Calcul le moment d'inertie I

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

$$\Rightarrow I = 15469.49 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{19.71 \times 10^{-3}}{15469.49 \times 10^{-8}} \times 0.0559 \Rightarrow \sigma_{bc} = 7.12 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ vérifié

- **En appuis intermédiaires :**

$$M_{ser} = -12.44 \text{ KN.m} \qquad A_s = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$y = 5 \text{ cm} \ ; \quad I = 12880.70 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{12.44 \times 10^{-3}}{12880.70 \times 10^{-8}} \times 0.05 = 4.83 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifié.}$$

Pour les autres types de planchers les vérifications se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont présentés sur le tableau(III.10) suivant :

	Elément	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	$I \times 10^{-8}$ (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Plancher Terrasse inaccessible	Travée	17.64	5.11	13358.48	6.75	15	vérifié
	Appui	8.54	3.84	8023.97	4.09	15	Vérifié
Etage courant	Travée	12.77	4.39	10306.38	5.44	15	Vérifié
	Appui	7.54	3.57	6982.69	3.85	15	Vérifié

Tableau III.10 : Vérification des contraintes à l'E.L.S.

▪ **Etat limite de déformation :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

- **Evaluation de la flèche :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \qquad \text{BAEL91 (Art L.VI.2)}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{500} = 0.040 < \frac{1}{16} = 0.0625$ la condition n'est pas vérifiée donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

La flèche admissible pour une poutre inférieure au égal à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{500}{500} = 1cm$$

- * f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons).
- * f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- * f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0,65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$$q_{jser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 2,85 = 1,852 KN / m.$$

$q_{gser} = 0,65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{gser} = 0,65 \times 5,21 = 3,386 KN / m.$$

$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q) = 0,65 \times (5,21 + 5) = 6,636 KN / m$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = \frac{1,852 \times 5^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 5,787 KN.m$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = \frac{3,386 \times 5^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 10,581 KN.m$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = \frac{6,636 \times 5^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 20,737 KN.m$$

Propriété de la section

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - c\right)^2 \Rightarrow I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 5.09 \times \left(\frac{20}{2} - 2\right)^2 = 48219.733 \text{ cm}^4$$

$I_0 = 48219.733 \text{ cm}^4$ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm^4)).

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{5.09}{10 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.0283$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{10}{65}\right) \times 0.0283} = 1.507 \quad \text{..... Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.4 \times 1.507 = 0.603 \quad \text{..... Déformation différée.}$$

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_i = 32164.20 \text{ MPa.}$$

$E_v = 1/3 \times E_i$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 10721.40 \text{ MPa.}$$

Contraintes

$$y = 5.59 \text{ cm} ; I = 15469.49 \text{ cm}^4 ; I_0 = 48219.733 \text{ cm}^4 ; A_s = 5.09 \text{ cm}^2.$$

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{10.581 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0559)}{15469.49 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 127.32 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{20.737 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0559)}{15469.49 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 249.54 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{5.787 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0559)}{15469.49 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 69.64 \text{ Mpa}$$

Inerties fictives (If)

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \quad ; \quad I_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \quad ; \quad I_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \quad ; \quad I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \quad ; \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \quad ; \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0283 \times 69.64 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.632$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0283 \times 127.32 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.777$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0283 \times 249.54 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.879$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times 48219.733}{1 + (1.507 \times 0.632)} \Rightarrow I_{ij} = 27167.10 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times 48219.733}{1 + (1.507 \times 0.777)} \Rightarrow I_{ig} = 24432.61 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times 48219.733}{1 + (1.507 \times 0.879)} \Rightarrow I_{ip} = 22817.04 \text{ cm}^4$$

$$I_{gv} = \frac{1.1 \times 48219.733}{1 + (0.603 \times 0.777)} \Rightarrow I_{gv} = 36118.89 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ij}} \quad ; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ig}} \quad ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ip}} \quad ; \quad f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{gv}}$$

$$f_{ji} = \frac{5.787 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32164.2 \times 27167.10 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.00165 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{10.581 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32164.2 \times 24432.61 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.00336 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{20.737 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32164.2 \times 22817.04 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.00706m$$

$$f_{gv} = \frac{10.581 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 10721.4 \times 36118.89 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gv} = 0.00683m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.00683 - 0.00165 + 0.00706 - 0.00336 \Rightarrow \Delta f_t = 0.00888m$$

$$\Delta f = 8.88mm < f_{adm} = 10mm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Pour les autres types de planchers les vérifications se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau(III.11) suivant :

Planchers	Plancher d'étage courant	Plancher terrasse
q_{jser} (KN/m)	1.852	1.852
q_{gser} (KN/m)	3.386	4.29
q_{pser} (KN/m)	4.361	4.94
M_{jser} (KN.m)	5.335	5.335
M_{gser} (KN.m)	9.753	12.355
M_{pser} (KN.m)	12.561	14.227
I_0 (Cm ⁴)	46261.33	47374.93
ρ	0,0169	0.0234
λ_v	1.0069	0.729
λ_i	2.517	1.824
f_{ji} (mm)	1.89	1.545
f_{gi} (mm)	3.994	4.19
f_{pi} (mm)	5.357	4.91
f_{gv} (mm)	7.264	8.089
Δf (mm)	6.735	7.262
f_{adm} (mm)	9.6	9.6
$\Delta f \leq f_{adm}$	Vérifié	Vérifié

Tableau III.11: Vérification des états limites de déformation.

▪ Schéma de ferrailage des poutrelles :

Niveau	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
plancher Terrasse	<p>1HA10 $\phi 8etS_i = 15cm$ 1HA12+2HA14</p>	<p>2HA12 $\phi 8etS_i = 15cm$ 1HA12+2HA14</p>	<p>1HA8 $\phi 8etS_i = 15cm$ 1HA12+2HA14</p>
Etage courant	<p>1HA10 $\phi 8etS_i = 15cm$ 2HA12+HA10</p>	<p>1HA10+1HA12 $\phi 8etS_i = 15cm$ 2HA12+HA10</p>	<p>1HA8 $\phi 8etS_i = 15cm$ 2HA12+HA10</p>
Etage Commerce	<p>1HA12 $\phi 8etS_i = 15cm$ 1HA16+2HA14</p>	<p>2HA16 $\phi 8etS_i = 15cm$ 1HA16+2HA14</p>	<p>1HA10 $\phi 8etS_i = 15cm$ 1HA16+2HA14</p>

Tableau III.12 : Schéma de ferrailage des poutrelles.

III.1.2. Ferrailage de la dalle de compression :

Selon le **BAEL 91 (B.6.8, 423)** la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

On utilise un treillis soude de nuance $f_e = 235\text{MPa}$.

▪ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$\text{si } 50 \leq L_0 \leq 80 \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times L_0}{f_e}$$

$$\text{si } L_0 < 50 \Rightarrow A_{\perp} = \frac{200}{f_e}$$

On a : $L_0 = 0.65\text{m} \Rightarrow 50 \leq L_0 = 0.65 \leq 80$ vérifier.

$$\Leftrightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.11\text{cm}^2 / \text{m} \quad \text{CBA93 ART (B.6.8.4.2.3)}$$

$$A_{\perp} = 1.11\text{cm}^2 / \text{m}$$

▪ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.705\text{cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : 5HA6 / ml = 1.41cm²/ml Armatures perpendiculaires aux poutrelles

Avec : $St = 20\text{cm} \leq 20\text{cm}$Vérifiée.

4HA6 = 0.85cm²/ml parallèles aux poutrelles $\rightarrow St=25\text{cm} < 30\text{cm}$.

▪ Schéma de ferrailage de dalle de compression :

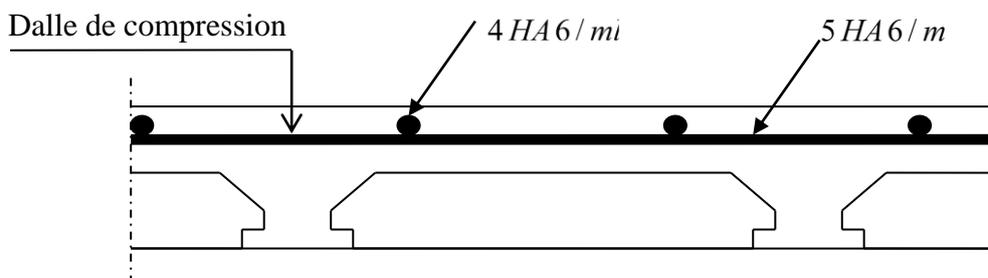


Figure. III.6 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.1.3. Etude des dalles pleines :

III.1.3.1. calcul des dalles sur quatre appuis :

- la dalle D_1 (balcon) :

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}.$$

Si : $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

$$L_x = 1.30 \text{ m}$$

$$L_y = 4.70 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{1.30}{4.70} = 0.276 < 0.4$$

La dalle travaille selon un seul sens « L_x »

Avec : $e = 14 \text{ cm}$.

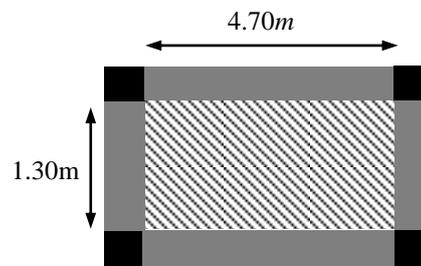


Figure III.7 : Dalle sur 4 appuis.

- Evaluation des charges :

$$G = 5.02 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU : } q_u = (1.35G + 1.5Q) \cdot 1 \text{ ml}$$

$$\Rightarrow q_u = 12.03 \text{ KN/m}.$$

- Calcul a L'ELU :

Après calcul RDM on obtient :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} \Rightarrow M_u = 2.54 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} \Rightarrow V_u = 7.82 \text{ KN}$$

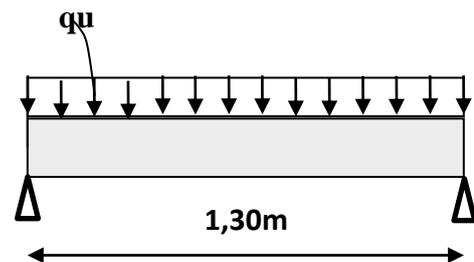


Figure III.8 : schéma statique du balcon sur 4 appuis.

❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage est calculé à la flexion simple pour une bande de 1ml ($b = 1\text{m}$).

$$M_u = 2.54\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d \times f_{bu}} = 0.0179 < 186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.0193 \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Les armatures comprimées sont pas nécessaires.}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0226$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_u}{d_x \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times f_{st}} = 0.74\text{cm}^2$$

➤ **Vérification a l'ELU:**- **Condition de non fragilité « A_{min} » :**

$$\text{On a : } e > 12 \text{ cm et } \rho < 0.4$$

$$\Rightarrow A_{min} = 0.0008 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^x = 1.52 \text{ cm}^2 > A_s = 0.74\text{cm}^2 \Rightarrow \text{On ferraillie avec } A_{min}$$

$$A_s = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Le tableau (III.13) suivant illustre les résultats de la flexion simple et les sections d'armatures choisies :

μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	A_{opt} (cm^2/ml)	A_r (cm^2/ml)	S_t (cm)
0.0179	0.0226	0.099	0.74	1.52	4HA8=2.01	4HA8=2.01	25

Tableau III.13 : Résultats du calcul à la flexion simple et ferraillage de la dalle.

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = \min(2 \times 14, 33\text{cm}) = 28\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

▪ **Les armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_r = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Vérification de l'espacement :**

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = \min(2 \times 14, 33\text{cm}) = 28\text{cm} \dots \dots \dots \text{verifier.}$$

▪ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{\max} = 7.82\text{KN}$$

$$\tau^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \tau^{\text{adm}} = 0.05 f_{c28}$$

$$\tau^{\max} = 0.0781\text{MPa} \leq \tau^{\text{adm}} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

▪ **Vérification des A_l vis-à-vis de l'effort tranchant :**

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

Et on a : $A_l = 2.01\text{cm}^2$ et $V_{\max} = 7.82\text{KN}$

$$\Rightarrow 2.01 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 7.82}{400} \times 10^{-3} = 0.248\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

➤ **Calcul a L'ELS :**

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml}$$

$$q_s = 8.52 \text{ KN.m}$$

Après calcul RDM on obtient :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} \Rightarrow M_s = 1.80\text{KN.m.}$$

▪ **Vérification des contraintes**

Le balcon se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st}).

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \\ \sigma_s = 15 \sigma_b \times \frac{d-y}{y} < \bar{\sigma} = 201.63 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

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

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

$$A_s' = 0$$

Les résultats de calcul son résumé dans le tableau (III.14) suivant :

	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)
Travées	2.17	2189.07	1.78	15	96.34	201.63
			vérifier		vérifier	

Tableau III.14 : Résultats de calcul des contraintes de béton et d'acier.

▪ **Etat limite de déformation :**

• **Vérification de la flèche :**

- La vérification de la flèche ce fait de la même méthode que les poutrelles.
- La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

BAEL 91(Article B-6)

Toutes les conditions de BAEL91 sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Schéma de ferrailage

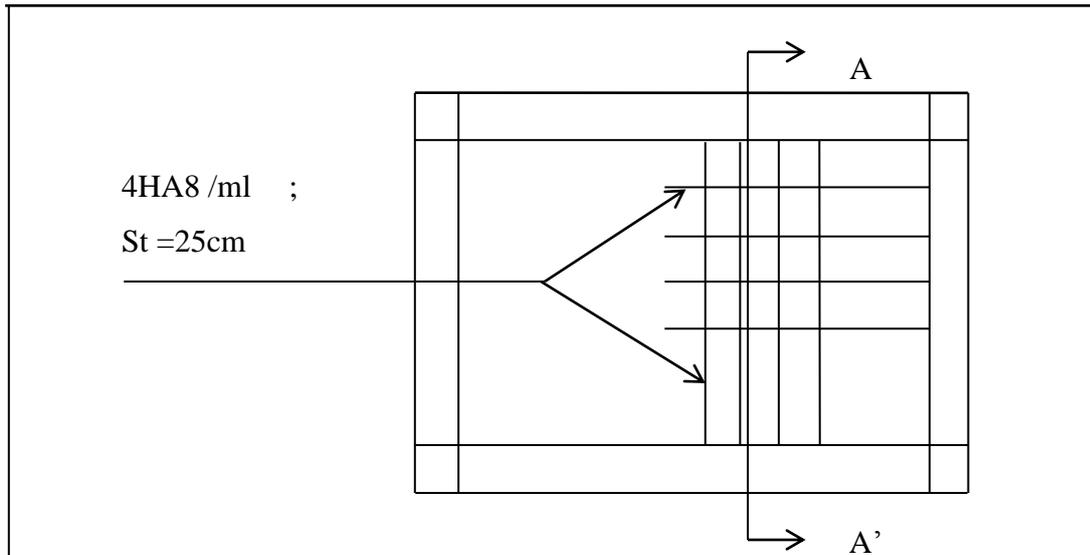
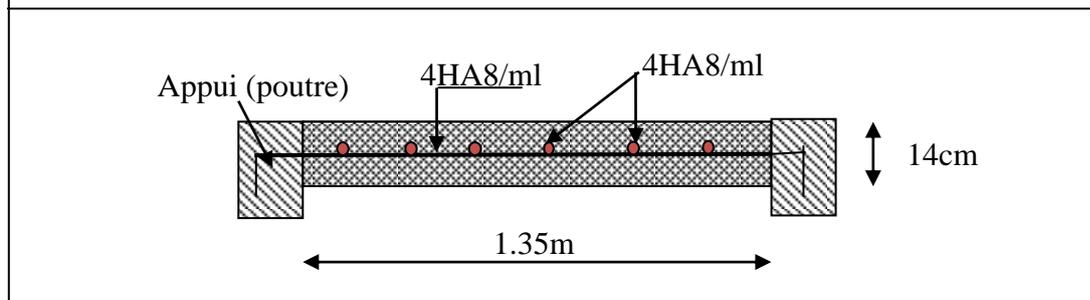


Figure III.9 : Schéma de ferrailage en travée.



Coupe A-A'

Figure III.10 : Schéma de ferrailage de dalle D₁ (balcon).

III.1.3.2. Calcul des dalles sur trois appuis :

- La dalle D₂ (balcon) :

$L_x = 1.50 \text{ m} \quad L_y = 1.30 \text{ m}$

$\rho = \frac{1.50}{1.30} = 1.15 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

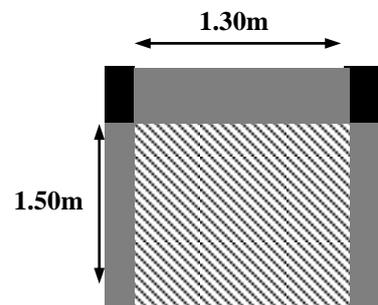


Figure II.11 : Dalle sur 3 appuis.

➤ **Méthode de calcul :**

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{q \times l_y^2}{8} (l_x - \frac{l_y}{2}) + \frac{q \times l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{q \times l_y^3}{24} \end{cases} \quad 2) l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{q \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{q \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

▪ **Calcul des sollicitations :**

- **Surcharges d'exploitation :** $Q = 3.5 \text{KN/m}^2$.
- **Charges permanentes :** $G = 5.02 \text{KN/m}^2$.

A PELU : $q_U = 1.35G + 1.5Q = 12.03 \text{KN/m}^2$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \text{KN}$$

A PELS : $q_s = 8.52 \text{KN/m}^2$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{1.3}{2} = 0.65 \Rightarrow L_x > \frac{L_y}{2} \Rightarrow \text{la charge concentrée sera ignorée et le calcul des}$$

sollicitations se fait comme suit :

$$\Rightarrow l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{qu \times l_y^2}{8} (l_x - \frac{l_y}{2}) + \frac{qu \times l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{qu \times l_y^3}{24} \end{cases} \quad \text{Donc : } \begin{cases} M_x = 1.10 \text{KN.m} \\ M_y = 2.71 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.94 \text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y = 2.30 \text{KN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_y = -1.36 \text{KN.m.}$$

❖ **Ferraillages :**

Le ferraillage du balcon se fait à la flexion simple pour une section ($e \times 1m$)

Les résultats son résumée dans le tableau (III.15) suivante :

Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)/ml
En travée(x)	0.94	0.0066	0.0083	0.0997	0.27	1.04	4HA8 = 2.01
En travée(y)	2.30	0.0162	0.0205	0.0992	0.77	1.12	4HA8 = 2.01
En appui	1.36	0.0096	0.0121	0.0995	0.39	1.12	4HA8 = 2.01

Tableau III.15 : Le ferraillage de la dalle pleine sur 3 appuis.

▪ **Calcul de l'espacement des armatures :**

- **Calcul de l'espacement des armatures en travée :**

Sens (x-x') : $St = 25cm = \min(3e, 33cm) \Rightarrow 25cm < 33cm \dots\dots\dots$ vérifiée.

Sens (y-y') : $St = 25cm = \min(4e, 45cm) \Rightarrow 25cm < 45cm \dots\dots\dots$ vérifiée.

▪ **Calcul de l'espacement des armatures en appuis :**

Sens (x-x') : $St = 25cm = \min(3e, 33cm) \Rightarrow 25cm < 33cm \dots\dots\dots$ vérifiée.

Sens (y-y') : $St = 25cm = \min(4e, 45cm) \Rightarrow 25cm < 45cm \dots\dots\dots$ vérifiée.

➤ **Vérification a l'E.L.U :**

▪ **L'effort tranchant :**

Selon X :

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 3.25KN$$

Selon y :

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 4.99KN$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} = 0.05 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.5 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{Vérifier}$$

▪ **Vérification des armatures transversales :**

La dalle est collée sans reprise de bétonnage.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} = 0.058 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.047 \times f_{c28} = 1.18 \text{ MPa}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de mettre les armatures transversales.

▪ **Vérification des A_l vis-à-vis de l'effort tranchant :**

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

Et on a : $A_l = 2.01 \text{ cm}^2$ et $V_{\max} = 5.77 \text{ KN}$

$$\Rightarrow 2.01 \geq \frac{1.15 \times 5.77}{400} \times 10^{-3} = 0.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\begin{cases} M_x = 0.78 \text{ KN.m} \\ M_y = 1.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travées :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 0.78 = 0.66 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 1.92 = 1.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times 1.92 = -0.96 \text{ KN.m}$$

▪ **Vérification des contraintes**

On a une fissuration nuisible \Rightarrow on vérifie la contrainte de compression dans le béton et la contrainte de cisaillement de l'acier.

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

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

$$\sigma_s = 15 \sigma_b \times \frac{d-y}{y} < \bar{\sigma}_s = 201.62 \text{ MPa}$$

	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée (x)	2.17	2189.07	0.65	15	35.18	201.62
Travée (y)	2.17	2189.07	1.62	15	87.68	201.62
Appuis	2.17	2189.07	0.95	15	51.42	201.62
				vérifier		vérifier

Tableau III.16 : Résultats de calcul des contraintes de béton et d’acier.

▪ **Etat limite de déformation :**

➤ **Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

- **En travée (SENS X-X et SENS Y-Y) :**

La deuxième condition n’est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

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

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

• **Sens X-X :**

$$\Delta f = 0.0045 + 0.00237 - 0.0015 - 0.00087 = 0.0045 \text{ cm}$$

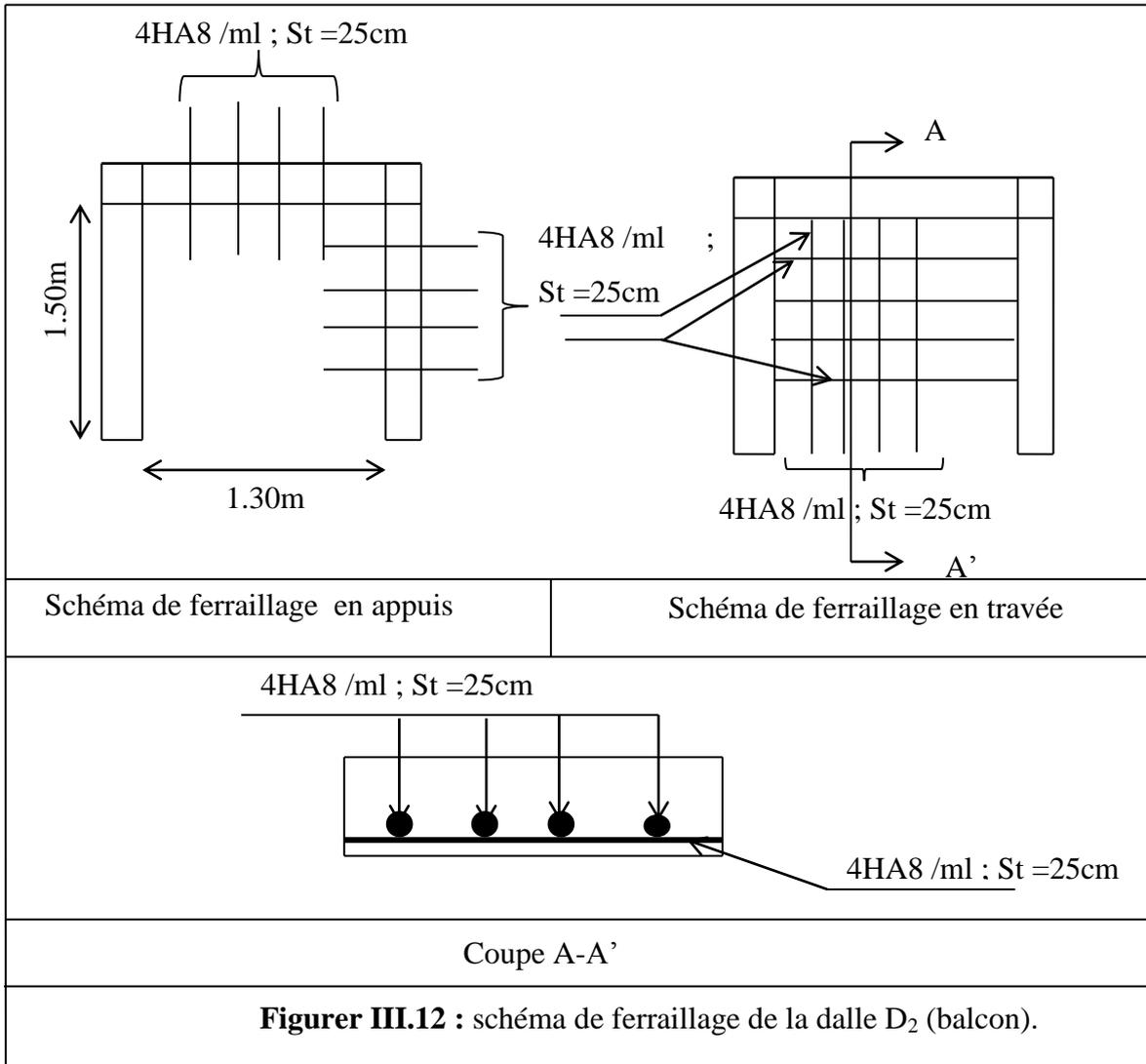
$$\Delta f = 0.0045 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{150}{500} = 0.3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

• Sens Y-Y :

$$\Delta f = 0.00832 + 0.00438 - 0.00277 - 0.00161 = 0.0083 \text{ cm.}$$

$$\Delta f = 0.0083 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{130}{500} = 0.26 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$$

- Schéma de ferrailage :



▪ **La dalle D₃ (balcon terrasse) :**

$$L_x = 2 \text{ m} \quad L_y = 1.20 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{2}{1.2} = 1.67 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Mémé méthode que le balcon (panneau 2) précédente.

• **Calcul des sollicitations :**

- **Surcharges d'exploitation :** $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

- **Charges permanentes :** $G = 5.02 \text{ KN/m}^2$.

A PELU : $q_U = 1.35G + 1.5Q = 12.03 \text{ KN/m}^2$

A PELS : $q_S = 8.52 \text{ KN/m}^2$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{1.30}{2} = 0.65 \text{ m} \Rightarrow L_x = 2 \text{ m} > \frac{L_y}{2}$$

$$\Rightarrow l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{qu \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{qu \times l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{qu \times l_y^3}{24} \end{cases} \quad \text{Donc : } \begin{cases} M_x = 1.10 \text{ KN.m} \\ M_y = 3.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

* **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.94 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y = 3.38 \text{ KN.m}$$

* **Moments aux appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_y = -2 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillages :**

Le ferrailage du balcon se fait à la flexion simple pour une section ($e \times 1 \text{ m}$)

Les résultats son résumée dans le tableau (III.17) suivante :

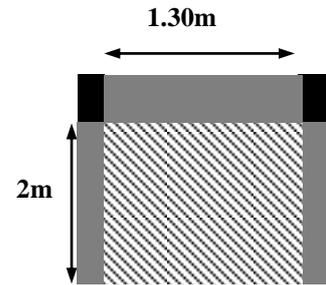


Figure III.13 : Dalle sur 3 appuis.

Sens	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée(x)	0.0066	0.0083	0.0997	0.27	1.02	4HA8 = 2.01	25
En travée(y)	0.0239	0.0302	0.0988	0.98	1.12	4HA8 = 2.01	25
En appui	0.0141	0.0178	0.0993	0.58	1.12	4HA8 = 2.01	25

Tableau III.17 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.

➤ **Vérification à l'E.L.U :**

▪ **L'effort tranchant :**

$$V_x = 1.184 \text{ KN}$$

$$V_y = 6.64 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} = 0.066 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.5 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

▪ **Vérification des armatures transversales :**

La dalle est collée sans reprise de bétonnage.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} = 0.066 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.047 \times f_{c28} = 1.18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de mettre les armatures transversales.

▪ **Vérification des A_t vis-à-vis de l'effort tranchant :**

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

$$\text{Et on a : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad V_{\max} = 6.64 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 2.01 \geq \frac{1.15 \times 6.64}{400} \times 10^{-3} = 0.19 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\begin{cases} M_x = 0.78 \text{ KN.m} \\ M_y = 2.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travées :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 0.78 = 0.66 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 2.82 = 2.40 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times 2.82 = -1.41 \text{KN.m}$$

▪ **Vérification des contraintes :**

On a une fissuration nuisible \Rightarrow on vérifie la contrainte de compression dans le béton et la contrainte de cisaillement de l'acier.

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

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.} \\ \sigma_s = 15 \sigma_b \times \frac{d-y}{y} < \bar{\sigma}_s = 201.62 \text{MPa.} \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau (III.18) suivant :

	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée (x)	2.17	2189.07	0.65	15	35.18	201.62
Travée (y)	2.17	2189.07	2.38	15	128.82	201.62
Appuis	2.17	2189.07	1.40	15	75.77	201.62
			vérifier		vérifier	

Tableau III.18 : Résultats de calcul des contraintes de béton et d'acier.

▪ **Etat limite de déformation :**

- **Vérification de la flèche :**

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

*** En travée (sens X-X) :**

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

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

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

$$\Delta f = 0.0067 + 0.0038 - 0.0022 - 0.0016 = 0.0067 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.0067 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{200}{500} = 0.4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$$

*** En travée (Sens Y-Y) :**

Toutes les conditions de BAEL91 sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- Schéma de ferrailage :

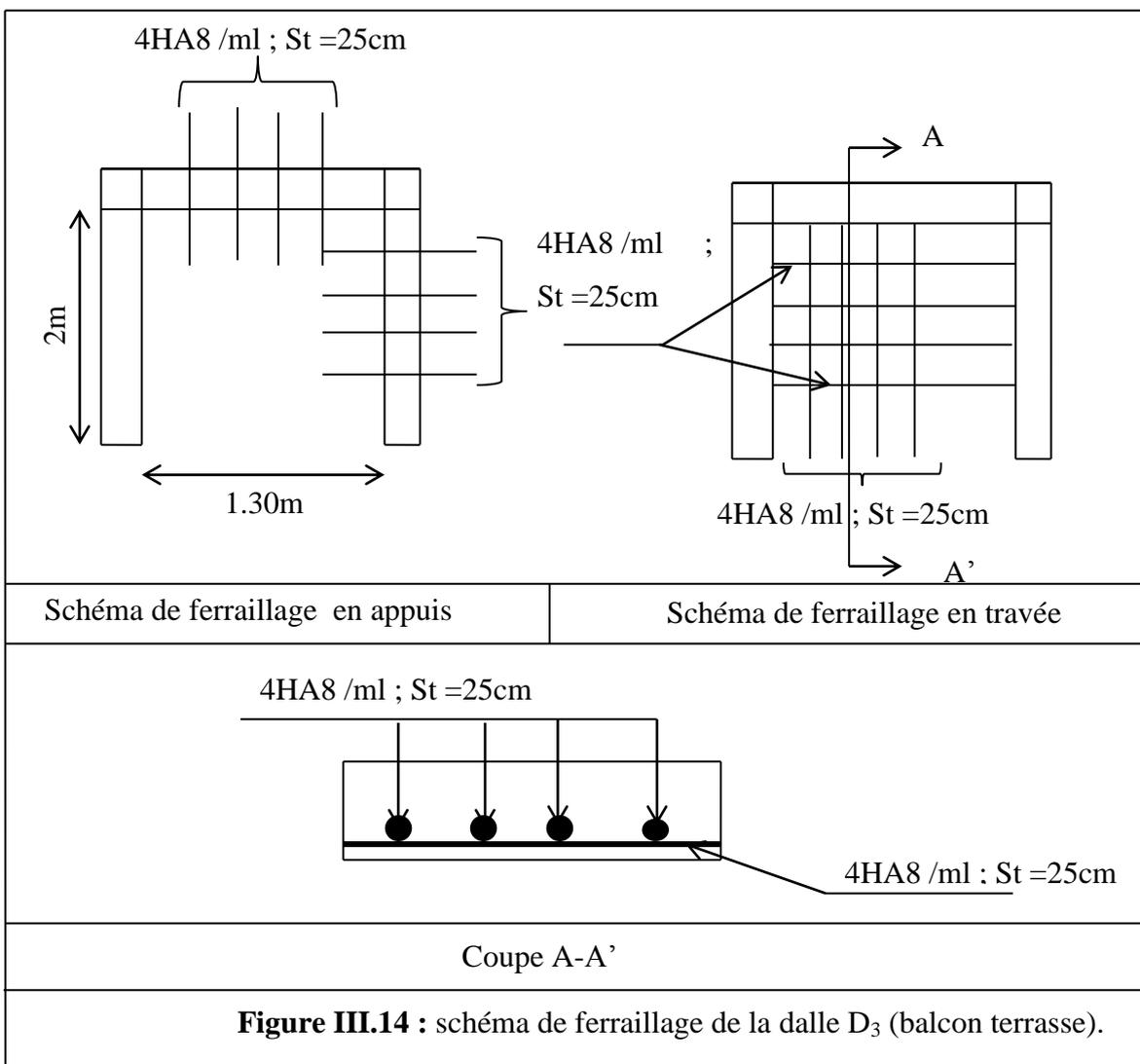


Figure III.14 : schéma de ferrailage de la dalle D₃ (balcon terrasse).

III.1.3.3. La dalle pleine entourant la cage d'ascenseur :

$L_x = 2.80 \text{ m} ; L_y = 4.50 \text{ m}.$

$$\rho = \frac{2.80}{4.50} = 0.62 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- **Calcul des sollicitations :**
 - **Surcharges d'exploitation :** $Q = 5 \text{ KN/m}^2.$
 - **Charges permanentes :** $G = 5.21 \text{ KN/m}^2.$

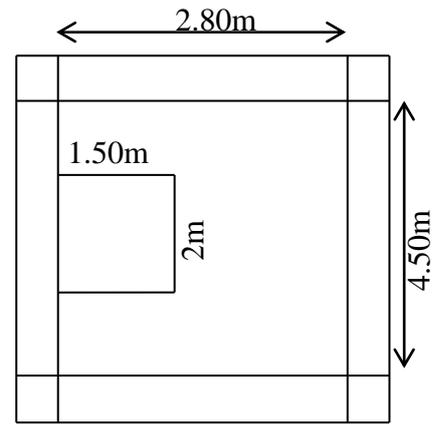


Figure III.15 : Dalle sur 4 appuis.

➤ **Calcule a l'ELU :** $q_u = 1.35xG + 1.5Q =$

$$\rho = 0.62 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0794 \\ \mu_y = 0.3205 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

Sens x-x' $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x = 0.0794 \times 14.53 \times (2.80)^2 = 9.04 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.3205 \times 9.04 = 2.90 \text{ KN.m}$

*** Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.85 M_x = 7.68 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y = 2.46 \text{ KN.m}$$

*** Moments aux appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_y = -4.52 \text{ KN.m}$$

❖ Ferrailages :

Les résultats son résumée dans le tableau (III.19) suivante :

Sens	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	St (cm)
En travée(x)	0.0376	0.0480	0.1177	1.88	1.02	4HA8 = 2.01	25
En travée(y)	0.0121	0.0152	0.1193	0.60	1.12	4HA8 = 2.01	25
En appui	0.0222	0.0280	0.1187	1.095	1.12	4HA8 = 2.01	25

Tableau III.19 : ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.

- **Vérification à l'E.L.U :**
- **L'effort tranchant :**

$$V_x = 17.690 \text{KN} ; V_y = 4.262 \text{KN.m}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.147 \text{MPa} < \bar{\tau} = 0.5 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

- **Vérification des armatures transversales :**

La dalle est collée sans reprise de bétonnage.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.147 \text{MPa} < \bar{\tau} = 0.047 \times f_{c28} = 1.18 \text{MPa}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de mettre les armatures transversales.

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

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

$$\text{Et on a : } A_l = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad V_{\max} = 17.690 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 2.01 \geq \frac{1.15 \times 17.690}{400} \times 10^{-3} = 0.51 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$\begin{cases} M_{0x} = 6.756 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 3.305 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travées :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 6.756 = 5.743 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 3.305 = 2.81 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times 6.756 = -3.378 \text{KN.m}$$

▪ **Vérification des contraintes :**

On a une fissuration peu nuisible \Rightarrow on vérifie la contrainte de compression dans le béton et la contrainte de cisaillement de l'acier.

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

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

$$\sigma_s = 15 \sigma_b \times \frac{d-y}{y} < \bar{\sigma}_s = 201.62 \text{ MPa}$$

Le tableau(III.20) illustre la vérification des contraintes.

	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Remarque
Travée(x)	2.41	2966.44	4.665	15	278.45	201.62	non vérifier
Travée(y)	2.41	2966.44	2.280	15	136.09	201.62	vérifier
Appuis	2.41	2966.44	2.744	15	163.786	201.62	vérifier

Tableau III.20 : Résultats de calcul des contraintes de béton et d'acier.

On remarque que :

$$\sigma_s = 278.45 > \bar{\sigma}_s = 201.62.$$

\Rightarrow La contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc le calcul se fera à l'ELS :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}}; \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad 0 < \alpha < 1 \quad ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\beta = 0.004$$

α : ce calculera par itérations successives

$$\alpha_1=0.1 ; \alpha_2=0.0558; \alpha_3=0.2402 ; \alpha_4= 0.2226 ; \alpha_5 = 0.2244 ; \alpha_6 = 0.2242; \alpha_7 = 0.2242.$$

On prendra $\alpha = \alpha_7 = 0.2242$.

$$\Rightarrow A_{ser} = \frac{5.743 \times 10^{-3}}{0.12 \times \left(1 - \frac{0.2242}{3}\right) \times 201.62} = 2.57 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_s = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$; avec: $St = 25 \text{ cm}$.

$\sigma_{st} = 165.96 \text{ MPa} < 201,62\text{MPa}$ vérifiée.

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Avec: $st = 25\text{cm} \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) \Rightarrow st = 25\text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau (III.21) suivant:

α	β	A_{ser} (calculé) Cm^2	A_s adopté Cm^2	Nbre de barres	St (cm)
0.290	0.002	2.57	3.14	4HA10	25

Tableau III.21 : Résultats du redimensionnement à L'ELS.

▪ **Vérification des armatures secondaires :**

$$A_{Ty} \geq \frac{A_{Tx}}{4} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

❖ **Calcul des armatures de renfort autour de l'ascenseur :**

Dimension de l'ascenseur :

Selon x-x' : $l = 1.50\text{m}$.

Selon y-y' : $l = 2\text{m}$.

La section d'armature A_x selon x-x' :

$$A_x = 1.50 * 3.14 = 4.71 \text{ cm}^2.$$

On choisit $2\text{HA}12+2\text{HA}14 = 5.34 \text{ cm}^2$.

La section d'armatures A_y selon y-y' :

$$A_y = 2 * 2.01 = 4.02\text{cm}^2.$$

On choisit $4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$.

▪ **Etat limite de déformation :**

- **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

* **En travée (sens X-X) :**

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

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

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

$$\Delta f = 0.0149 + 0.0097 - 0.0499 - 0.0335 = 0.0761 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.0761 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{280}{500} = 0.56 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition Vérifier.}$$

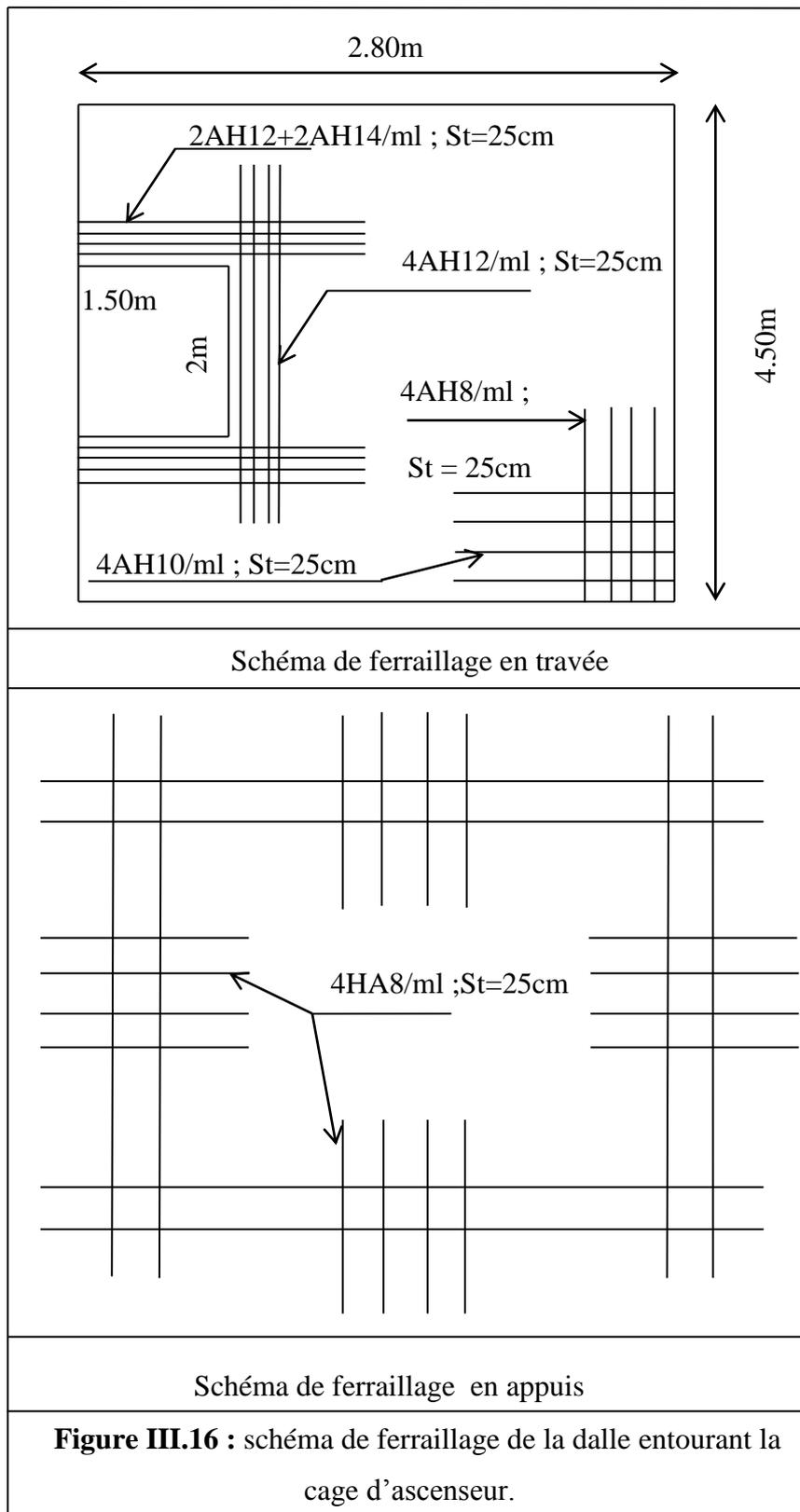
* **En travée (Sens Y-Y) :**

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f = 0.0193 + 0.0125 - 0.0643 - 0.0432 = 0.098 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.098 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition Vérifier.}$$

- Schéma de ferrailage :



III.2. Etude des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 100 cm et de hauteur h. le dimensionnement et le poids revenant de l'escalier est calculé dans le chapitre II.

III.2.1. Etude de l'escalier principal :

Voire figure II.8 page 23(vue en plan de l'escalier type I) et figure II.13 page 26 (vue en plan de l'escalier type 2).

III.2.1.1. Type 1 escalier à trois volées :

- Etude de la volée I :

- * Evaluation des charges et surcharges

$$\begin{array}{l}
 \text{- La volée : } \left\{ \begin{array}{l} G= 10.32\text{kn/m}^2 \\ Q= 2.5\text{kn/m}^2 \end{array} \right. \quad \text{- Le palier : } \left\{ \begin{array}{l} G=5.02\text{kn/m}^2 \\ Q=2.5\text{kn/m}^2 \end{array} \right.
 \end{array}$$

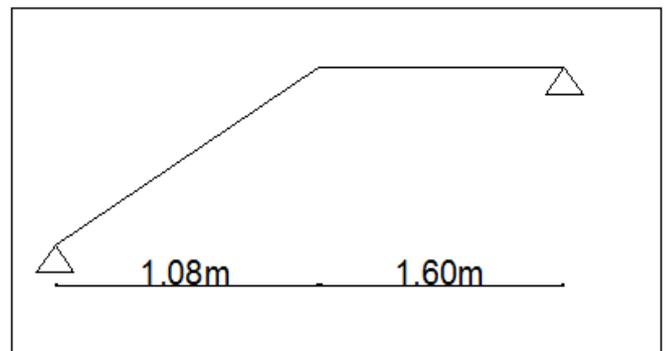
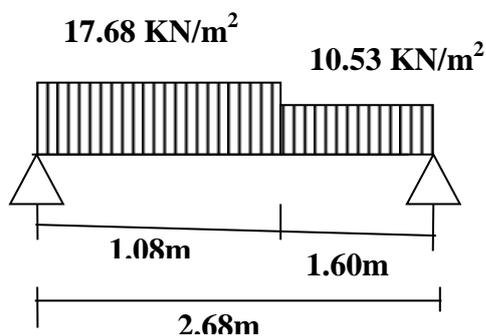


Figure III. 17 : schéma statique de la volée (I).

- Combinaisons de charge :

- La volée :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_v^u = 1.35 \times 10.32 + 1.5 \times 2.5 = 17.68\text{KN/m}^2 \\ q_v^s = 10.32 + 2.5 = 12.82\text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

- Le palier :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_p^u = 1.35 \times 5.02 + 1.5 \times 2.5 = 10.5\text{KN/m}^2 \\ q_p^s = 5.02 + 2.5 = 7.52\text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

- **Les sollicitations :**

	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V (KN)
ELU	12.04	9.03	-6.02	17.97
ELS	8.67	6.50	-4.33	

Tableaux III.22 : Sollicitation sur la volée(I).

- **Ferraillage :**

Les résultats son résumée dans le tableau (III.23) suivante :

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adp} (cm ² /ml)	ferraillage
En travée	9.03	0.0197	0.0248	0.178	1.45	2.17	3.14	4HA10
En appuis	6.02	0.0131	0.0165	0.178	0.97	2.17	3.14	4HA10

Tableaux III.23 : section d'armature principale.

- **Calcul de la section des armatures de répartition :**

En travée : $A_l = \frac{A_r}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/ml$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/ ml

En appuis : $A_l = \frac{A_r}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/ml$ on choisit : 4HA8 = 20.1cm²/ ml

- **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**

En travée ($St = 20 \text{ cm}$) $\leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 33\text{cm} \dots c'est \text{vérifier}$

En appuis ($St = 20 \text{ cm}$) $\leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 33\text{cm} \dots c'est \text{vérifier}$.

- **Armatures secondaire :**

$St = 25\text{cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 45\text{cm} \dots c'est \text{vérifier}$.

❖ **Vérification à l'ELU :**• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{17.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.1 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{c'est vérifier.}$$

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

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(17.97 \times 10^{-3} - \frac{6.02 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -0.552 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

❖ **Vérification a l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont

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

$$\tau_{sev} \leq \overline{\tau_{srv}}$$

$$\overline{\tau_{sev}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa. Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi$: Somme des périmètres des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times \pi \times 1 = 12.57 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{17.97 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 12.57 \times 10^{-2}} = 0.88 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{ser} < \overline{\tau_{ser}} \dots \dots \dots \text{condition verifier}$$

• **Vérification de l'état de compression du béton :**

Les résultats sont résumés dans le tableau (III.24) suivant :

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
En travée	6.50	3.67	11319.63	2.11	15	
En appui	4.33	3.67	11319.63	1.40	15	

Tableau III.24 : Vérification des contraintes à l'ELS.

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{268} = 0.075 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.075 > \frac{6.50}{10 \times 12.04} = 0.054 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 18} = 0.0017 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **schéma de ferrailage :**

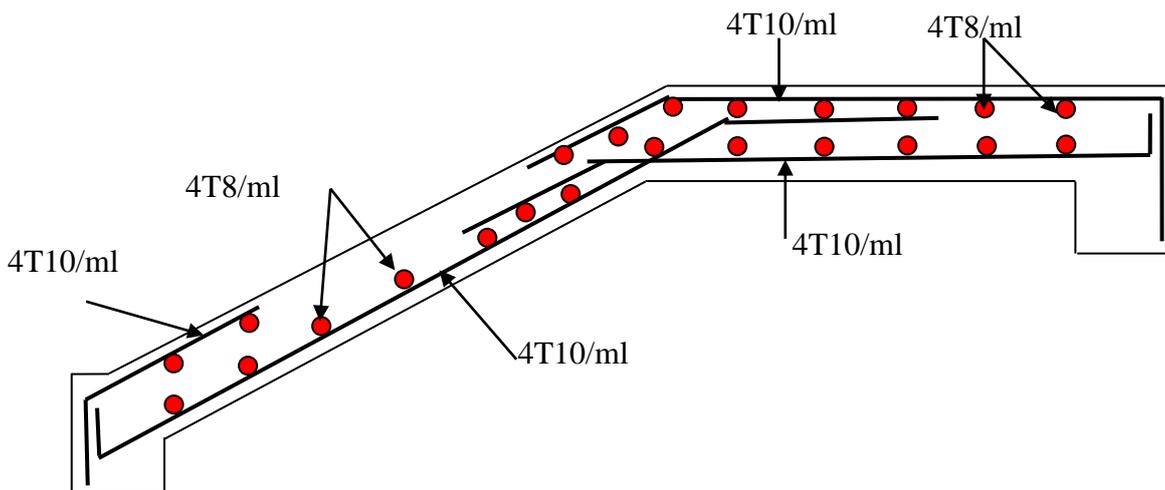


Figure III.18 : schéma de ferrailage des volées (I).

▪ **Etude de la volée (II) :**

Nous allons l'étudier comme une console encastrée.

▪ **Les chargements :**

On a: $G_v = 10.32 \text{ KN/m}^2$, $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

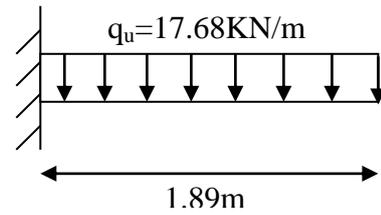


Figure III.19 : Schéma statique de la volée (II).

▪ **Combinaison de charges :**

ELU: $q_{vu} = 17.68 \text{ KN/m}^2$

ELS: $q_{vs} = 12.82 \text{ KN/m}^2$

• **Les sollicitations :**

	M (KN.m)	V (KN)
ELU	31.58	33.41
ELS	22.89	

Tableaux III.25 : Sollicitation sur la volée(II).

• **Ferraillage :**

Les résultats son résumée dans le tableau (III.26) suivante :

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Acal (cm ² /ml)	Aadp (cm ² /ml)	Amin (KN/ml)	ferraillage	St (cm)
En appuis	31.58	0.0688	0.0892	5.23	5.65	2.17	5HA12	20

Tableaux III.26 : section d'armature principale.

▪ **Calcul de la section des armatures de répartition :**

$A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$.On choisit : 4HA8 = 2.01cm²/ ml.

▪ **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**

$St = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \Rightarrow St = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots$ verifier.

- **Armatures secondaire :**

$St = 25\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{ cm}) \Rightarrow St = 25\text{ cm} \leq 45\text{cm} \dots\dots\dots$ verifier.

❖ **Vérification à l'ELU :**

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

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = 0.05f_{c28} = 1.25\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{33.41}{1 \times 0.18} = 0.186\text{MPa} \leq \overline{\tau_u} \dots\dots\dots$$
 vérifier.

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

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(33.41 - \frac{31.58}{0.9 \times 0.18} \right) 10^{-3} \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -4.64\text{cm}^2 \dots\dots\dots$$
 Vérifier

❖ **Vérification a l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

• **Vérification de la contrainte d'adhérence**

$$\tau_{sev} \leq \overline{\tau_{srv}}$$

$$\overline{\tau_{sev}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{ MPa. Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 5 \times \pi \times 1.2 = 18.85\text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{33.41 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 18.85 \times 10^{-2}} = 1.09\text{MPa} \Rightarrow \tau_{ser} < \overline{\tau_{ser}} \dots$$
 condition vérifiée.

• **Vérification de l'état de compression du béton :**

Les résultats sont résumés dans le tableau (III.27) suivant :

	M.ser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
En appui	22.89	4.74	18451.27	5.88	15	Vérifier

Tableau III.27 : Vérification des contraintes à l'ELS.

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{189} = 0.105 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{18} = 0.0031 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Schéma de ferrailage :**

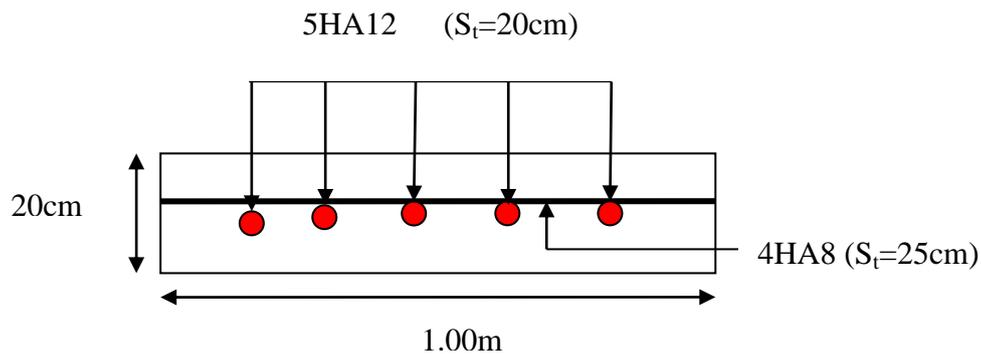


Figure III.20 : schéma de ferrailage de la volée (II).

- Etude de la volée III :

- Evaluation des charges et surcharges :

$$\begin{array}{l}
 \text{- La volée : } \left\{ \begin{array}{l} G= 10.32\text{KN/m}^2 \\ Q= 2.5\text{KN/m}^2 \end{array} \right. \quad \text{- Le palier : } \left\{ \begin{array}{l} G=5.02\text{KN/m}^2 \\ Q=2.5\text{KN/m}^2 \end{array} \right.
 \end{array}$$

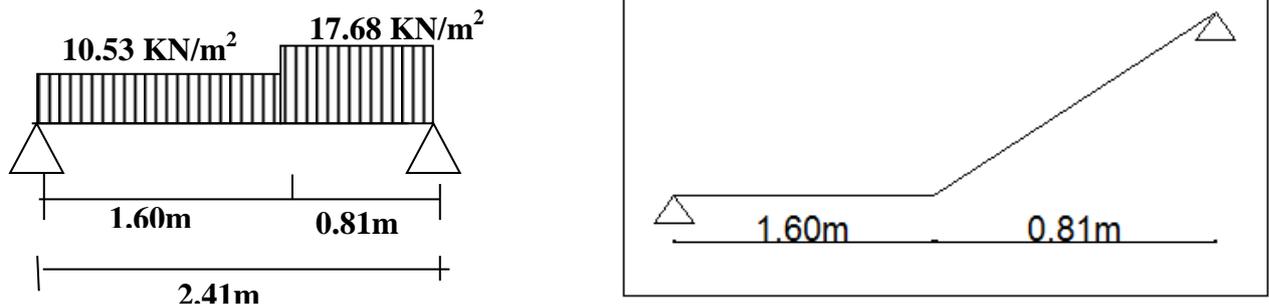


Figure III.21: schéma statique de la volée (III).

- Combinaisons de charge :

- La volée :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_v^u = 1.35 \times 10.32 + 1.5 \times 2.5 = 17.68\text{KN/m}^2 \\ q_v^s = 10.32 + 2.5 = 12.82\text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Le palier :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_p^u = 1.35 \times 5.02 + 1.5 \times 2.5 = 10.53\text{KN/m}^2 \\ q_p^s = 5.02 + 2.5 = 7.52\text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Charge équivalente :

$$q_u^{eqv} = \frac{17.68 \times 0.81 + 10.53 \times 1.6}{2.41} = 12.93\text{KN/m}^2$$

$$q_s^{eqv} = \frac{12.82 \times 0.81 + 7.52 \times 1.6}{2.41} = 9.30\text{KN/m}^2$$

▪ **Les sollicitations :**

	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$V(\text{KN})$
ELU	9.39	7.04	-4.70	17.97
ELS	6.75	5.16	-3.37	

Tableaux III.28 : Sollicitation sur la volée.

▪ **Ferraillage :**

Les résultats son résumée dans le tableau (III.29) suivante :

	M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adp} (cm ² /ml)	ferraillage
En travée	7.04	0.0153	0.0193	0.178	1.13	2.17	3.14	4HA10
En appuis	4.70	0.0102	0.0129	0.179	0.75	2.17	3.14	4HA10

Tableaux III.29 : section d'armature principale.

▪ **Calcul de la section des armatures de répartition :**

En travée : $A_l = \frac{A_r}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/ ml

En appuis : $A_l = \frac{A_r}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 20.1cm²/ ml

▪ **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**

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

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

- **Armatures secondaire :**

$St = 25\text{cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 45\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

❖ **Vérification à l'ELU :**• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{15.58 \times 10^{-3}}{1 \times 18} = 0.086 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

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

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(15.58 \times 10^{-3} - \frac{4.70 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -0.380 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

❖ **Vérification a l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

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

$$\tau_{sev} \leq \overline{\tau_{srv}}$$

$$\overline{\tau_{sev}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa. Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi$: Somme des périmètres des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times \pi \times 1 = 12.57 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{15.58 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 12.57 \times 10^{-2}} = 0.765 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{ser} < \overline{\tau_{ser}} \dots \dots \dots \text{condition verifier}$$

• **Vérification de l'état de compression du béton :**

Les résultats sont résumés dans le tableau (III.30) suivant :

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
En travée	5.06	3.67	11319.63	1.64	15	
En appui	3.37	3.67	11319.63	1.09	15	

Tableau III.30 : Vérification des contraintes à l'ELS.

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{241} = 0.083 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.083 > \frac{5.06}{10 \times 6.75} = 0.075 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 18} = 0.0017 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Schéma de ferrailage :**

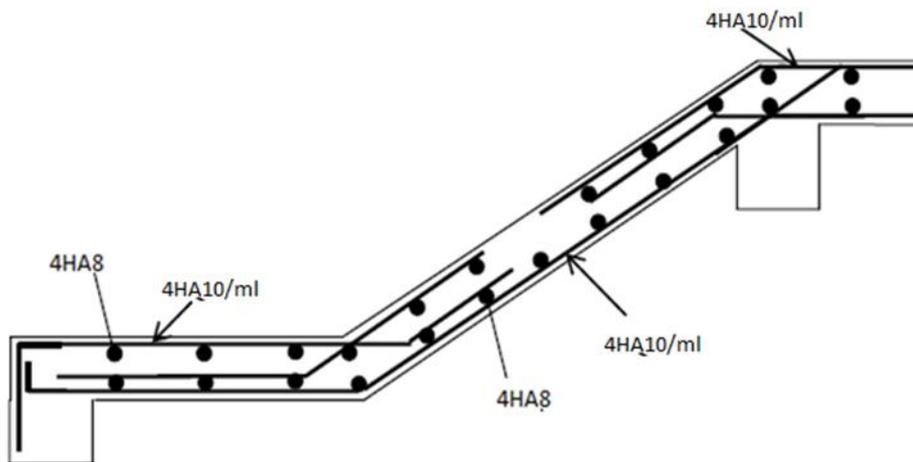


Figure III.22 : schéma de ferrailage des volées (I)

III.2.1.2. Etude de la poutre brisée :

Elle se calcule à la flexion simple et à la torsion.

- **Le pré dimensionnement :**

On doit vérifier les conditions de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10}$$

$$30.33\text{cm} \leq h \leq 45.5\text{cm}.$$

On prend $h = 40\text{cm}$.

$$\text{Donc on prend : } \begin{cases} 35\text{cm} \\ 40\text{cm} \end{cases}$$

- **Vérification des conditions du RPA :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{cases}$$

Sachant que : b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Les trois vérifications sont satisfaites.

1) Calcul à la flexion simple :

La poutre est soumise à son :

- Poids propre $P = 0.35 \times 0.40 \times 25 = 3.5\text{KN/ml}$.
- Poids du mur extérieur $P_m = 2.76 \times (3.06 - 0.90 - 0.4) = 4.85\text{KN/ml}$
- La charge transmise par les volées est une réaction et on prend la plus défavorable

A L'ELU : $R = 33.41\text{kn/ml}$ (transmit par la volée(II)).

$$p_u = 1.35 \times G \Rightarrow p_u = 1.35 \times (3.5 + 4.85) + 33.41 = 44.68\text{KN/m}.$$

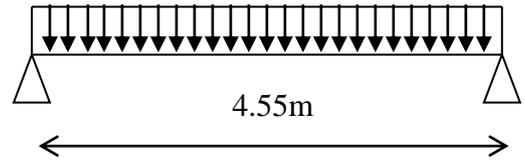


Figure III. 23 : schéma statique de la poutre brisée.

$$M_u = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{44.68 \times 4.55^2}{8} = 115.62 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_u = 0.75 \times 115.62 = 86.71 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_u = -0.5 \times 115.62 = -57.81 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{p_u \times l}{2} = \frac{44.68 \times 4.55}{2} = 101.65 \text{ KN}$$

A L'ELS : $R=24.23 \text{ kn/ml}$ (transmit par la volée(II).

$$p_s = G \Rightarrow p_s = (3.5 + 4.85) + 24.23 = 32.58 \text{ KN/m}$$

$$M_s = \frac{p_s \times l^2}{8} = \frac{32.58 \times 4.55^2}{8} = 84.31 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.75 \times M_s = 0.75 \times 84.31 = 63.23 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = -0.5 \times M_s = -0.5 \times 84.31 = -42.15 \text{ KN.m.}$$

$$V_s = \frac{p_s \times l}{2} = \frac{32.58 \times 4.55}{2} = 74.12 \text{ KN.}$$

❖ **Ferraillage de la poutre brisée en flexion simple :**

Le tableau (III.31) résume le calcul de ferraillage correspondant à la poutre brisée:

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	A min (cm^2)
Travée	86.71	0.121	0.162	0.355	6.70	4.58
Appui	57.81	0.028	0.036	0.374	4.43	4.58

Tableau III.31 : Calcul des armatures principales.

- **Exigence du RPA Art7.5.2.1 :** $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 7 \text{ cm}^2$

Donc $A = A_{min} = 7 \text{ cm}^2$.

❖ **Vérification à l'ELU :**

- **L'effort tranchant :**

$$V_u = 101.65 \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{101.65 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.38} = 0.764 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

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

$$A > \left(V_U + \frac{M_U}{0,9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > \left(101.65 \times 10^{-3} - \frac{57.81 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,38} \right) \times \frac{1,15}{400}$$

$A > -1.94 \text{cm}^2$ condition vérifié.

▪ **Calcul de l'espacement S_t :**

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 34.2 \text{cm}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$ en travée et $S_t = 15 \text{ cm}$ en appui.

2) Calcul de la section d'armature a la torsion :

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis parle palier et la volée.

$$M^{\text{torsion}} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{6.02 \times 4.55}{2} = 13.69 \text{KN.m}$$

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.

- U : périmètre de la section,
- Ω : air du contour tracer ami hauteur,
- e : épaisseur de la paroi,
- A_1 : section d'acier.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5,83 \text{cm}$$

$$\Omega = (0,35 - 0,0583) \times (0,40 - 0,0583) = 0,099 \text{m}^2$$

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

$$U = 2 \times [(0,35 - 0,0583) + (0,4 - 0,0583)] = 1.266 \text{m}$$

$$A_{\text{torsion}} = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{13.69 \times 10^{-3} \times 1,266 \times 1,15}{2 \times 0,099 \times 400} = 2.52 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{torsion}} = 2.52 \text{cm}^2$$

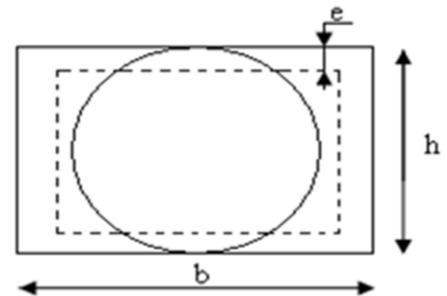


Figure III.24 : Section creuse équivalente.

❖ **Les armatures longitudinales :**

En travée : $A = 7 + 2.52/2 = 8.26 \text{ cm}^2$, on opte : $A_t = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$.

En appui : $A = 7 + 2.52/2 = 8.26 \text{ cm}^2$, on opte : $A_a = 6\text{HA}14 = 9.25 \text{ cm}^2$.

• **Vérification de la de contraintes de cisaillement dû à la torsion :**

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{13.69 \times 10^{-3}}{2 \times 0,099 \times 0,0583} = 1.185 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0,13f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{utor} = 1.185 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,25 \text{ MPa.}$$

• **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant : BAEL91 (article I.III)**

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = \sqrt{(0,764)^2 + (1.185)^2} = 1.41 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Calcul des armatures transversales**

▪ **Flexion simple :**

$S_t = 20 \text{ cm}$ en travée.

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times s_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.2}{400} = 0.70 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times s_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.35 \times 0.2 \times (0.3 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.72 \text{ cm}^2$$

$S_t = 15 \text{ cm}$ en appui

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times s_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.15}{400} = 0.52 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times s_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.35 \times 0.15 \times (0.3 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.46 \text{ cm}^2$$

▪ **Torsion :**

$$A_t = \frac{M_{tor} \times s_t \times \gamma_s}{f_e \times 2 \times \Omega} \Rightarrow \begin{cases} A_{tor}^t = 0.40 \text{ cm}^2 \\ A_{tor}^a = 0.30 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

En travée : $A = 0.70 + 0.40 = 1.1 \text{ cm}^2$

En appui : $A = 0.52 + 0.30 = 0.82 \text{ cm}^2$

On adopte: $A_t = 3HA8 = 1.51\text{cm}^2$

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \quad y = 13.77\text{cm} \quad I = 110951.73\text{cm}^4$$

En travée: $M_{ser} = 63.23\text{KN.m} \Rightarrow \sigma_{bc} = 7.85\text{Mpa} < 15\text{Mpa} \dots\dots\dots$ vérifiée.

En appui : $M_{ser} = 42.15\text{KN.m} \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.23\text{Mpa} < 15\text{Mpa} \dots\dots\dots$ vérifiée.

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{455} = 0.088 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.088 > \frac{63.23}{10 \times 84.31} = 0.075 \dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.14}{35 \times 38} = 0.0069 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, la vérification de la flache n'est pas nécessaire.

❖ **Le schéma de ferrailage de la poutre brisée :**

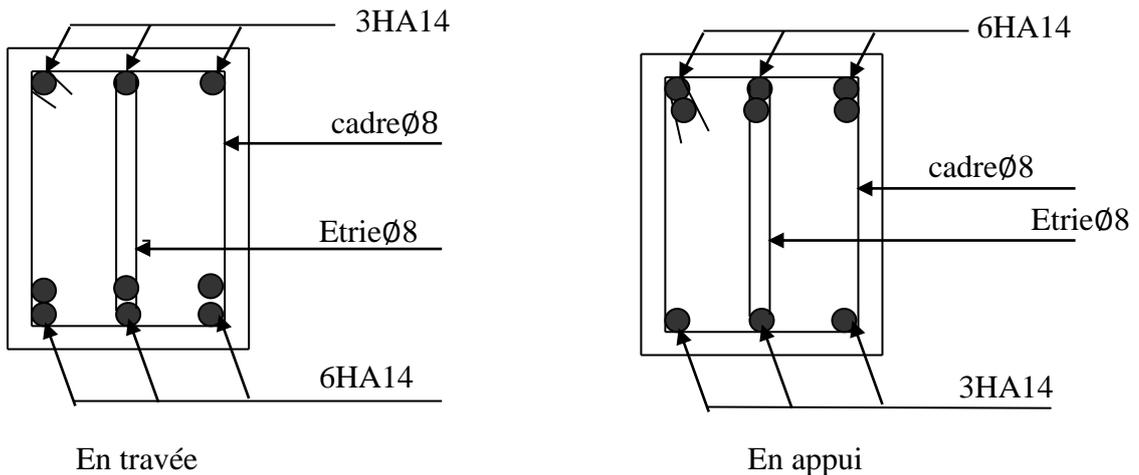


Figure III.25 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

Remarque : les escaliers type (II) de l'RDC ce ferrillé de la même manière que l'escalier type (I) des étages courent.

III.2.1.3. Type 2 escaliers à deux volées :

- Etude de la volée I :

- * Evaluation des charges et surcharges :

$$\begin{array}{l}
 \text{- La volée : } \left\{ \begin{array}{l} G= 10.32\text{kn/m}^2 \\ Q= 2.5\text{kn/m}^2 \end{array} \right. \quad \text{- Le palier : } \left\{ \begin{array}{l} G=5.02\text{kn/m}^2 \\ Q=2.5\text{kn/m}^2 \end{array} \right.
 \end{array}$$

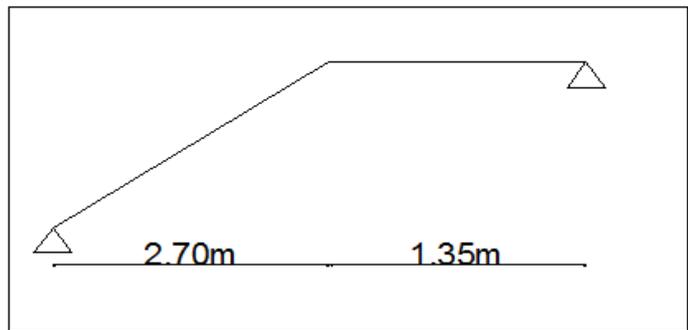
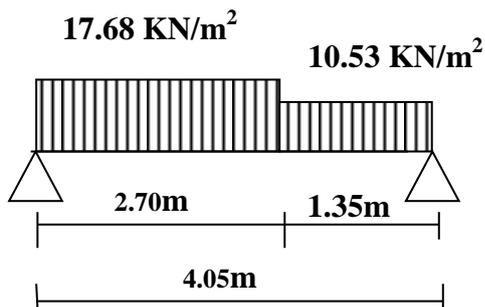


Figure III. 26 : schéma statique de la volée (I).

- Combinaisons de charge :

	q_v (KN)	q_p (KN)	q_{eqv} (KN)
ELU	17.68	10.53	15.30
ELS	12.82	7.52	11.05

Tableaux III.32: combinaison de charge.

- Les sollicitations :

	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V (KN)
ELU	31.37	23.53	-15.68	30.98
ELS	22.68	16.98	-11.32	

Tableaux III.33 : Sollicitation sur la volée.

- **Ferrailage :**

Les résultats son résumée dans le tableau (III.34) suivante :

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adp} (cm ² /ml)	ferrailage
En travée	23.53	0.0513	0.0658	0.175	3.86	2.17	3.93	5HA10
En appuis	15.68	0.0142	0.0435	0.176	2.54	2.17	3.14	4HA10

Tableaux III.34 : section d'armature principale.

- **Calcul de la section des armatures de répartition :**

En travée : $A_1 = \frac{A_r}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/ ml.

En appuis : $A_1 = \frac{A_r}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01cm²/ ml.

- **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**

En travée (St = 20 cm) ≤ min (3e, 33 cm) ⇒ St ≤ 33cm....c'est vérifier

En appuis (St = 25 cm) ≤ min (3e, 33 cm) ⇒ St ≤ 33cm....c'est vérifier.

- **Armatures secondaire :**

St = 25cm ≤ min (4e, 45 cm) ⇒ St ≤ 45cm.....c'est vérifier.

- ❖ **Vérification à l'ELU :**

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

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

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{30.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots c'est vérifier.$$

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

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(30.98 \times 10^{-3} - \frac{15.68 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -1.89 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{verifiée.}$$

- ❖ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont

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

$$\tau_{sev} \leq \overline{\tau_{srv}}$$

$$\overline{\tau_{sev}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa. Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi$: Somme des périmètres des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 5 \times \pi \times 1 = 15.7 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{30.98 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 15.7 \times 10^{-2}} = 1.22 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{ser} < \overline{\tau_{ser}} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

- **Vérification de l'état de compression du béton :**

Les résultats sont résumés dans le tableau (III.35) suivant :

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ vérifiée
En travée	16.98	4.05	13686.15	5.03	15	
En appui	11.05	3.67	11319.63	3.67	15	

Tableau III.35 : Vérification des contraintes à l'ELS.

- ❖ **Vérification de l'état limite de déformation :**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{405} = 0.049 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

La condition non vérifiées, la vérification de la flèche est nécessaire.

Le calcul se fait de la même manière que pour les poutrelles. Les résultats sont présentés dans le tableau(III.36).

$$\rho = 0.00218, y = 2.53 \text{ cm}, I = 2.30 \times 10^{-5} \text{ m}^4, \lambda_i = 9.62, \lambda_v = 3.85, I_0 = 704395 \text{ cm}^4.$$

q_j (KN/m)	M_{jser} (KN.m)	σ_j (MPa)	μ_j	I_f^j (cm ⁴)	f_{ji} (cm)
3.295	4.706	71.93	0	370817	0.00642
q_g (KN/m)	M_{gser} (KN.m)	σ_g (MPa)	μ_g	I_f^g (cm ⁴)	f_{gi} (cm)
5.765	6.962	106.42	0	370817	0.0096
q_p (KN/m)	M_{pser} (KN.m)	σ_p (MPa)	μ_p	I_f^p (cm ⁴)	f_{pi} (cm)
7.390	9.676	147.89	0	370817	0.0133
q_g (KN/m)	M_{gser} (KN.m)	σ_{gv} (MPa)	μ_g	I_{fv}^g (cm ⁴)	f_{gv} (cm)
5.765	6.962	106.42	0	370817	0.0287

Tableaux III.36 : calcul de la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.0026 \text{ cm} \\ \Delta f < f_{adm} = 0.810 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ vérifiée.} \end{array} \right.$$

❖ schéma de ferrailage :

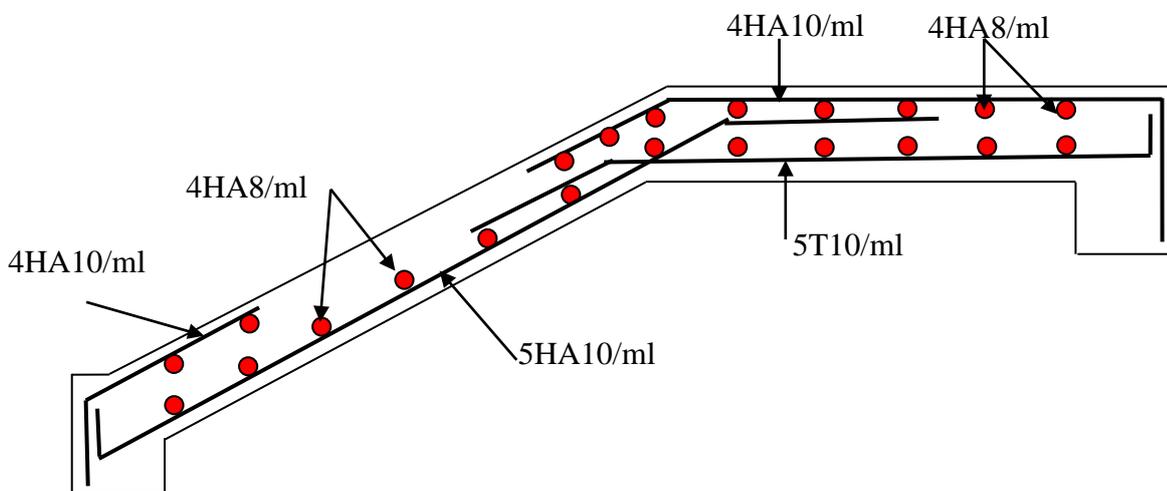


Figure III.27 : schéma de ferrailage des volées (I).

III.2.1.4. Etude de la poutre palière :

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

▪ Dimensionnement :

$$l=3.70\text{m} \Rightarrow \frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24.67\text{cm} \leq h \leq 37\text{cm}$$

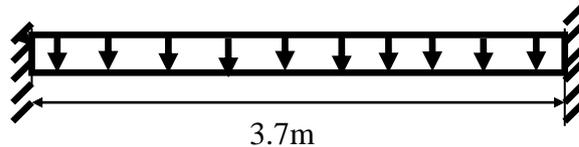
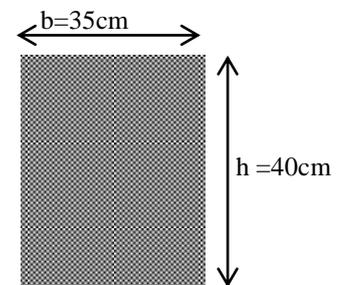


Figure III.28 : Schéma statique poutre palière.

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

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm}. \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (35 \times 40) \text{ cm}^2.$$



1) Calcul à la flexion simple :

▪ Les charges :

- Poids propre : $G_0 = 25 \times 0,35 \times 0,30 = 3.5\text{KN/ml}$
- La charge transmise par l'escalier (type II) : c'est la réaction d'appui au point A

$$\text{ELU : } R_A = 30.98\text{KN/ml}$$

$$\text{ELS : } R_A = 22.37\text{KN/ml}$$

ELU	ELS
$R_A = 30.98\text{KN/ml}$	$R_A = 22.37\text{KN/ml}$
$P_u = 1.35G_0 + R_A \Rightarrow P_u = 35.70\text{KN/m}$	$P_s = 1.35G_0 + R_A \Rightarrow P_u = 27.09\text{KN/m}$
$M^t = \frac{P_u \times l^2}{24} = 20.37\text{KN.m}$	$M^t = \frac{P_u \times l^2}{24} = 15.45\text{KN.m}$
$M^a = -\frac{P_u \times l^2}{12} = -40.73\text{KN.m}$	$M^a = -\frac{P_u \times l^2}{12} = -30.91\text{KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times l}{2} = 66.04\text{KN.}$	$V_u = \frac{P_u \times l}{2} = 50.12\text{KN.}$

Tableaux III.37 : les sollicitations de la poutre palière.

▪ **Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple :**

Le calcul se fait pour une section ($b \times h$).

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau(III.38) ci-dessous :

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée	20.37	0.0425	0.0544	0.322	1.56	1.60
En appuis	40.73	0.0851	0.1113	0.315	3.17	1.60

Tableau III.38 : Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple.

❖ **Vérification à l'ELU :**

• **L'effort tranchant :**

$$V_u = 66.04 \text{KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{66.04 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.38} = 0.496 \text{MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{MPa}\right) = 3.25 \text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié}$$

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

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > \left(66.04 \times 10^{-3} - \frac{40.73 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.38} \right) \times \frac{1.15}{400}$$

$$A > -0.053 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

▪ **Calcul de l'espacement S_t :**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 34.2 \text{cm}$$

Soit : $S_t = 20 \text{cm}$ en travée et $S_t = 15 \text{cm}$ en appui.

2) **Calcul de la section d'armature a la torsion :**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis parle palier et la volée.

$$M^{\text{torsion}} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{15.68 \times 3.7}{2} = 29 \text{KN.m}$$

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

- U : périmètre de la section,
- Ω : air du contour tracer ami hauteur,
- e : épaisseur de la paroi,
- A_1 : section d'acier.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 583 \text{ cm}$$

$$\Omega = (0,35 - 0,0583) \times (0,40 - 0,0583) = 0,099 \text{ m}^2$$

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

$$U = 2 \times [(0,35 - 0,0583) + (0,40 - 0,0583)] = 1,267 \text{ m}$$

$$A_{torsion} = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{29 \times 10^{-3} \times 1,267 \times 1,15}{2 \times 0,099 \times 400} = 5,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{torsion} = 5,33 \text{ cm}^2$$

❖ Les armatures longitudinales :

En travée : $A = 1,60 + 5,33/2 = 4,26 \text{ cm}^2$, on opte : $A_t = 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$

En appui : $A = 3,17 + 5,33/2 = 5,83 \text{ cm}^2$, on opte : $A_a = 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2$

▪ Vérification de la de contraintes de cisaillement dû à la torsion :

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{29 \times 10^{-3}}{2 \times 0,099 \times 0,0583} = 2,51 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0,13f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{utor} = 2,51 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,25 \text{ MPa}.$$

▪ Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant : BAEL91 (article I.III)

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = \sqrt{(0,480)^2 + (2,51)^2} = 2,56 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

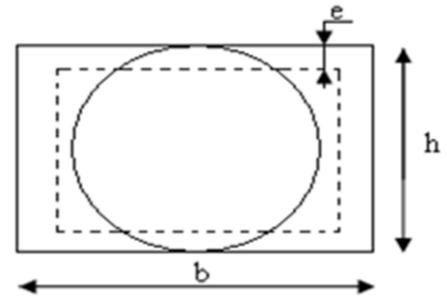


Figure III.29 : Section creuse équivalente.

❖ **Calcul des armatures transversales :**1) **Flexion simple :**

$S_{\bar{t}} = 20$ cm en travée.

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times s_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.2}{400} = 0.70 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times s_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.35 \times 0.2 \times (0.480 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.33 \text{ cm}^2$$

$S_{\bar{t}} = 15$ cm en appui

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times s_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.15}{400} = 0.52 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times s_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.35 \times 0.15 \times (0.480 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.25 \text{ cm}^2$$

Torsion:

$$A_t = \frac{M_{tor} \times s_t \times \gamma_s}{f_e \times 2 \times \Omega} \Rightarrow \begin{cases} A_{tor}^t = 0.84 \text{ cm}^2 \\ A_{tor}^a = 0.63 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

En travée : $A = 0.70 + 0.84 = 1.54 \text{ cm}^2$

En appui : $A = 0.52 + 0.63 = 1.15 \text{ cm}^2$

On adopte: $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification à l'E.L.S :**▪ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \quad y = 10.53 \text{ cm} \quad I = 66934.27 \text{ cm}^4$$

En travée: $M_{ser} = 15.45 \text{ KN.m} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.43 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$ vérifiée.

$$y = 12.24 \text{ cm} \quad I = 88879.78 \text{ cm}^4.$$

En appui : $M_{ser} = 30.91 \text{ KN.m} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.26 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$ vérifiée.

❖ **Evaluation de la flèche :**

Pour une poutre encadrée de ses extrémités, la flèche est : $f = \frac{P_s l^4}{384EI}$

I : l'inertie de la poutre

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0,35 \times 0,4^3 / 12 = 0,0019\text{m}^4$$

E : Module de Young E = 32000 MPa

L : longueur de la poutre L = 3,7 m

$P_s = 27,09$ KN/m

On doit vérifier que $f \leq \bar{f}$ avec : $\bar{f} = \frac{l}{500} = 0,74\text{cm}$, $f = 0,022\text{cm}$

$f < \bar{f}$ Condition vérifiée, donc la poutre ne risque pas de fléchir.

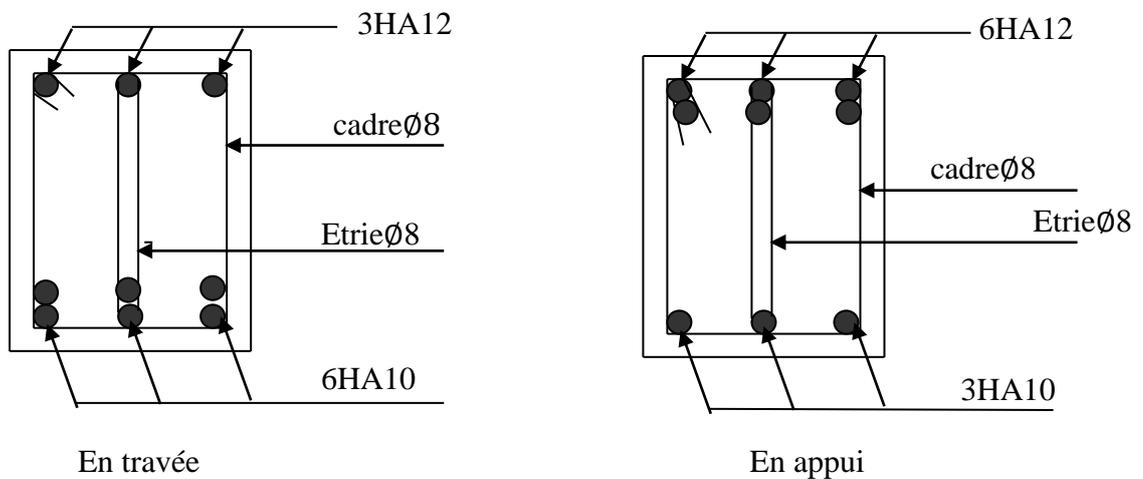
❖ **Le schéma de ferrailage de la poutre palière :**

Figure III.30 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.3. Etude de la poutre de chaînage :

- **Définition :**

- **Le chaînage horizontal**

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les relient solidaires à la structure elles servent de porte à faux.

- **Dimensionnement**

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{\max} = 5.00\text{ m}$

Selon la condition de flèche :

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

$$33.33\text{ cm} \leq h \leq 50\text{ cm}$$

$$h \geq 15\text{ cm}$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20\text{ cm}$$

RPA99/2003(Art 9.3.3)

(30 cm est l'épaisseur de mur)

Soit :

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

$$b = 25\text{ cm}$$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (25×30).

- **Calcul des sollicitations :**

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.87\text{ KN/m}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.76 \times (4.14 - 0.3) = 10.59\text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times (1.87 + 10.59) = 16.82\text{ KN/m}$$

$$P_s = 10.60 + 1.875 = 12.47\text{ KN/m}$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 52.62\text{ KN. m}$$

➤ **Calcul a l'ELU:**

$$M_t = 0.75M_u = 39.46 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_u = 26.31 \text{ KN.m}$$

▪ **Le ferrillage :**

- **Armatures longitudinales**

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

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m}$$

	$M \text{ (KN.m)}$	$d_x \text{ (m)}$	μ_{bu}	α	$A_s \text{ calculé (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ adopté (cm}^2\text{)}$
En travée	39.46	0.27	0.153	0.208	4.58	3HA14=4.62
En appui	26.31	0.27	0.102	0.134	2.95	3HA12=3.39

Tableau III.39 : Armatures longitudinales.

✓ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{ mm} \quad \text{BAEL91 (Art III.3.b)}$$

Soit un cadre $\phi 8$ plus une épingle $\phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

✓ **Les espacements :**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm} \quad \text{CBA93 (Art A.5.1.2.2)}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 154 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

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

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

❖ **Vérifications :**➤ **À l'ELU :**✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.82 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Effort tranchant :**

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 42.05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.623 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ **À l'ELS :**✓ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$M_S = 38.96 \text{ KN.m}$$

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

Calcul de y :

$$A = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 9.77 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 28344.74 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.91 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

❖ **Evaluation de la flèche**

CBA 93 (Article B.6.5.1).

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

$$\frac{h}{l} = \frac{0.3}{5} = 0,06 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

D'où la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

q_j (KN/m)	M_{jser} (KN.m)	σ_j (MPa)	μ_j	I_f^j (cm ⁴)	f_{ji} (cm)
1.144	3.575	32.59	0	48206	-0.576
q_g (KN/m)	M_{gser} (KN.m)	σ_g (MPa)	μ_g	I_f^g (cm ⁴)	f_{gi} (cm)
1.794	5.60	51.10	0	62714	-0.694
q_p (KN/m)	M_{pser} (KN.m)	σ_p (MPa)	μ_p	I_f^p (cm ⁴)	f_{pi} (cm)
2.769	8.65	78.88	0	104043	-0.646
q_g (KN/m)	M_{gser} (KN.m)	σ_{gv} (MPa)	μ_g	$I_{f_{gv}}$ (cm ⁴)	f_{gv} (cm)
1.794	5.60	51.10	0	606885	0.215

Tableaux III.40 : calcul de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.84cm$$

$$\Delta f = 8.4mm < f_{adm} = 10mm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

❖ Schéma de ferrailage :

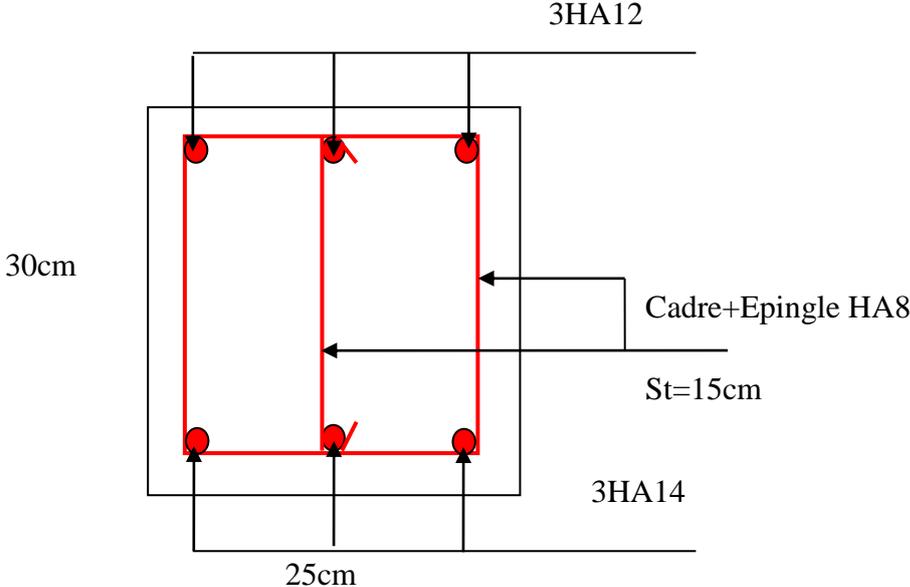


Figure III.31 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.4. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien

des bâtiments. Il est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse, soumis à son Poids propre (G), à une force latérale F_p due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III.4.1. Hypothèse de calcul :

- * L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- * La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- * Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

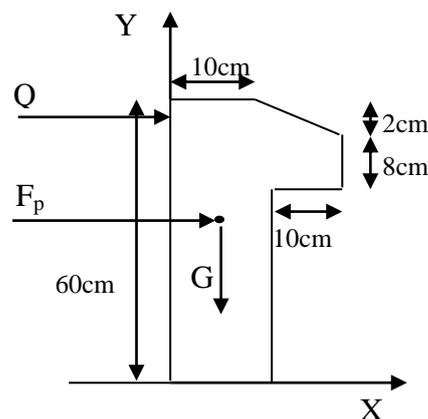


Figure III.32 : Coupe transversale de l'acrotère.

III.4.2. Evaluation des Charges et surcharge :

▪ Verticales :

- * Le poids total : $W_p = G_{total}$
- * La charge due à la main courante : $Q=1\text{KN}$

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	W_p (KN/ml)	Q (KN/ml)
0,069	1,725	0,27	2	1,00

Tableau III.41 : Evaluation des charges verticales sur l'acrotère.

▪ **Charges horizontales :**

D'après le RPA99 Article 6.2.31 acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$.

A : Coefficient d'accélération de la zone donné par le tableau (4-1) du RPA99(2003).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8, donné par le tableau (6.1) du RPA99(2003).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{On a : } \left. \begin{array}{l} \text{-groupe d'usage 2} \\ \text{-zone sismique IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A=0,15 \\ C_p=0,8 \end{cases}$$

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2 = 0.96 \text{KN}$.

III.4.3. Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de pression $G(X_G, Y_G)$:

$$x_G = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A} = 0.0646 \text{m.} \quad y_G = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A} = 0.339 \text{m.}$$

▪ **L'acrotère est soumise à :**

$$N_G = W_p = 2 \text{KN.}$$

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{KN.m}$$

$$M_{F_p} = F_p \times y_G = 0.96 \times 0.332 \Rightarrow M_{F_p} = 0.32 \text{KN.m}$$

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
Nu (KN)	2	2.7	2
Mu (KN.m)	0.92	0.9	0.6

Tableau III.42 : Combinaison d'action de l'acrotère.

III.4.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : $1.35G + 1.5Q$.

$$N_u = 2.7 \text{KN.}$$

$$M_u = 0.9 \text{KN.m}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.33m \\ \frac{h}{6} = 0.1m \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement) conformément à l'article A.4.4 du BAEL91.

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

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

e_1 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max (2cm ; H/250) \quad \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

$$H : \text{hauteur de l'acrotère} = 60\text{cm} \quad \Rightarrow \quad e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{60}{250}) = 2\text{cm}$$

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

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

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

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm ; $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$

l_f : Longueur de flambement. $\Rightarrow l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0.6 = 1,2 \text{ m}$

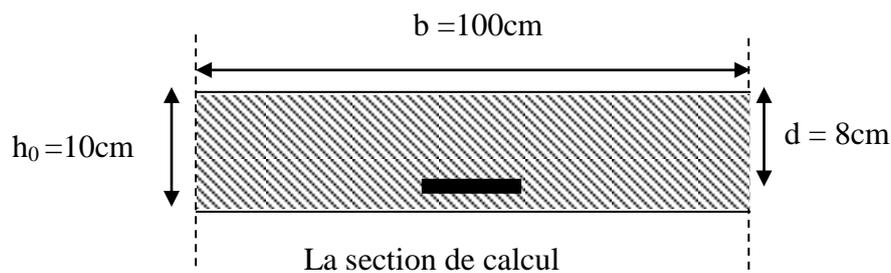
$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.10} = 0.864 \text{ cm}$$

D'où : $e = 33 + 0.864 + 2 = 35.86 \text{ cm}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

III.4.5. Ferrailage de l'acrotère :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 2.7 \text{ KN.m.} \\ M_u = N_u * e = 2.7 * 0.3586 = 0.968 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



Calcul à l'ELU

- * $h = 10 \text{ cm.}$
- * $d = 8 \text{ cm.}$
- * $b = 100 \text{ cm.}$

Le ferrailage est calculé à l'ELU, Puis la vérification des contraintes se fera à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la

flexion simple pour une section rectangulaire $b \times h_0$ soumise à un moment égal à :

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.05 \text{ KN.m}$$

$f_{bu} = 14.20 \text{ MPa.}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 1.15 \times 10^{-2}.$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \quad ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0144$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.0795$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = 0.38 \text{ cm}^2$$

- **Calcul à flexion composée :**

Nu est effort de compression

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.3 \text{ cm}^2.$$

- ❖ **Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = \mathbf{4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\Phi6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement :**

$$\text{Armatures principale : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures de répartitions : } S_t \leq \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} < \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 0.96 + 1 \Rightarrow V_u = 1.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.025 \text{ MPa}$$

$$* \quad \tau_u = 0.025 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

$$* \quad \tau_u = 0.025 \text{MPa} < 0.07 f_{c28} / \gamma_b = 1.17 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \sum U_i)} \leq \bar{\tau}_{ser} \quad V_u = F_P + Q \quad \text{CBA93 (Article. A.6.1, 3)}$$

Avec : $\sum U_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum U_i = \pi \cdot n \cdot \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{mm.}$$

$$\tau_u = \frac{1.96 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.271 \text{MPa}$$

$$\Psi = 1.5 \text{ pour acier HA}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa} \Rightarrow \tau < \bar{\tau}_{ser} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$d = 0.08 \text{ m;}$$

$$N_{ser} = 2 \text{KN;}$$

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m;}$$

$$\eta = 1.6 \text{ pour (les hautes adhérences)}$$

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

▪ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y_{ser} \cdot \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

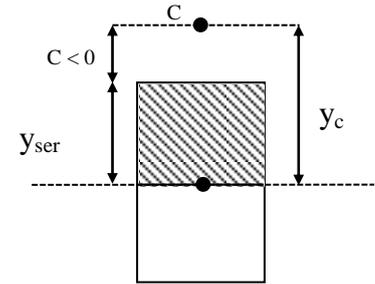
$$\sigma_s = 15 \times \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y_{ser}). \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201.63 \text{MPa.}$$

$$\text{Avec : } \mu_t = \frac{b}{2} \times y_{ser}^2 + 15 \times A' \times (y_{ser} - d') - 15 \times A \times (d - y_{ser}).$$

▪ **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.3 \text{m; } \frac{h}{2} = 0.05 \text{m.}$$

$e_G = 0.3m > \frac{H}{2} = 0.05 m$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal N_{ser} est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.



▪ **Position du centre de poussée :**

D'après la convention de signe illustrée par le schéma précédente on a : $y_{ser} = y_c - c$

$$c = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} \Rightarrow 0.3 - 0.05 = 0.25m \Rightarrow c < 0 \Leftrightarrow c = - 0.25m$$

Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivante : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$.

$$\text{Avec : } \begin{cases} p = -3 \times c^2 - 90 \times A' \times \frac{(c - d')}{b} + 90 \times A \times \frac{(d - c)}{b} \\ q = -2 \times c^3 - 90 \times A' \times \frac{(c - d')^2}{b} - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b} \end{cases}$$

On a : $A' = 0, A = 2.01 \times 10^{-4} m^2, b = 1m$ et $c = - 0.25m$.

On trouve :

$$P = - 0.191m^2.$$

$$q = + 0.029m^3.$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \Rightarrow y_c - 0.191y_c + 0.029 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = 3.748 \times 10^{-5}$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois solutions

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\emptyset}{3}\right); y_2 = a \cos\left(\frac{\emptyset}{3} + 120\right); y_3 = a \cos\left(\frac{\emptyset}{3} + 240\right).$$

$$\text{Cos } \emptyset = \frac{3q}{2p} \left(\sqrt{\frac{-3}{p}} \right); a = 2 \times \sqrt{\frac{(-p)}{3}}$$

$$\emptyset = 168.079^\circ; a = 0.491; y_1 = 0.274m; y_2 = 0.489m; y_3 = 0.215m$$

On choisit la solution qui vérifiée la condition suivante :

$$0 < Y_{ser} = (Y_c + C) < H = 10cm.$$

$$Y_1 = 0.274m \Rightarrow Y_1 + C = 0.024m \dots \dots \dots c'est vérifiée$$

$$Y_2 = -0.489m \Rightarrow Y_2 + C = - 0.739m \dots \dots \dots n'est pas vérifiée$$

$$Y_3 = 0.215m \Rightarrow Y_3 + C = 0.035m \dots \dots \dots n'est pas vérifiée$$

Donc on choisit $Y_c = Y_1 = 0.274m \Rightarrow Y_{ser} = 0.024m$.

$$D'o\grave{u}: \mu_t = \frac{b}{2} \times y_{ser}^2 - 15 \times A \times (d - y_{ser}) \Rightarrow \mu_t = 1.19 \times 10^{-4} m.$$

$$\rho = 100 \cdot \frac{A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \beta = 0,920. \\ K_1 = 0,021. \end{cases} \quad (\text{Annexe III})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 0.403 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots C'est v\acute{e}rifi\acute{e}e. \\ \sigma_{st} = 14.11 \text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa} \dots\dots\dots C'est v\acute{e}rifi\acute{e}e \end{array} \right.$$

❖ Schéma de ferrailage :

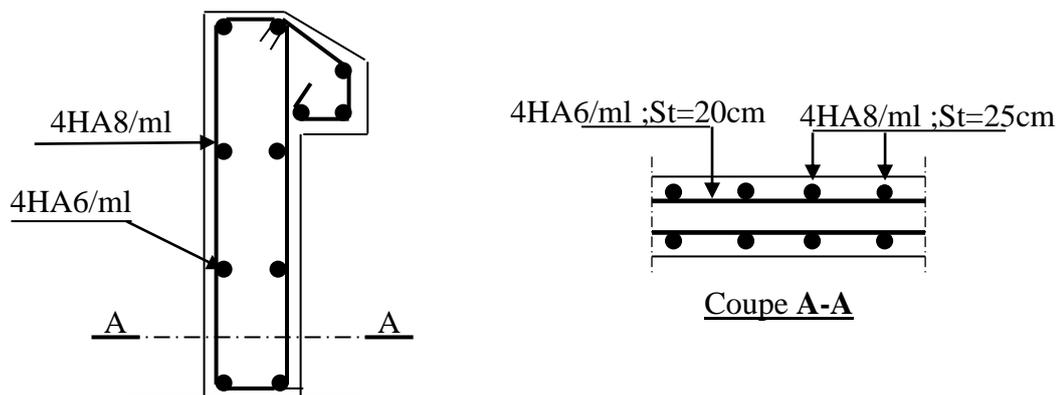


Figure III.33 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.5. Etude d'ascenseur :

▪ Définition et caractéristique :

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

On distingue les classes suivantes :

Classe 1 : Ascenseurs destinés au transport des personnes.

Classe 2 : Ascenseurs destinés principalement au transport des personnes et, accessoirement, des charges. Ils diffèrent des ascenseurs des classes I et III essentiellement par l'aménagement intérieur de la cabine.

Classe 3 : Ascenseurs destinés au transport des lits.

Classe 4 : Ascenseurs destinés principalement au transport des charges qui sont généralement accompagnées par des personnes.

III.5.1. Description de l'ascenseur :

- **Cabine :** Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.
- **Gaine :** Volume dans lequel se déplacent la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le plafond.
- **Palier :** Aire d'accès à la cabine à chaque niveau de service.
- **Cuvette :** Partie de la gaine située en contre - bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.
- **Hauteur libre :** Partie de la gaine située au-dessus du dernier niveau desservi par la cabine.
- **local des machines :** Local où se trouvent la machine et son appareillage.
 - Longueur de l'ascenseur = 200 cm.
 - Largeur de l'ascenseur = 160cm.
 - Hauteur de l'ascenseur = 200cm.
 - Charge due à la cuvette = 145KN.
 - Charge due à l'ascenseur = 15KN.
 - Charge due à la salle des machines = 51KN.
 - La charge nominale est de 630kg.
 - La vitesse $V = 1m/s$.

III.5.2. Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a $L_x = 1.60\text{ m}$ et $L_y = 2\text{ m}$ donc une surface $S = 3.2\text{ m}^2$

$$e \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{2}{20} = 0.1\text{ m} \Rightarrow e \geq 10\text{ cm} ; \text{ Soit } e = 20\text{ cm.}$$

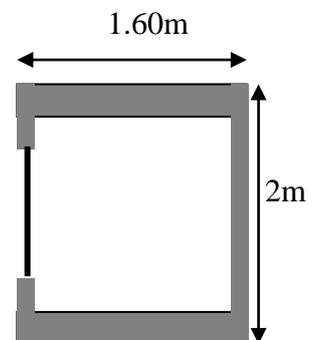


Figure III.34 : Cage d'ascenseur.

- **Evaluation des charges et surcharges :**

$$G_1 = 25 \times 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e = 5cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{3.2} = 45.31 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{tot}} = G' + G'' = 51.41 \text{ KN/m}^2$$

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

III.5.3. Cas d'une charge répartie (Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur) :

- **Calcul des sollicitations :**

- **A l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 51.41 + 1.5 \times 1 = 70.90 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.80 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

$$\text{Sens x-x'} \quad M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x = 0.0628 \times 70.90 \times (1.6)^2 = 8.42 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} \quad M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.5959 \times 10.18 = 6.07 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments réels :**

- **En travée :** Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 10.18 = 8.65 \text{ KN.m}$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 6.07 = 5.16 \text{ KN.m}$$

- **En appui :** $M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = 3.05 \text{ KN.m}$

III.5.4. Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $dx = 18\text{cm}$ et $dy = 17\text{cm}$.

Les résultats de calcul en flexion simple sont résumés dans le tableau(III.43) suivant :

Sens		M (KN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)
travée	x-x	8.65	1.39
	y-y	5.16	0.87
appui	y-y	3.05	0.49
	x-x		

Tableau III.43 : Résultats de calcul des armatures longitudinales.

III.5.5. Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

- **En travée :**

On calcule A_{min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des aciers (HA), feE400 $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 20cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.8$$

$$\left[\begin{array}{l} A_{min}^x = 1.76cm^2/ml \\ A_{min}^y = 1.6cm^2/ml \end{array} \right.$$

$$A_t^x = 1.39cm^2/ml < A_{min} = 1.76cm^2/ml$$

$$A_t^y = 0.87cm^2/ml < A_{min} = 1.6cm^2/ml$$

Donc on ferraille les deux sens avec A_{min} ; $A_t^y = A_t^x = 4HA10 = 3.14cm^2/ml$.

- **En Appuis :**

$$\left[\begin{array}{l} A_{min}^x = 1.76cm^2/ml \\ A_{min}^y = 1.6cm^2/ml \\ A_a^x = A_a^y = 0.49 cm^2/ml < A_{min} \end{array} \right.$$

Donc on ferraille avec A_{\min} ; $A_a^x = A_a^y = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2/\text{ml}$.

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

• **Calcul des espacements :**

Sens x-x': $S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$ on adopte $S_t = 25\text{cm}$.

Sens y-y': $S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm}$ on adopte $S_t = 25\text{cm}$.

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28}$$

$\rho = 0.8 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 40.24\text{KN} \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 20.60\text{KN} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0.223\text{MPa} < \tau^{adm} = 1.25\text{MPa}$$

(Pas de risque de rupture par cisaillement)

III.5.6. Vérification à l'ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 51.41 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 52.41\text{KN/m}^2$$

$$\rho = 0.80 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0628 \\ \mu_y = 0.7111 \end{array} \right. \quad \text{(Annexe I)}$$

Sens x-x' : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0628 \times 52.41 \times (1.6)^2 = 8.42\text{KN.m}$

Sens y-y' : $M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.7111 \times 8.42 = 5.98\text{KN.m}$

Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 8.42 = 7.16\text{KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 5.98 = 5.08\text{KN.m}$

• **Vérification des contraintes :**

	M _{ser}	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc}	σ _{st} ^{adm}	σ _{st}	σ _{st} ^{adm}
Sens // l _x	7.16	3.67	11319.63	2.32	15	135.88	201.63
Sens // l _y	5.08	3.56	10011.78	1.81	15	102.50	201.63
				Vérifiée		Vérifiée	

Tableau III.44 : Résultats de calcul des contraintes.

• **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers ; d’après le **BAEL91** et **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

1. $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$ (1)

2. $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$ (2)

3. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,4}{f_e}$ (3)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (III.45) suivant :

Sens	Condition(1)	Condition(2)	Condition(3)
x-x	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
y-y	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.45 : vérification de la flèche.

III.5.7. Cas d’une charge concentrée (Etude de la dalle pleine du local machine) :

La charge concentrée *q* est appliquée à la surface de la dalle sur une aire *a₀ × b₀*, elle agit uniformément sur une aire *u × v* située sur le plan moyen de la dalle.

a₀ × b₀ : Surface sur laquelle elle s’applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

u × v : Surface d’impact.

a₀ et *u* : Dimensions suivant le sens x-x’.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

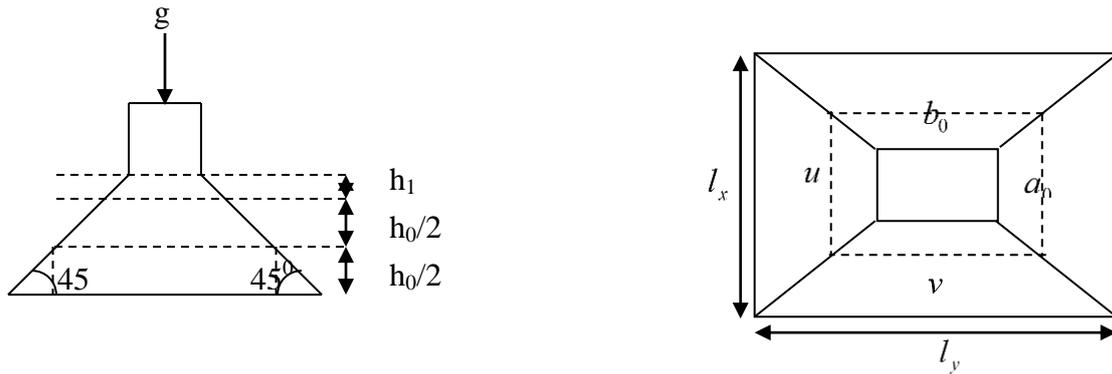


Figure III.35 : Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \quad (\text{BAEL91})$$

On a une vitesse $V \Rightarrow$
$$\begin{cases} a_0 = 80\text{cm} \\ b_0 = 80\text{cm} \end{cases}$$

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement qui égale à :

- * 0,75 si le revêtement moins de résistance que le béton.
- * 1 Si le revêtement béton, ce qui le cas pour cette dalle.

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5\text{cm} \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110\text{cm}. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110\text{cm}. \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations :**

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

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ $\frac{u}{l_x} = \frac{110}{160} = 0.7$ et $\rho = 0.8$

M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et ρ $\frac{v}{l_y} = \frac{110}{200} = 0.5$ et $\rho = 0.8$

En se réfère à l'abaque PIGEAU (**Annexe II**) on trouve $M_1 = 0.086$ et $M_2 = 0.063$.

- Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{KN}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 97.60 \times 0.086 = 8.39 \text{KN.m} \\ M_{x2} = 97.60 \times 0.063 = 6.15 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x = 0.0561 \times 9.73 \times (1.6)^2 = 1.39 \text{KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.5959 \times 1.39 = 0.83 \text{KN.m} \end{cases}$$

μ_x et μ_y Sont donnée par (Annexe I)

➤ **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.39 + 1.39 = 9.78 \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.15 + 0.83 = 6.98 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = -0.3M_x = -2.93 \text{KN.m}; M_{ay} = -0.3M_y = -2.09 \text{KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.85M_x = 8.31 \text{KN.m}; M_{ty} = 0.85M_y = 5.93 \text{KN.m}$$

III.5.8. Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1ml de longueur et en prenant $d_x = 18 \text{cm}$ et $d_y = 17 \text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau(III.46) suivant :

sens		M (KN.m)	A_{cal} (cm ²)/ml	A_{min} (cm ²)/ml
travée	x-x	8.31	1.34	1.76
	y-y	5.93	1.01	1.6
appuis	x-x	2.93	0.47	1.76
	y-y	2.09	0.35	1.6

Tableau III.46 : Résultats de calcul des armatures longitudinales.

❖ **Vérification à l'ELU :**

• **Condition de non fragilité :**

- **En travée :**

$$A_t^x = 1.34 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{min}^x = 1.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^y = 1.01 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ On ferraille avec A_{min}

On opte : 4HA10 = 3.14 cm²/ml

- **En appui :**

$$A_a^x = 0.47 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{min}^x = 1.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a^y = 0.35 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ On ferraille avec A_{min}

On opte : 4HA10 = 3.14 cm²/ml

• **Diamètre maximal des barres :**

On doit vérifier que :

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

$\phi_{max} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$ vérifiée.

• **Vérification des espacements des armatures :**

Selon Lx: $St \leq \min(3h_0; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$.

Selon Ly: $St \leq \min(4h_0; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$.

- **Vérification au poinçonnement :**

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL91 Art H. III.10})$$

Avec :

p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (110 + 110) \Rightarrow U_c = 440 \text{ cm.}$$

$$P_u = 97.60 \text{ KN.}$$

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow 97.60 \text{ KN} \leq 0.045 \times 4.40 \times 0.2 \times \frac{25}{1.5} = 660 \text{ KN}$$

$$P_u = 97.60 \text{ KN} < 660 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

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

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge.

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \tau^{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$u = v = 110 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = T_v^{max} = V_{max} = \frac{q_u}{2 \times u + v} = \frac{97.6}{3 \times 1.10} = 29.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ MPa} < \tau^{adm} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- ❖ **Vérification à L'ELS :**

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = q_{ser}(M_1 + v \times M_2) = 7.13 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser}(M_2 + v \times M_1) = 5.80 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.0628 \times 7.1 \times (1.6)^2 = 1.14 \text{KN.m.} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.7111 \times 1.14 = 0.81 \text{KN.m.} \end{cases}$$

- **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.13 + 1.14 = 8.27 \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.80 + 0.81 = 6.61 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 7.03 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 5.62 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3 M_x = -2.48 \text{KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (III.47) suivant :

	M_{ser}	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)	σ_{st} (MPa)	σ_{st}^{adm} (MPa)
Sens // l_x	7.03	3.67	11319.63	2.28	15	133.54	201.63
Sens // l_y	5.62	3.56	10011.78	2	15	113.26	201.63
vérifier						vérifier	

Tableau III.47 : Résultats de calcul des contraintes de béton.

- **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers ; d'après le **BAEL91** et **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,4}{f_e} \dots\dots\dots (3)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (III.48) suivant :

Sens	Condition(1)	Condition(2)	Condition(3)
x-x	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
y-y	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.48 : vérification de la flèche.

❖ Schéma de ferrailage :

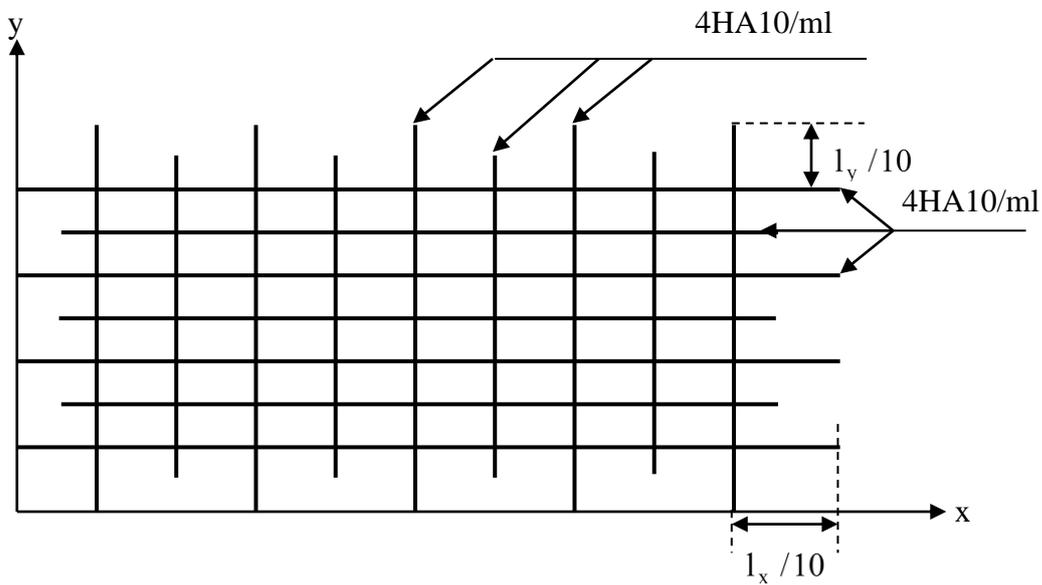


Figure III.36 : Schéma de ferrailage de la dalle.

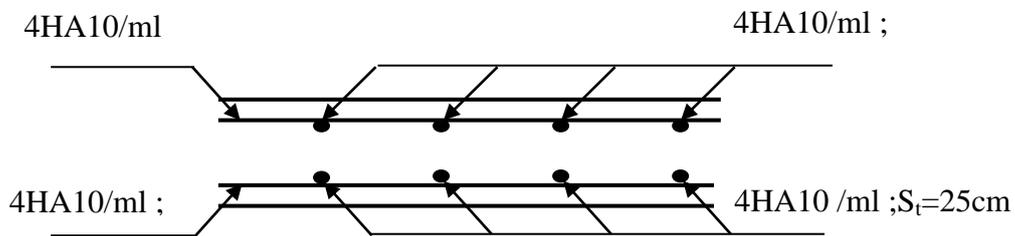


Figure III.37 : Vue en coupe du ferrailage de la dalle.

Conclusion :

Dans ce chapitre on a pu ferrailer les éléments secondaires, ce dernier est nécessaire pour leur stabilité et résistance. Toute en respectant les règles données par le BAEL et le RPA.

CHAPITRE IV
Etudes dynamique

Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

- **Modélisation en masse concentrée :** dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuité dans le système structurel, irrégularités).
- **Modélisation en éléments finis :** dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaie tout l'élément puis toute la structure.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utiliser est le **SAP2000.V.14**

IV.1. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

Dans le cas particulier de ce projet, les objectifs sont les suivants :

- ❖ Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dans l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'**ELU**).

- ❖ Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'**ELS**). Cet objectif vise les structures à plusieurs étages pour lesquels leur stabilité doit être assurée à l'**ELS**.

VI.2. Méthodes de calcul :

Le RPA99 propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

1. méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

VI.2.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**Art 4.2) du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ **Condition d'application :**

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le (**RPA article 4.1.2**

➤ **Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale**

RPA99 (Article 4.2.3) :

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- **A : Coefficient d'accélération de la zone.** (RPA99 Tableau4.1)

Le coefficient **A** représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- 1) Groupe d'usage : groupe 2
- 2) Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

- **R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement.** (RPA99 Tableau4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : $R = 5$

- **Q : Facteur de qualité de la structure déterminé par la formule suivante :**

$$Q = 1 + \sum_I^6 Pq \text{ avec :} \quad (\text{RPA99 Formule 4.4})$$

- Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

“ Critère q ”	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités Pq .

Donc : $Q = Q_x = Q_y = 1,1$.

- **W : Poids total de la structure.**

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad (\text{RPA99 Formule 4.5}).$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est on fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Concernant notre projet on a des niveaux à usage de salle des fête, et d'appartements à usage d'habitation donc on a deux coefficients de pondération :

- les niveaux (entresol, RDC, 1er) à usage de salle des fête avec : $\beta = 0.40$.
- les autres niveaux à usage d'habitation avec : $\beta = 0.20$.

Le poids total de la structure est donné directement par SAP2000 :

$$W = 27923.623 \text{ KN.}$$

- **D : Facteur d'amplification dynamique moyen :**

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{RPA99 Formule 4-2}).$$

Avec : T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Selon le rapport du sol établi par LABORATOIRE & ENGINEERING DE LA CONSTRUCTION « L.E.C BEJAIA », le sol en place est de moyenne qualité, plastique et présentant une résistance limite $\bar{\sigma} = 1.70 \text{ bars}$.

Ce sol est classé en site S_3 selon les recommandations du RPA. Les périodes T_1 et T_2 correspondant sont :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Tableau 4.7 du (RPA99/version 2003).}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages ; voir tableau 4,2 du RPA99/V2003.

On a un contreventement mixte :

Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7 \%$. RPA (Article 4.2.3).

Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10 \%$.

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.82 > 0.7$

$$T = C_T h_n^{3/4} \quad (\text{RPA99 Formule 4-6}).$$

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

$$h_n = 36.28m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.050 \times (36.28)^{3/4} = 0.739 \text{ s.}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09h_n / \sqrt{L} \quad (\text{RPA99 Formule 4-7})$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 12m, \quad L_y = 22m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.942s \\ T_y = 0.696s \end{cases}$$

$$T_x = \min (T_x; T_c) = 0.739s > T_2 = 0.5s$$

$$T_y = \min (T_y; T_c) = 0.696s > T_2 = 0.5s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car : } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.739} \right)^{2/3} = 1.58 \\ D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.696} \right)^{2/3} = 1.64 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.739 = 0.961s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.696 = 0.905s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.58 \times 1.1}{5} \times 27923.623 = 1455.937 \text{KN.}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.64 \times 1.1}{5} \times 27923.623 = 1511.226 \text{KN}$$

VI.2. 2.Méthode d'analyse 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 applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

a) principe

Il est recherché par cette méthode 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 suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées a la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (**spectre**), le graphe donne Sa/g en fonction du temps.

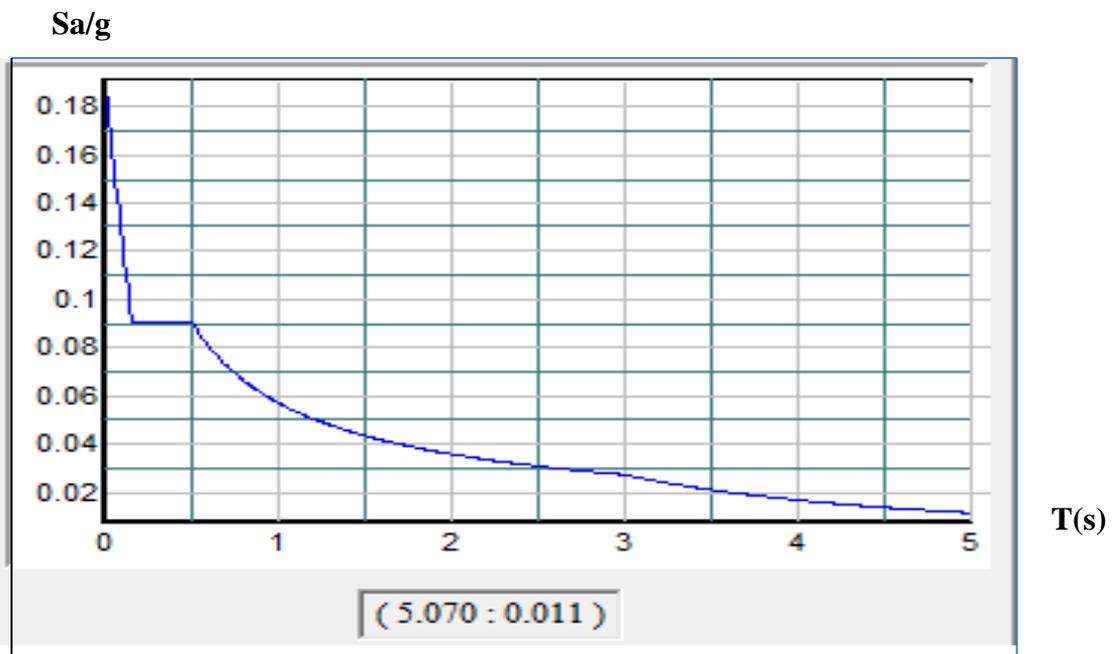


Figure IV.1 : Spectre de répons.

b) les hypothèses :

1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
4. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

VI.2.3. Méthode d'analyse par Accélérogramme :

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'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

VI.3.Description de logiciel SAP 2000 :

Cette structure sera modélisé grâce au logiciel SAP2000 version 14.2.2, Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

VI.3.1. Section des poteaux adoptés :

Les sections des poteaux choisis dans le chapitre 2 ne satisfait pas les exigences du **RPA** vis-à-vis du comportement de la structure.

Alors on a augmenté les sections qui sont résumées dans le tableau (4.2) suivant :

Poteaux	Section
Entresol+ sous-sol	60*60
RDC+1 ^{er} étage	60x55
2 ^{eme} +3 ^{eme} étage	55*55
4 ^{eme} +5 ^{eme} étage	55x50
6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme} étage	50x50

Tableau IV.2 : Les Sections des poteaux adoptés.

VI.3.2. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V14.2.

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, on a retenu la disposition représente ci-dessous. Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

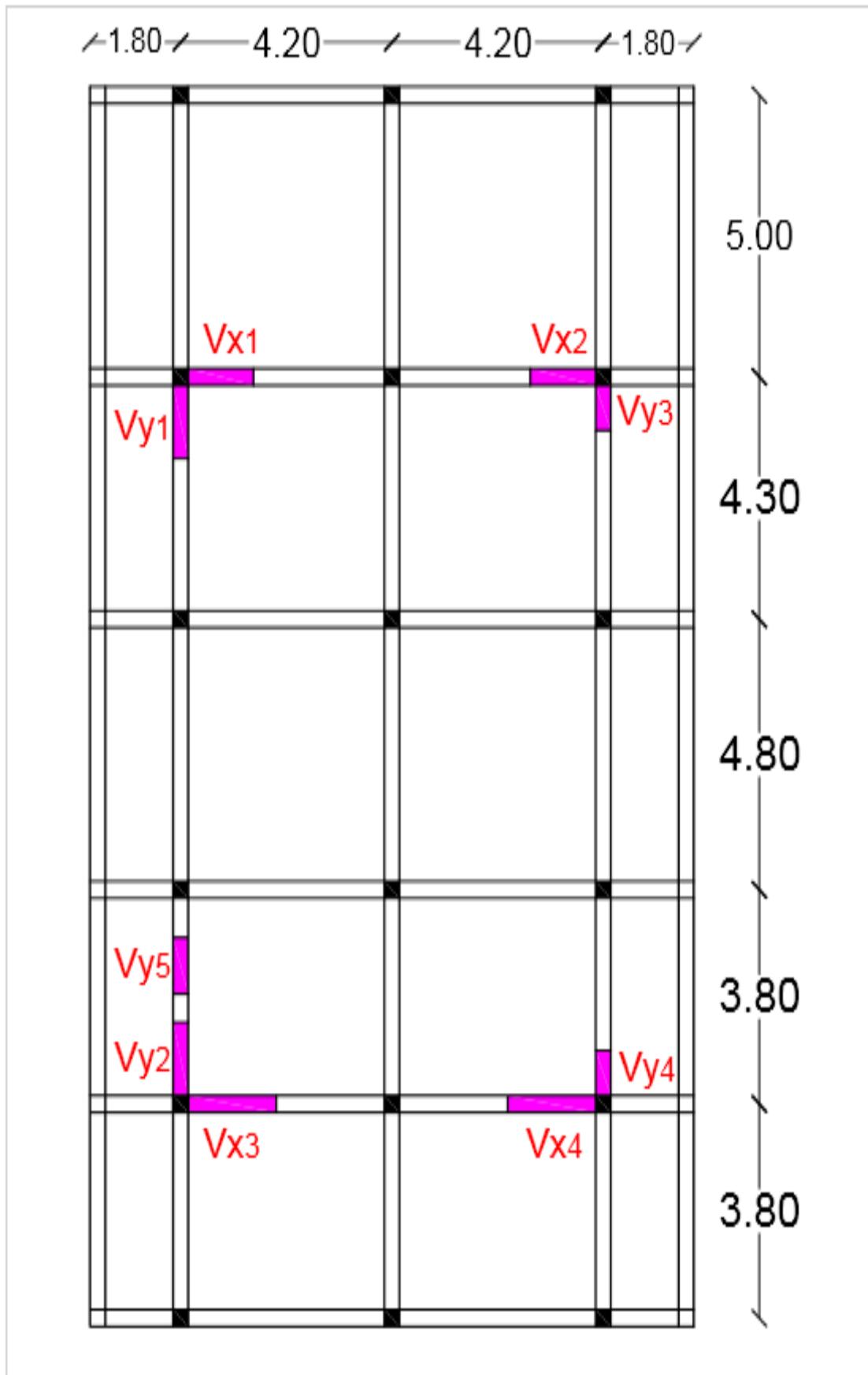


Figure IV.2 : Dispositions des voies.

- 1^{er} mode translation selon l'axe (ox) comme le montre la figure(VI.3) suivante :

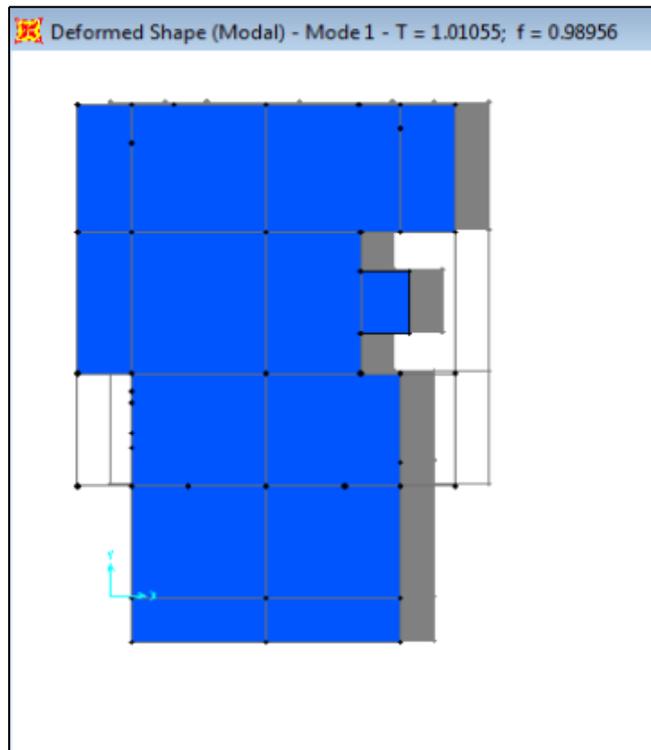


Figure IV.3 : 1^{ère} mode de déformation (translation suivant x-x).

- 2^{ème} mode translation selon l'axe (oy) comme le montre la figure(VI.4) suivante :

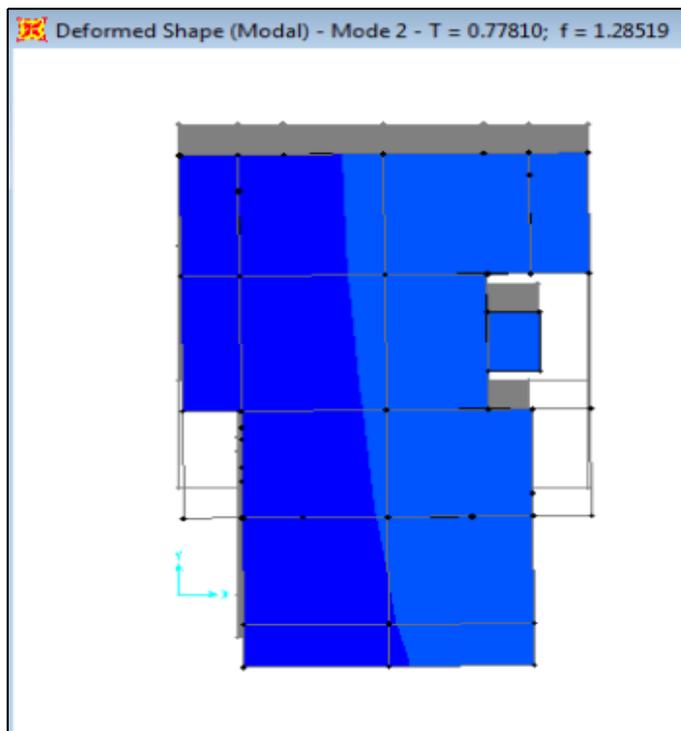


Figure IV.4 : 2^{ème} mode de déformation (translation suivant y-y).

- 3^{ème} mode torsion au tour de l'axe (oz) comme le montre la figure(VI.5) suivante :

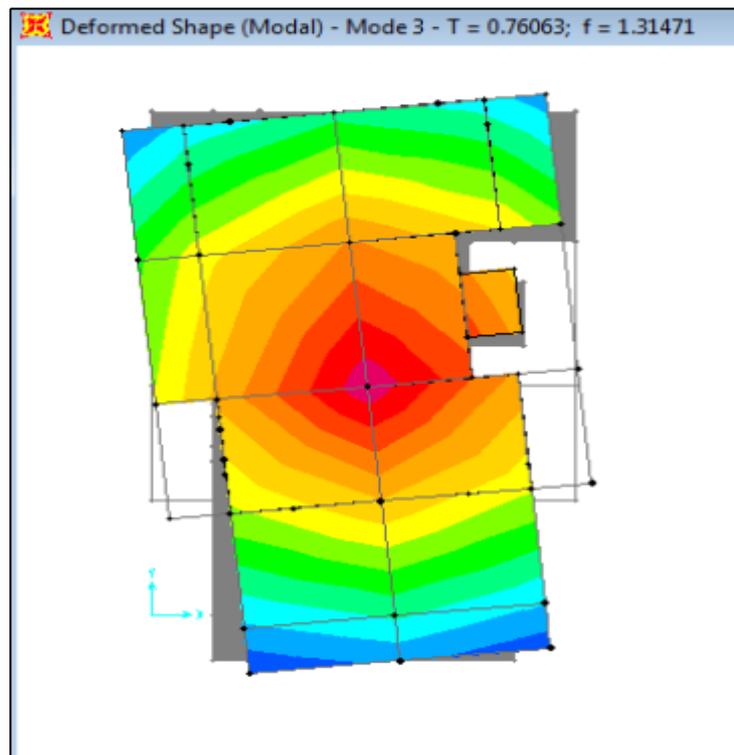


Figure IV.5 :3^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z).

VI.6. Analyse des résultats

La participation modale du 1^{ère} mode suivant le sens (x-x) est prépondérante ce qui donne un mode de translation suivant le sens (x-x) tel que montré sur la figure(IV.3), et on constate que le 2^{ème} mode est aussi un mode de translation suivant (y-y), tel que montré sur la figure (IV.4).

➤ **Périodes de vibration et taux de participation des masses modales**

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%, le tableau (IV.3) suivant donne la participation massique pour chaque mode :

mode	period (s)	Mode individuel (unites)			Somme cumulée (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.010553	0.67409	0.00433	0.00002413	67.409	0.433	0.002413
2	0.778096	0.00355	0.68369	4.691 E-07	67.765	68.802	0.00246
3	0.760627	0.00112	0.00106	0.00000363	67.876	68.908	0.002823
4	0.322608	0.1453	0.00035	0.00012	82.407	68.943	0.015
5	0.27222	0.00247	0.04838	0.00002202	82.654	73.781	0.017
6	0.247735	0.00369	0.11407	1.054 E-07	83.023	85.188	0.017
7	0.156402	0.05343	0.00052	0.00006333	88.366	85.24	0.0223
8	0.144115	0.0028	0.028727	0.00000822	88.646	88.067	0.024
9	0.120026	0.00091	0.02183	0.00000221	88.738	90.25	0.024
10	0.099984	0.01298	0.008	0.00423	90.0035	91.05	0.447
11	0.095221	0.00985	0.00828	0.02134	91.02	91.878	2.581
12	0.092457	0.0054	0.00035	0.04906	91.56	91.913	7.487

Tableau IV.3 : Période de vibration et taux de participation massique.

D'après les résultats obtenus dans le tableau (VI.3) ci-dessus, on constate que la participation massique est atteinte les 90% dans le dixième mode.

➤ **Vérification de l'interaction voiles portiques :**

L'article **3-4-4-a du RPA99/version2003** exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux;

Les portiques doivent reprendre, outre sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

a) Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau (IV.4) ci-dessus

Niveaux	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
Entre sol	22482.903	5244.402	81.0857	18.9142
RDC	19193.843	4637.885	80.5390	19.4609
1 ^{ere} étage	16209.439	3595.811	81.8441	18.1558
2 ^{eme} étage	13677.136	3117.376	81.4381	18.5618
3 ^{eme} étage	11292.292	2643.27	81.0321	18.9678
4 ^{eme} étage	9167.231	2230.169	80.4326	19.5673
5 ^{eme} étage	7285.232	1786.308	80.3086	19.6913
6 ^{eme} étage	5570.795	1388.028	80.0536	19.9463
7 ^{eme} étage	3908.368	923.595	80.8857	19.1142
8 ^{eme} étage	2207.456	496.436	81.6399	18.3600

Tableau IV. 4 : Vérification de l'interaction sous charges verticale.

On remarque que l'interaction sous charges verticales est vérifiée.

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus.

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
Entre sol	389.143	397.545	49.4659	50.5340	420.195	463.487	47.5504	52.4495
RDC	349.988	374.992	48.2755	51.7244	259.345	352.765	42.3690	57.6309
1 ^{ère} étage	289.806	312.098	48.1482	51.8517	434.345	350.64	55.3595	44.6404
2 ^{ème} étage	245.135	306.036	44.4753	55.5246	359.523	341.397	51.2930	48.7069
3 ^{ème} étage	270.089	227.492	54.2804	45.7195	364.419	272.246	57.2387	42.7612
4 ^{ème} étage	183.957	255.664	41.8444	58.1555	295.527	266.757	52.5583	47.4441
5 ^{ème} étage	172.64	206.912	45.4852	54.5148	263.222	216.771	54.8387	45.1612
6 ^{ème} étage	139.775	176.7	44.1662	55.8337	209.523	187.618	52.7578	47.2421
7 ^{ème} étage	111.077	129.147	46.2389	53.7610	168.903	126.333	57.2094	42.7905
8 ^{ème} étage	113.282	46.529	70.8849	29.1150	141.926	41.305	77.4574	22.5425

Tableau IV. 5 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

On remarque que l'interaction sous charges horizontales est vérifiée dans les deux sens.

- **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales et horizontales est vérifiée dans tous les étages.

➤ Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} 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 $V_{st.}$, nous avons :

	V_{st} (KN)	V_{dyn} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	observation
Sens xx	1264.121	801.598	0.63	Non vérifiée
Sens yy	1312.742	948.673	0.72	Non vérifiée

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

- **Analyse des résultats**

La condition n'est pas vérifiée, donc les paramètres de réponse (force, déplacement, moment.) seront majorés par $(0.8V_{st}/V_{dyn})$.

➤ **Vérification vis-à-vis des déplacements**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C à d : $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont regroupés dans le tableau(VI.7) ci-dessus.

	Sens xx						Sens yy					
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	
Entre-sol	0.0006	0.003	0	0.003	3.06	0.0009	0.0005	0.0025	0	0.0025	0.0008	
RDC	0.0028	0.014	0.003	0.011	4.14	0.0026	0.002	0.01	0.0025	0.0075	0.0018	
1 ^{ere} étage	0.0052	0.026	0.014	0.012	3.06	0.0039	0.0034	0.017	0.01	0.007	0.0022	
2 ^{eme} étage	0.0077	0.0385	0.026	0.0125	3.06	0.0041	0.005	0.025	0.017	0.008	0.0026	

3 ^{eme} étage	0.0103	0.0515	0.0385	0.013	3.06	0.0042	0.0065	0.0325	0.025	0.0075	0.0024
4 ^{eme} étage	0.0128	0.064	0.0515	0.0125	3.06	0.0041	0.008	0.04	0.0325	0.0075	0.0024
5 ^{eme} étage	0.0152	0.076	0.064	0.012	3.06	0.0039	0.0094	0.047	0.04	0.007	0.0023
6 ^{eme} étage	0.0172	0.086	0.076	0.01	3.06	0.0033	0.0107	0.0535	0.047	0.0065	0.0021
7 ^{eme} étage	0.019	0.095	0.086	0.009	3.06	0.0029	0.0119	0.0595	0.0535	0.006	0.0019
8 ^{eme} étage	0.0206	0.103	0.095	0.008	3.06	0.0026	0.0129	0.0645	0.0595	0.005	0.0016

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements.

- **Analyse des résultats :** les résultats du tableau (IV.7) montrent que les déplacements relatifs entre étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

➤ **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 : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ RPA99/2003(Article 5.9)

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ». $v_k = \sum_{i=1}^n f_i$

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 le tableau ci-dessus :

	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
Entre sol	306	21062.368	0.003	786.688	0.026	0.002	883.682	0.019
RDC	414	17756.15	0.011	724.98	0.065	0.007	612.11	0.052
1 ^{ère} étage	306	15103.154	0.012	601.904	0.098	0.007	785.476	0.044
2 ^{ème} étage	306	12561.116	0.0125	551.171	0.093	0.008	700.92	0.047
3 ^{ème} étage	306	10281.133	0.013	497.581	0.088	0.007	636.665	0.039
4 ^{ème} étage	306	8213.183	0.0125	439.621	0.076	0.007	562.284	0.036
5 ^{ème} étage	306	6314.171	0.012	379.552	0.065	0.007	479.993	0.030
6 ^{ème} étage	306	4415.047	0.01	316.475	0.046	0.006	397.141	0.024
7 ^{ème} étage	306	2514.854	0.009	240.224	0.031	0.006	295.236	0.017
8 ^{ème} étage	306	0	0.008	159.811	0	0.005	183.231	0

Tableau IV.8 : Vérification a L'effet P- Δ .

- **Analyse des résultats :** On voit bien que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$N_d : \quad \nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \Rightarrow N_d \leq 0,3 \times B_c \times f_{c28}$$

de Avec : désigne l'effort normale
calcul s'exerçant sur une
section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci a été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas est :

Niveaux	B_c (cm ²)	N_d (KN)	ν	Remarque
Entre sol	60x60	2403.941	0.26	vérifiée
RDC	60x55	2077.81	0.23	vérifiée
1 ^{ere} étage	60x55	1751.71	0.21	vérifiée
2 ^{eme} étage	55x55	1530.656	0.18	vérifiée
3 ^{eme} étage	55x55	1315.61	0.17	vérifiée
4 ^{eme} étage	50x55	1101.133	0.14	vérifiée
5 ^{eme} étage	50x55	892.09	0.12	vérifiée
6 ^{eme} étage	50x50	713.743	0.10	vérifiée
7 ^{eme} étage	50x50	510.225	0.08	vérifiée
8 ^{eme} étage	50x50	298.301	0.04	vérifiée

Tableau IV.9 : Vérification de l'effort normal réduit.

- **Analyse des résultats** : On remarque que le rapport ν ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

Conclusion :

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel sap2000, 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.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile portique). Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- Δ). Afin de vérifier l'effort normal réduit, les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées pour satisfaire les exigences des règles parasismiques algériennes en vigueur.

CHAPITRE V

Etude des éléments principaux

Introduction :

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

V.1. Etude des poteaux :

V.1.1. Définition :

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferraillements se font à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 :

- * 1.35G+1.5Q
- * G+Q
- * G+Q+E
- * G+Q -E
- * 0.8G+E
- * 0,8G-E

Le ferraillement est calculé selon les couples de sollicitation suivantes :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

V.1.2. Recommandations du RPA99/Version 2003 :

a. Armatures longitudinale :

- Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal $A_{\min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone II.
- Leur pourcentage maximal :
 - ✓ $A_{\max} = 4\%$ de la section du béton en zone courante.

✓ $A_{max} = 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement.

- $\phi_{min} > 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimal de recouvrement est de $40\phi_l$ en zone IIa. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en 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' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60cm\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

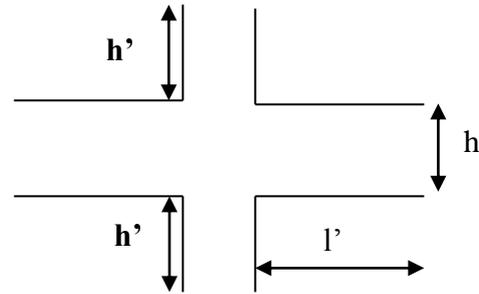


Figure V. 1 : Zone nodale.

➤ **Les armatures longitudinales min et max données par le RPA :**

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol et entre sol	60x60	28.8	144	216
1et RDC	60x55	26.4	132	198
, 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	55x55	24.20	121	181.5
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages	55x50	22	110	165
6 ^{eme} ,7 ^{eme} et8 ^{eme} étages	50x50	20	100	150

Tableau V.1 : Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99.

b. Les armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_U}{h_1 f_e}$$

RPA99/version2003 (Art 7.4.2)

Avec V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g : \text{élancement géométrique du poteau.}$$

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$
 - Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$
- Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.
- La quantité d'armatures transversale minimale : A_t^{min} en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ On interpole entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g : \text{est l'élancement géométrique du poteau } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

l_f : Longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimums.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre Suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.3. Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel *Sap2000* qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	section	N _{max} et M _{corres}		N _{min} et M _{corres}		M _{max} et N _{corres}	
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
Sous-sol et entre sol	60x60	2403.941	3.496	-7.308	101.738	115.163	165.302
1et RDC	60x55	2077.81	5.733	-5.009	10.817	130.009	-1352.421
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	55x55	1530.656	6.417	-5.063	42.452	127.203	-822.804
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages	55x50	1101.133	6.766	-19.676	0.978	108.308	-572.673
6 ^{eme} ,7 ^{eme} et8 ^{eme} étages	50x50	713.743	12.656	-0.098	0.794	101.053	-337.799

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux.

V.1.4. Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables, les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	A _{RPA} (cm ²)	A _{clculé} (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	Barres
Sous-sol et entre sol	60x60	28.8	18	30.28	12HA16+4HA14
1et RDC	60x55	26.4	16.5	26.52	12HA14+4HA16
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	55x55	24.20	15.1	24.63	16HA14
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages	55x50	22	13.8	22.24	8HA16+4H14
6 ^{eme} ,7 ^{eme} et8 ^{eme} étages	50x50	20	12.5	20.36	8HA14+4HA16

TableauV.3 : Ferrailage des poteaux.

V.1.5. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Niveau	Section (cm ²)	ϕ_l^{\min} (cm)	l_f (cm)	V _u (KN)	l_r	S _i 1 (cm)	S _i 2 (cm)	A _t (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	A _t adopté (cm ²)
Sous-Sol	60×60	1.4	168	67.282	56	15	10	1.57	4.61	6HA10=4.71
Entre sol	60×60	1.4	214.2	67.282	56	15	10	1.57	4.61	6HA10=4.71
RDC	60×55	1.4	214.2	276.632	56	15	10	3.48	4.61	6HA10=4.71
1 ^{ere} étage	60×55	1.4	214.2	276.632	56	15	10	3.48	4.61	6HA10=4.71
2 ^{eme} étage	55×55	1.4	214.2	188.491	56	15	10	3.31	4.53	6HA10=4.71
3 ^{eme} étage	55×55	1.4	214.2	188.491	56	15	10	3.31	4.53	6HA10=4.71
4 ^{eme} étage	55×50	1.4	214.2	161.664	56	15	10	2.15	4.53	6HA10=4.71
5 ^{eme} étage	55×50	1.4	214.2	161.664	56	15	10	2.15	4.53	6HA10=4.71
6 ^{eme} étage	50×50	1.4	214.2	112.165	56	15	10	2.13	4.12	6HA10=4.71
7 ^{eme} étage	50×50	1.4	214.2	112.165	56	15	10	2.13	4.12	6HA10=4.71
8 ^{eme} étage	50×50	1.4	214.2	112.165	56	15	10	2.13	4.12	6HA10=4.71

Tableau V.4 : Armatures transversales des poteaux.

V.1.6. Les Vérifications nécessaires :

➤ Vérifications au flambement :

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement, (voir chapitre II-P23).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité de chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le poteau de l'entre sol.

$$N_d = 2403.941 \text{ KN}$$

$$l_f = 306 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 12.37 < 50 \rightarrow \alpha = 0.829.$$

$$B_r = (0,60 - 0,02) \times (0,60 - 0,02) = 0,336 \text{ m}^2.$$

$$N_U = 0.829 \times \left(\frac{25 \times 0.336}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.0031 \times 400}{1.15} \right) = 6.26 \text{ MN}$$

$N_d = 2.403 \text{ MN} < 6.26 \text{ MN} \rightarrow$ pas de risque de flambement.

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de cette structure sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	L_0 (m)	L_f (m)	I (m ⁴) $\times 10^{-2}$	i (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (MN)	N^d (MN)
Sous-sol et entre sol	3.06	2.14	1.08	0.173	12.37	0.829	30.28	0.336	6.22	2.403
1 ^{er} et RDC	4.14	2.89	0.83	0.158	18.25	0.806	26.52	0.307	5.51	2.077
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	3.06	2.14	0.76	0.158	13.49	0.825	24.63	0.280	5.15	1.530
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages	3.06	2.14	0.57	0.144	14.84	0.820	22.24	0.254	4.64	1.101
6 ^{eme} , 7 ^{eme} et 8 ^{eme} étages	3.06	2.14	0.52	0.144	14.84	0.820	20.36	0.230	4.21	0.713

Tableau V.5 : Vérification au flambement des poteaux.

On remarque bien que $N^d < N_u$ pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y a pas de risque de flambement.

➤ Vérification des contraintes de compression

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

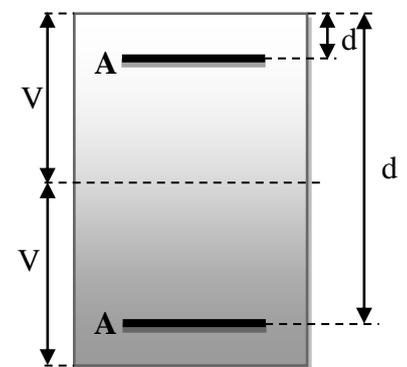
$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s' \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

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

$$v' = h - v \text{ et } d = 0.9 \times h$$

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



Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	observation
60×60	54.00	30.28	30.28	30.00	30.00	0.016	1740.67	41.91	4.59	vérifiée
60×55	54.00	26.52	26.52	30.00	30.00	0.015	1508.88	44.28	4.55	vérifiée
55×55	49.50	24.63	24.63	27.00	28.00	0.011	1115.99	32.72	3.74	vérifiée
55×50	49.50	22.24	22.24	27.00	28.00	0.010	803.30	35.91	3.30	vérifiée
50×50	45.00	20.36	20.36	25.00	25.00	0.008	521.17	37.45	2.89	vérifiée

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.

➤ **Vérification aux sollicitations tangentielles**

Selon le RPA99/version2003 (Article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{D'où, on doit avoir : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	λ _g	ρ _d	d(m)	V _u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	observation
Sous-sol et entre sol	60x60	3.57	0.04	54	67.282	0.20	1	vérifiée
1et RDC	60x55	4.83	0.04	54	276.632	0.91	1	vérifiée
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	55x55	3.89	0.04	49.5	188.491	0.69	1	vérifiée
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages	55x50	3.89	0.04	49.5	161.664	0.65	1	vérifiée
6 ^{eme} ,7 ^{eme} et8 ^{eme} étages	50x50	4.28	0.04	45	112.165	0.50	1	vérifiée

Tableau V.7 : Vérification des contraintes tangentielles.

V.1.7. schémas de ferrailage :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

RPA99 (Article 7.4.2.1).

$$L' = 2 \cdot h.$$

h_e : hauteur de chaque niveau ; et h : la hauteur de la poutre principale.

-sous-sol ; Entresol:

$$h' = 60\text{cm}, L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}.$$

-1^{er} .RDC :

$$h' = 70\text{cm}, L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}.$$

-2, 3^{eme} Etage :

$$h' = 60\text{cm}, L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}.$$

-4, 5^{eme} Etage et terrasse1 :

$$h' = 60\text{cm}, L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$$

-6,7, 8^{eme} Etage :

$$h' = 60\text{cm}, L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$$

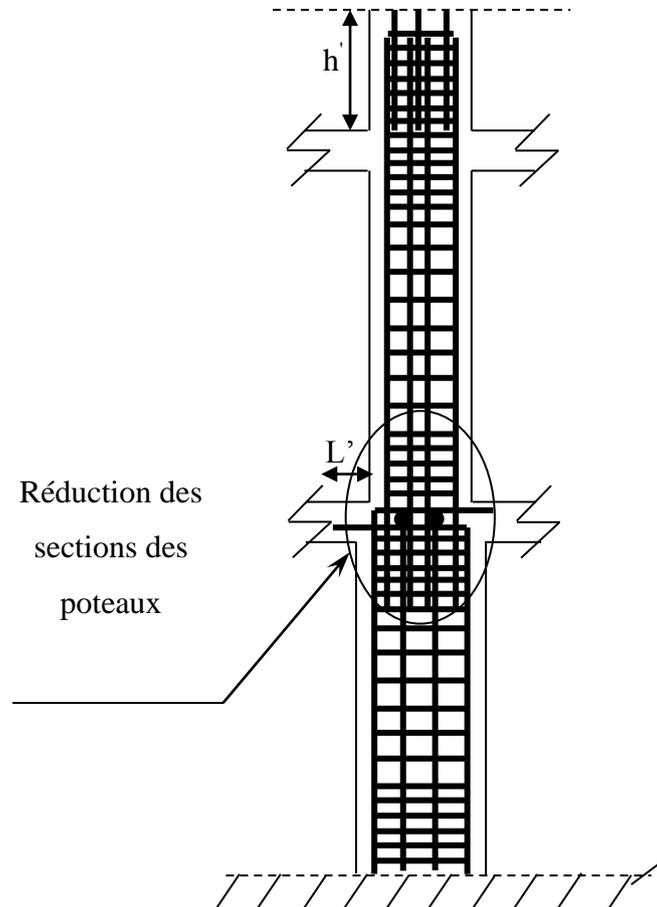


Figure V.2 : Disposition des armatures des poteaux.

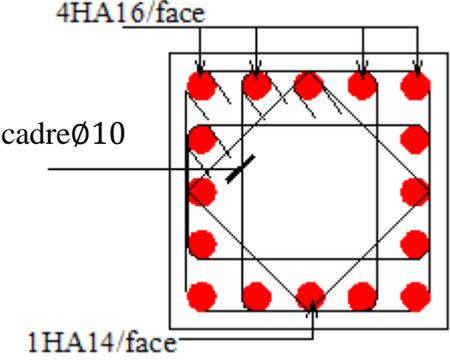
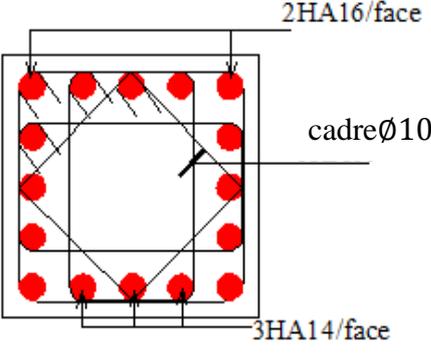
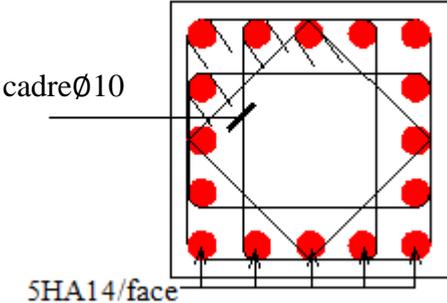
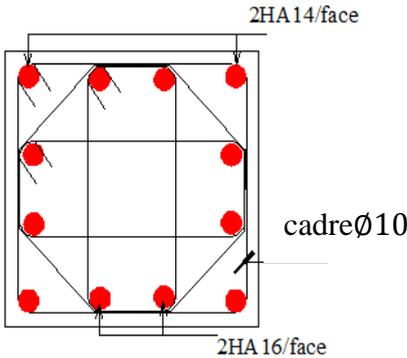
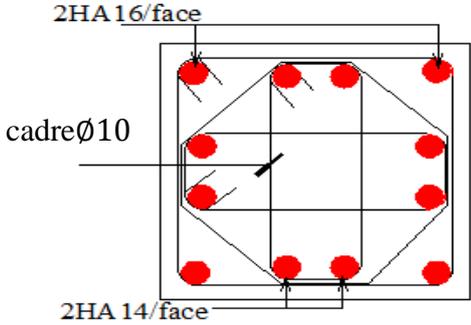
<p align="center">Sous-sol et entre sol</p>	<p align="center">RDC et 1^{ère} étage</p>
 <p>4HA16/face cadreØ10 1HA14/face</p>	 <p>2HA16/face cadreØ10 3HA14/face</p>
<p align="center">Poteau (60×60) cm²</p>	<p align="center">Poteau (60×55) cm²</p>
<p align="center">2, 3^{ème} étage</p>	<p align="center">4, 5^{ème} étage</p>
 <p>cadreØ10 5HA14/face</p>	 <p>2HA14/face cadreØ10 2HA16/face</p>
<p align="center">Poteau (55×55) cm²</p>	<p align="center">Poteau (55×50) cm²</p>
<p align="center">6,7,8^{ème} étage</p>	
 <p>2HA16/face cadreØ10 2HA14/face</p>	
<p align="center">Poteau (50×50) cm²</p>	

Tableau V.8 : Schéma de ferrailage des poteaux.

V.2. Etude des poutres :

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

On distingue deux types de poutres, les poutres principales ($40 \times 45 \text{ cm}^2$) qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires ($35 \times 40 \text{ cm}^2$) qui assurent le chaînage.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, version 14.2.2 combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version2003 suivantes :

- * $1.35G + 1.5Q$
- * $G + Q$
- * $G + Q \pm E$
- * $0.8G \pm E$

V.2.1. Les recommandations du RPA99/version2003 :

a. Les armatures longitudinales :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0,5\% b \times h$ en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - * $4\% b \times h$ En zone courante.
 - * $6\% b \times h$ En zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
- ✓ $40\phi_{\max}$ en zone IIa avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la *Figure V.4*, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.

- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b. Les armatures transversales :

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S \times b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires, minimum de : $S \leq \min (h/4 ; 12 \phi_t)$
 - En dehors de la zone nodale, $S \leq h/2$
Avec : h : La hauteur de la poutre
- ✓ La valeur du diamètre ϕ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nœud d'appui ou de l'encastrement.

V.2.2. Les sections minimales et maximales préconisées par le RPA99V2003 :

Type de poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone courante	zone de recouvrement
Principale	30×40	6,00	48	72
Secondaire	30×35	5,25	42	63

Tableau V.9 : Armatures longitudinales min et max dans les poutres.

V.2.3. Sollicitations de calculs :

Etage	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée}	M _{appuis}	V	M _{travée}	M _{appuis}	V
Commerciale	121.669	-122.320	364.903	116.724	-108.628	73.518
Habitation	121.121	-81.661	318.209	136.490	-117.138	112.065
Terrasse inaccessible	73.216	-84.020	96.184	93.212	62.725	75.44

Tableau V.10 : Les sollicitations les plus défavorables.**V.2.4. calcul du Ferrailage :**

Les résultats de calcul du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
commerce	Principales	30×40	travées	10.72	6,00	6HA16=12.06
			Appuis	10.79		6HA16=12.06
	Secondaires	30×35	travées	10.22	5,25	3HA14+3HA16=10.65
			Appuis	11.43		6HA16=12.06
habitation	Principales	30×40	travées	10.67	6,00	6HA16=12.06
			Appuis	6.86		3HA12+3HA14=8.01
	Secondaires	30×35	travées	5.11	5,25	6HA12=6.78
			Appuis	12.53		3HA20+3HA16=15.45
terrasse inaccessible	Principales	30×40	travées	6.10	6,00	6HA12=6.78
			Appuis	7.08		3HA12+3HA14=8.01
	Secondaires	30×35	travées	9.16	5,25	6HA14=9.24
			Appuis	6.11		6HA12=8.01

Tableau V.11 : Armatures longitudinales des poutres.**❖ Les Longueurs de recouvrement :**

La longueur minimale des de recouvrements est :

- $\varnothing = 20\text{mm} \Rightarrow L_r = 40\varnothing = 40 \times 2 = 80\text{cm}$ soit : $L_r=100\text{cm}$
- $\varnothing = 16\text{mm} \Rightarrow L_r = 40\varnothing = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$ soit : $L_r=80\text{cm}$
- $\varnothing = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 40\varnothing = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$ soit : $L_r=70\text{cm}$
- $\varnothing = 12\text{mm} \Rightarrow L_r = 40\varnothing = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$ soit : $L_r=60\text{cm}$

❖ **Armatures transversales :**

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

- poutre principales $\phi \leq \min \left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10} \right) \Rightarrow \min(1.2; 1.14; 3)$

Donc on prend $\phi_1 = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$

- poutre secondaire $\phi \leq \min \left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10} \right) \Rightarrow \min(1.2; 1; 3)$

Donc on prend $\phi_1 = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$

❖ **Calcul des espacements des armatures transversales selon RPA99/2003 :**

- Zone nodale : $s_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right)$,

Poutres principales : $s_t \leq \min(10\text{cm}; 14.4\text{cm})$ soit : $s_t = 10\text{cm}$

Poutres secondaires : $s_t \leq \min(8.75\text{cm}; 14.4\text{cm})$ soit : $s_t = 10\text{cm}$

- Zone courante : $s_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $s_t = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$ soit : $s_t = 15\text{cm}$

Poutres secondaires : $s_t = \frac{35}{2} = 17.5\text{cm}$ soit : $s_t = 15\text{cm}$

❖ **Section minimal d'armatures transversales :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35\text{cm}^2$ condition vérifiée.

V.2.5. Vérifications :**a. Vérification du pourcentage des armatures selon le RPA99**• **Poutres principales**

En zone courante : $A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm}^2 > A$ vérifiée.

En zone courante : $A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72\text{cm}^2 > A$ vérifiée.

- **Poutres secondaires :**

En zone courante : $A_{max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 > A \dots \dots \dots$ vérifiée.

En zone courante : $A_{max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > A \dots \dots \dots$ vérifiée.

b. vérifications des contraintes tangentielles :

- **Vérification de l'effort tranchant :** $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	364.903	3.20	Vérifiée
Poutres secondaires	112.065	1.13	Vérifiée

Tableau V.12 : vérifications des contraintes tangentielles.

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

✓ en appui de rives : $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

✓ en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	A_l (cm)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
Principale	24.12	364.903	122.320	10.49	0.208	Vérifiée
Secondaires	22.71	112.065	117.138	3.22	-8.117	Vérifiée

Tableau V.13 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

C. Vérification à l'ELS :

- **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

- **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

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

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

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

les résultats des vérifications de la contrainte sont regroupés dans le tableau suivant :

poutres	Elément	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
principales	Appui	88.60	14.19	93531.37	13.44	15	vérifiée
	Travée	44.68	14.19	105119.48	6.03	15	vérifiée
Secondaires	Appui	82.89	14.22	79882.08	14.75	15	vérifiée
	Travée	36.37	12.30	71447.36	6.26	15	vérifiée

Tableau .V.14 : Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.

- **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le CBA93 et BAEL91, la vérification à la flèche est inutile si les conditions

$$\text{suivantes sont satisfaites : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

✓ **Poutres principales**

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{500} = 0.08 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.08 > \frac{M_T}{10 \times M_0} = 0.06 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{12.06 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.38} = 0.0101 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Poutres secondaires.**

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{420} = 0.083 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.083 > \frac{M_T}{10 \times M_0} = 0.06 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{10.65 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.33} = 0.0101 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.6. Vérification des zones nodales :

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, que sont les nœuds, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur de 1,25 :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|) \quad \text{RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

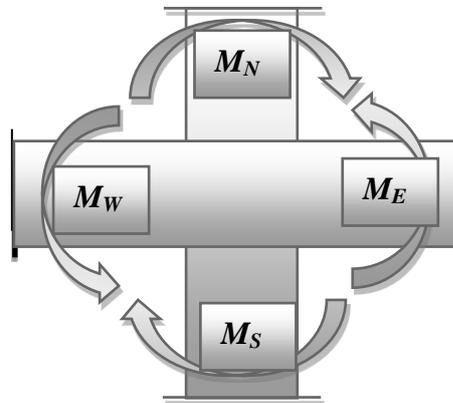


Figure V.3 : Les moments dans zone nodale.

V.2.6.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

Telle que :

$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$ Avec : $z = 0,85 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
60x60	51	31.42	557.64
60x55	51	26.89	477.24
55x55	46.75	25.13	408.84
55x50	46.75	24.63	400.70
50×50	42.5	20.11	297.43

Tableau V.15 : Moment résistant dans les poteaux.

V.2.6.2. Détermination du moment résistant dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (tabV.16). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central :

Niveau	MN	MS	MN+MS	MW	ME	1.25 (MW+ME)	Obs
Entre sol	557.64	557.64	1115.28	142.69	142.69	356.72	vérifiée
RDC	477.24	557.64	1034.88	142.69	142.69	356.72	vérifiée
Etage1	408.84	477.24	886.08	142.69	142.69	356.72	vérifiée
Etage2	408.84	477.24	886.08	182.80	182.80	457	vérifiée
Etage3	400.70	408.84	809.54	182.80	182.80	457	vérifiée
Etage4	400.70	408.84	809.54	182.80	182.80	457	vérifiée
Etage5	297.43	400.70	698.13	182.80	182.80	457	vérifiée
Etage6	297.43	400.70	698.13	182.80	182.80	457	vérifiée
Etage7, 8	297.43	297.43	594.86	182.80	182.80	457	vérifiée
Terrasse inc	297.43	297.43	594.86	109.32	109.32	273.3	vérifiée

Tableau V.16 : Moment résistant dans les poutres.

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres, donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

- Exemple de ferrailage d'une poutre principale du entre sol et RDC.

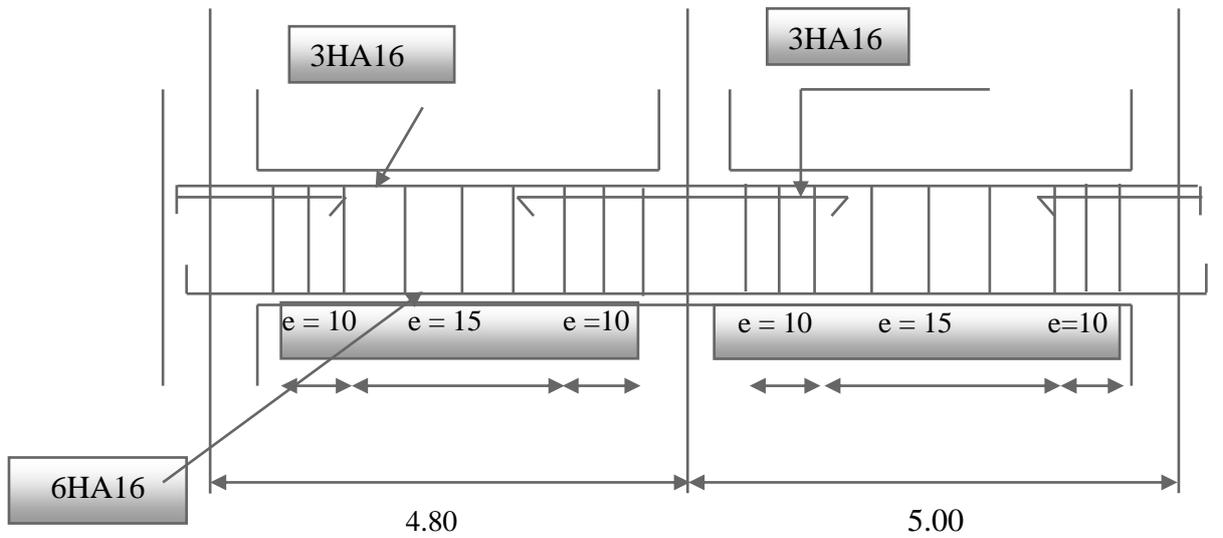


Figure .V.4 : Disposition constructive des armateurs dans les poutres.

V.2.7. Schéma de ferrailage des poutres :

Les schémas de ferrailage des poutres principales, secondaires sont présentés dans les tableaux suivants :

Types de poutres	Section (cm ²)	Schéma de ferrailage	
		appuis	travée
Principales	30x40		

secondaires	30x35		
-------------	-------	--	--

Tableau v.17 : schéma de ferrailage des poutres des étages commerciales.

Types de poutres	Section (cm ²)	Schéma de ferrailage	
		appuis	travée
principale	30x40		
secondaire	30x35		

Tableau v.18 : schéma de ferrailage des poutres des étages courant.

Types de poutres	Section (cm ²)	Schéma de ferrailage	
		appuis	travée
Principales	30x40		
secondaires	30x35		

Tableau V.19 : schéma de ferrailage des poutres terrasse inaccessible.

V.3. Etude des voiles :

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

$$\checkmark \text{ Voiles élancés : } \frac{h}{l} > 1.5 \quad ; \quad \text{Voiles courts : } \frac{h}{l} < 1.5$$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- * 1.35G + 1.5Q
- * G + Q
- * G + Q ± E
- * 0.8G ± E

V.3.1.Recommandation du RPA 99/version2003 :

a) Les armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$ avec L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- à chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

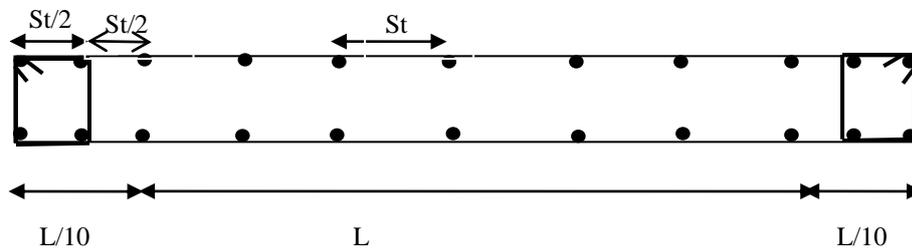


Figure V.5 : Disposition des armatures dans les voiles.

b) Les armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$

c) Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d) 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 : $A_{Vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$; avec : $V = 1,4V_u$

e) Les règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
- ✓ $A_{\min} = 0.15\% \times e \times h$ dans la zone extrême de voile.

- ✓ $A_{\min} = 0.10\% \times e \times h$ dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- L'espacement $S_r = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$ avec a : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - ✓ 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats des voiles sont résumés dans les tableaux suivant :

- Sens x-x'
- $V_{x1, x2}=1.30\text{m}$

Niveau	<i>Nmax→Mcor</i>		<i>Mmax→Ncor</i>		<i>Nmin→Mcor</i>		$V_d(\text{KN})$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
entre-sol et RDC	1699.37	308.08	3448.56	1146.05	445.98	433.71	305.18
1^{ère} et 2^{ème} étage	1104.84	25.82	580.31	786.64	407.98	135.87	185.62
3^{ème} et 4^{ème} étage	770.12	12.87	945.43	581.41	295.65	124.36	113.02
5^{ème} et 6^{ème} étage	527.89	46.83	1087.37	160.74	218.96	105.96	160.74
7^{ème} et 8^{ème} étage	276.25	48.76	1028.92	213.67	134.02	94.32	112.344

Tableau V .20 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x1, x2}=1,3\text{m}$ à tous les niveaux.

- $V_{x3, x4}=1.75m$

Niveau	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>		<i>V_d</i> (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
entre-sol et RDC	2180.41	848.42	1580.25	1556.06	108.77	155.64	310.31
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	1528.96	136.78	772.66	764.77	433.27	733.87	373.81
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	1151.62	81.05	1375.48	872.97	415.64	318.75	293.61
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	775.36	108.49	1697.71	585.94	325.53	218.87	220.41
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	403.95	68.11	1353.04	307.87	155.00	176.82	138.83

Tableau V .21 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x3, x4}=1.75m$ à tous les niveaux.

- Sens $y-y'$

- $V_{y1, y2}=1.30m$

Niveau	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>		<i>V_d</i> (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
entre-sol et RDC	2180.41	848.42	1580.25	1556.06	108.77	155.64	310.31
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	1248.81	500.34	917.75	726.58	262.63	487.73	209.89
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	891.00	159.82	850.83	609.52	250.91	260.94	163.26
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	595.47	27.09	575.94	389.56	199.87	144.83	139.98
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	315.94	87.26	470.22	177.45	75.82	101.83	92.03

Tableau V .22 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x1, y2}=1.30m$ à tous les niveaux.

- $V_{y3, y4}=0.80m$

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
entre-sol et RDC	393.35	74.19	844.85	439.30	164.43	835.30	152.23
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	698.88	485.63	485.63	698.88	67.39	227.61	97.30
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	468.19	51.80	702.40	322.13	102.41	205.28	85.37
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	306.01	89.06	712.00	214.33	88.82	262.82	84.77
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	175.03	160.33	620.18	102.13	14.18	174.81	66.35

Tableau V .23 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{y3, y4}=0.8m$ à tous les niveaux.

- $V_{y5}=1m$

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
entre-sol et RDC	965.31	237.83	237.83	965.31	188.88	229.32	123.10
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	508.94	183.33	254.08	165.54	66.52	240.57	161.08
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	346.38	58.34	202.49	175.13	100.76	61.91	131.12
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	235.94	68.88	165.01	111.28	61.74	147.92	109.13
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	150.45	2.90	96.86	23.74	1.12	81.35	65.73

Tableau V .24 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{y5}=1m$ à tous les niveaux.

V.3.3. Ferrailage des voiles :

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du **SAP2000** avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

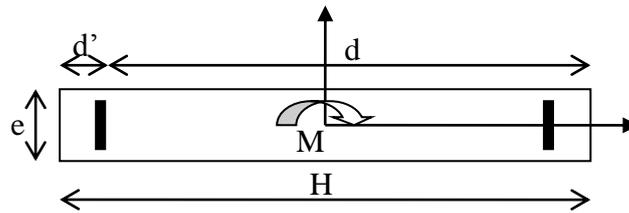


Figure V.7 : Schéma d'un voile pleine.

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times L$).

- A_v^{\min} : Section d'armatures verticales minimale dans le voile.
 $A_v^{\min} = 0.15\% \times e \times L$
- A_v^{\min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue. ($A_v^{\min} / \text{ten} = 0.2\% \times e \times L_t$)
- A_v^{\min} / comp : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.
 $(A_v^{\min} / \text{comp} = 0.1\% \times e \times L_c)$.
- A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : Espacement entre armatures.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \times e \times h$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{calc} : Section d'armature horizontale calculée.
- A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.
- N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement.
- L_t : Longueur de la zone tendue

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

- L_c : longueur de la zone comprimée avec : $L_c = L - 2L_t$

Les résultats de calcul des différents voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Sens x-x'**

- $V_{x1, x2}$

Niveau	Entre-sol et RDC	1 ^{ème} et 2 ^{ème} étages	3 ^{ème} et 4 ^{ème} Etages	5 ^{ème} et 6 ^{ème} Etages	7 ^{ème} et 8 ^{ème} Etages
L (cm)	130	130	130	130	130
e (cm)	20	15	15	15	15
M (KN.m)	308.08	25.82	12.87	46.83	48.76
N (KN)	1699.37	1104.84	770.12	527.89	276.25
V(KN)	305.18	185.62	113.02	160.74	112.344
τ_U Mpa	0.41	0.45	0.27	0.37	0.27
τ_U Mpa	5	5	5	5	5
Av cal /face (cm ²)	31.57	16.48	11.37	8.67	5.10
Av min/face (cm ²)	3.9	2.92	2.92	2.92	2.92
Av adop/face (cm ²)	32.17	18.10	12.57	12.57	12.57
N ^{barre} /face	16HA16	16HA12	16HA10	16HA10	16HA10
Ah cal/ml (cm ²)	2	1.5	1.5	1.5	1.5
Ah min/ml (cm ²)	3	2.25	2.25	2.25	2.25
Ah adop/ml (cm ²)	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14
N ^{barre} /face/ml	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10

Tableau V.25 : Ferrailage du voile $V_{x1, x2}=1.30m$ à tous les niveaux.

- $V_{x3, x4}$

Niveau	Entre-sol et RDC	1 ^{ème} et 2 ^{ème} étages	3 ^{ème} et 4 ^{ème} Etages	5 ^{ème} et 6 ^{ème} Etages	7 ^{ème} et 8 ^{ème} Etages
L (cm)	175	175	175	175	175
e (cm)	20	15	15	15	15
M (KN.m)	848.42	136.78	81.05	108.49	68.11
N (KN)	2180.41	1528.96	1151.62	775.36	403.95
V(KN)	310.31	373.81	293.61	220.41	138.83
τ_U Mpa	0.42	0.90	0.71	0.53	0.33
	5	5	5	5	5
Av cal /face (cm ²)	45.10	24.31	17.93	12.99	6.97
Av min/face (cm ²)	5.25	3.93	3.93	3.93	3.93
Av adop/face (cm ²)	45.22	27.71	20.36	14.14	9.05
N ^{barre} /face	8HA20+10HA16	18HA14	18HA12	18HA10	18HA8
Ah cal/ml (cm ²)	2	1.5	1.5	1.5	1.5
Ah min/ml (cm ²)	3	2.25	2.25	2.25	2.25
Ah adop (cm ²)	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14
N ^{barre} /face/ml	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10

Tableau V.26 : Ferrailage du voile $V_{x3, x4}=1.75m$ à tous les niveaux.

- Sens $y-y'$

- $V_{y1, y2}$

Niveau	Ente-sol et RDC	1 ^{ème} et 2 ^{ème} étages	3 ^{ème} et 4 ^{ème} Etages	5 ^{ème} et 6 ^{ème} Etages	7 ^{ème} et 8 ^{ème} Etages
L (cm)	130	130	130	130	130
e (cm)	20	15	15	15	15
M (KN.m)	848.42	500.34	159.82	27.09	87.26
N (KN)	2180.41	1248.81	891.00	595.47	315.94
V(KN)	310.31	209.89	163.26	139.98	92.03
τ_U Mpa	0.42	0.51	0.40	0.34	0.22
	5	5	5	5	5
Av cal /face (cm ²)	51.01	29.55	16.51	9.19	6.56
Av min/face (cm ²)	3.9	2.92	2.92	2.92	2.92
Av adop/face (cm ²)	50.27	32.17	19.73	12.57	8.04
N ^{barre} /face	16HA20	16HA16	4HA14+12HA12	16HA10	16HA8
Ah cal/ml (cm ²)	2	1.5	1.5	1.5	1.5
Ah min/ml (cm ²)	3	1.5	1.5	1.5	1.5
Ah adop (cm ²)	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14
N ^{barre} /face/ml	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10

Tableau V.27 : Ferrailage du voile $V_{y1, y2}=1.30m$ à tous les niveaux.

- $V_{y3, y4}$

Niveau	Ente-sol et RDC	1 ^{ème} et 2 ^{ème} étages	3 ^{ème} et 4 ^{ème} Etages	5 ^{ème} et 6 ^{ème} Etages	7 ^{ème} et 8 ^{ème} Etages
L (cm)	80	80	80	80	80
e (cm)	20	15	15	15	15
M (KN.m)	74.19	85.63	51.80	89.06	160.33
N (KN)	393.35	298.88	468.19	306.01	175.03
V(KN)	152.23	97.30	85.37	84.77	66.35
τ_u Mpa	0.20	0.23	0.21	0.21	0.16
	5	5	5	5	5
Av cal /face (cm ²)	9.63	10.55	8.74	7.86	8.75
Av min/face (cm ²)	2.4	1.8	1.8	1.8	1.8
Av adop/face (cm ²)	11.06	11.06	11.06	11.06	11.06
N ^{barre} /face	14HA14	14HA14	14HA10	14HA10	14HA10
Ah cal/ml (cm ²)	2	1.5	1.5	1.5	1.5
Ah min/ml (cm ²)	3	2.25	2.25	2.25	2.25
Ah adop/ml (cm ²)	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14
N ^{barre} /face/ml	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10

Tableau V.28 : Ferrailage du voile $V_{y3, y4=0.80m}$ à tous les niveaux.

- V_{y5}

Niveau	Ente-sol et RDC	1 ^{ème} et 2 ^{ème} étages	3 ^{ème} et 4 ^{ème} Etages	5 ^{ème} et 6 ^{ème} Etages	7 ^{ème} et 8 ^{ème} Etages
L (cm)	100	100	100	100	100
e (cm)	20	15	15	15	15
M (KN.m)	237.83	183.33	58.34	68.68	2.90
N (KN)	965.31	508.94	346.38	235.94	150.45
V(KN)	123.10	161.08	131.12	109.13	65.73
τ_u Mpa	0.16	0.40	0.32	0.26	0.16
	5	5	5	5	5
Av cal /face (cm ²)	21.15	12.92	8.99	5.49	2.25
Av min/face (cm ²)	3	2.25	2.25	2.25	2.25
Av adop/face (cm ²)	21.55	15.83	11.06	8.17	7.04
N ^{barre} /face	14HA14	14HA12	14HA10	4HA10+10HA8	14HA8
Ah cal/ml (cm ²)	2	1.5	1.5	1.5	1.5
Ah min/ml (cm ²)	3	2.25	2.25	2.25	2.25
Ah adop/ml(cm ²)	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14
N ^{barre} /face/ml	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10

Tableau V.29 : Ferrailage du voile $V_{y5}=1m$ à tous les niveaux.

V.3.4. Exemples de schéma de ferrailage d'un voile V_{x3} (sous-sol et RDC).

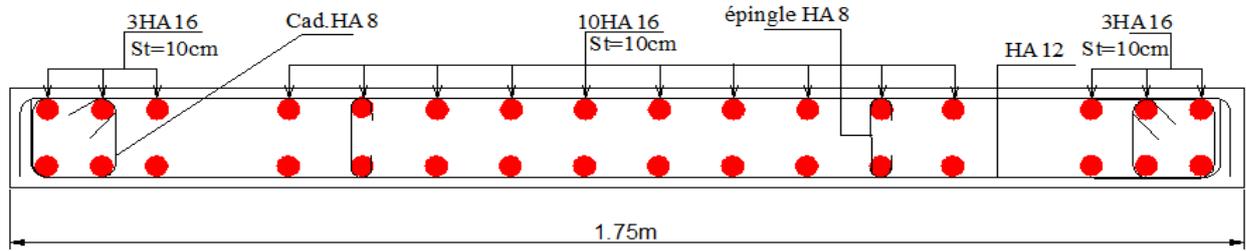


Figure V.7 : schémas de ferrailage du voile V_{x1} (entre sol et RDC).

Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrillés. Le ferrillage adopté est le maximum donnée par le RPA. Il est noté que le ferrillage minimum RPA est souvent plus important que celui calculé Par le BAEL.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel SAP 2000.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée les sollicitations données par le SAP.

Les ferrilles adoptées respectent les recommandations de RPA et le BAEL.

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe ou indirecte :

- Transmission directe : semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles ($D < 3\text{m}$).
- Transmission indirecte : semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes

Et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.1.Choix de type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- L'importance de l'ouvrage.
- La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol (**Annexe 4**), il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins 4m de la cote du terrain naturel. Le taux de travail de sol étant de 1.7 bars.

VI.2. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 \times G \pm E$$

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}, \text{ avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

VI.3. Etude des fondations :

VI.3.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$).

La vérification à faire :
$$\frac{N_u}{S} \leq \sigma_{sol}$$

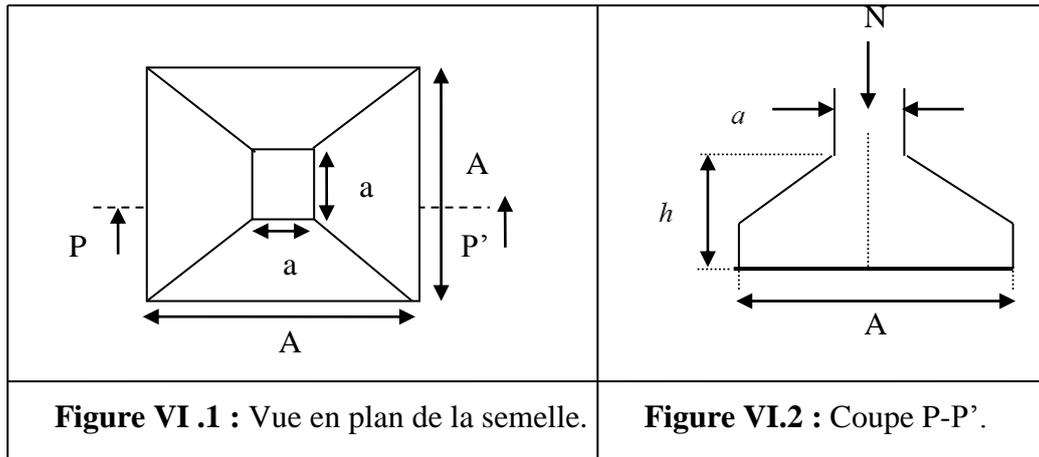
Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N_u : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELU ; obtenu par le SAP2000.

$$N_u = 2759.015 \text{ KN.}$$

S : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.



$$A \geq \sqrt{\frac{a \times N}{a \times \bar{\sigma}_{sol}}} ; \text{ avec : } \bar{\sigma}_{sol} = 1.70 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0.6 \times 2759.015}{0.6 \times 170}} \Rightarrow A \geq 4.028 \text{ m}$$

On remarque que les semelles isolées sous poteaux sont très rapprochées dans le sens (x-x), et le chevauchement entre elles dans le sens (y-y) ; donc ce choix ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.3.2. Vérification des semelles filantes :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 6 poteaux, l'effort normal transmis à la semelle est :

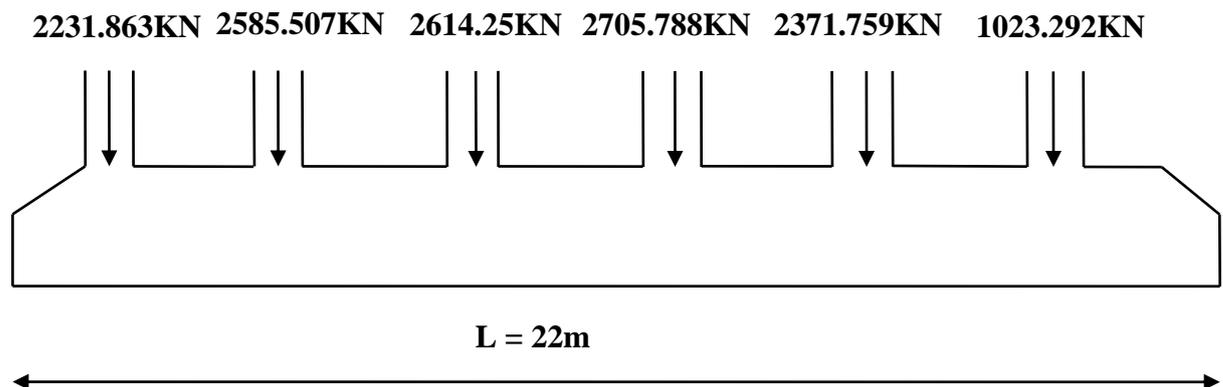


Figure VI.3 : Schéma de la semelle filante.

$$N_1 = \sum N_i.$$

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_l = \sum N_i = 13532.459 \text{KN.}$$

$$\frac{N_l}{B_l \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Leftrightarrow B_l \geq \frac{N_l}{L \times \bar{\sigma}_{sol}} \Leftrightarrow B_l \geq \frac{13532.459}{22 \times 170} \Leftrightarrow B_l = 3.618 \text{m.}$$

En tenant compte des distances entre axe des poteaux dans les deux directions on remarque que l'utilisation des semelles filante est impossible à cause du chevauchement que ça peut engendrer, ce qui nous a conduits à vérifier le radier général.

VI.3.3. Etude du radier général :

VI.3.3.1 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.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol ;
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes ;
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

VI.3.3.2. Pré dimensionnement :

a) Condition de coffrage :

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \text{ Nervure: } h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{cm} \Rightarrow h \geq 55 \text{cm} \\ \checkmark \text{ Dalle : } h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{cm} \Rightarrow h_d \geq 30 \text{cm.} \end{array} \right\} \dots\dots\dots(a)$$

$L_{\max} = 5\text{m}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

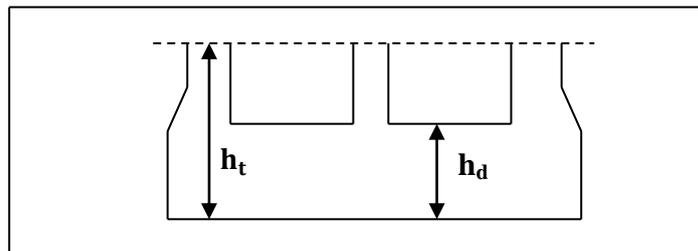


Figure VI.4 : Dimensions du radier.

b) La condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} \times l_e \geq L_{max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,21642 \times 10^7 \text{ KN} / \text{m}^2$.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : Coefficient de réaction du sol,

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \dots\dots\dots (b)$$

$$h_t \geq 0.72\text{m}$$

A partir des deux conditions (a) et (b), on prend : $h_t = 80\text{cm}$ (Dalle + nervure) et $h_0 = 40\text{cm}$

c) Calcul de la surface du radier :

$N_{ser} = 32676.279\text{KN}$ (Charge totale transmise par la superstructure).

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{rad} = 192.213\text{m}^2.$$

La surface du bâtiment : $S_{bat} = 264 \text{ m}^2 \Rightarrow S_{bat} > S_{rad} \Rightarrow S_{rad} = S_{bat} = 264\text{m}^2$

(Le radier ne comporte pas de débord).

VI.3.3.3. Les Vérifications nécessaires :

➤ Vérification de la poussée hydrostatique :

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

$$N = 32676.279 \text{ KN.}$$

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$H = 4\text{m}$, la hauteur d'ancrage du bâtiment

$S_{\text{rad}} = 264\text{m}^2$ (surface totale du radier).

$\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$: Poids volumique.

$$F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w = 1.5 \times 4 \times 264 \times 10 = 15840 \text{ KN.}$$

$N > F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$ Condition vérifiée.

➤ Vérification au poinçonnement :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges.

Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) alors le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, propose de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

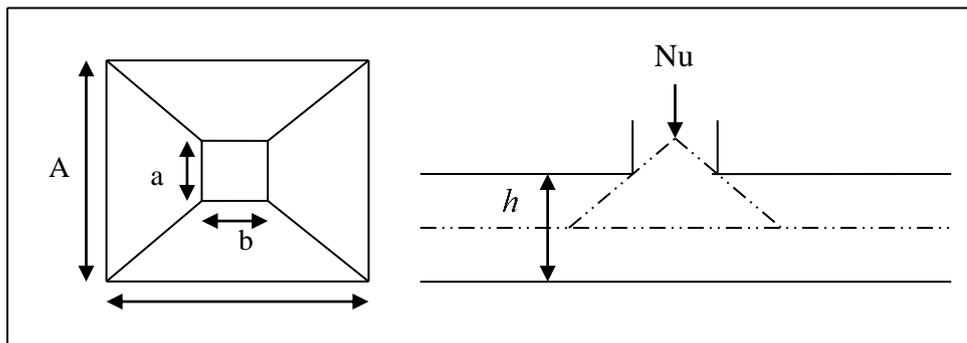


Figure VI.5 : Zone de contact poteau-radier.

Il faut vérifier que :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Art A.5.2, 42).}$$

N_u : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

$$N_u = 2759.015 \text{ KN.}$$

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$A = a + h_t$$

$$B = b + h_t$$

$$A = 60 + 80 = 1.40 \text{ m.}$$

$$B = 60 + 80 = 1.40 \text{ m.}$$

On trouve $U_c = 5.6 \text{ m.}$

$$0.045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 0.045 \times 5.6 \times 0.80 \times 25 \times 10^3 / 1.15 = 4382.61 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de poinçonnement.

➤ Vérification au cisaillement :

D'après le CBA93 (article A.5.1.2.1.1), on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\tau_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m.}$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} = \frac{48607.868 \times 5}{2 \times 264} = 460.30 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{460.30 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9 \times 0.4} = 1.28 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa.}$$

Pas de risque de cisaillements dans le radier.

➤ **Vérification des contraintes dans le sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. (DTR BC 2.33.1(article : 3.5.4.1.(a)).

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol} ; \text{ Avec : } \sigma_{(max,min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$$

A partir du programme **SOCOTEC** on trouve :

$$\left[\begin{array}{l} Y_G = 11\text{m} \quad ; \quad I_{x-x} = 10648\text{m}^4. \\ X_G = 6\text{m} \quad ; \quad I_{y-y} = 3168\text{m}^4. \\ S = 264\text{m}^2. \end{array} \right.$$

Avec : σ_{max} et σ_{min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base.

▪ **Dans le sens xx :**

$$N = 32676.279\text{KN}; M_x = 76\,890.96\text{KN.m. } \sigma_{max,min} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_x} \times Y_G$$

$$\sigma_{max,min} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_x} \times Y_G \quad \left[\begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G = 201.21\text{KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G = 44.34\text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{moy} = 163.49\text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 170\text{KN/m}^2.$$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens x-x.

▪ **Dans le sens y-y:**

$$N = 32676.279\text{KN}; M_y = 35\,869.77\text{KN.m.}$$

$$\sigma_{\max,\min} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_y} \times X_G \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_y} \times x_G = 191.71 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_y} \times x_G = 55.83 \text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 157.74 \text{KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 170 \text{KN/m}^2$$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens y-y.

➤ Vérification de la stabilité au renversement :

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement:

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } e = \frac{35869.77}{32676.279} = 1.09 < \frac{12}{4} = 3m. \\ \text{Sens y-y : } e = \frac{76890.96}{32676.279} = 2.35 < \frac{22}{4} = 5.5m. \end{array} \right.$$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

VI.3.3.4 Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversé, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera pour le même ferrailage pour tout le radier de dimension $L_x = 3.60\text{m}$ et $L_y = 4.40\text{m}$.

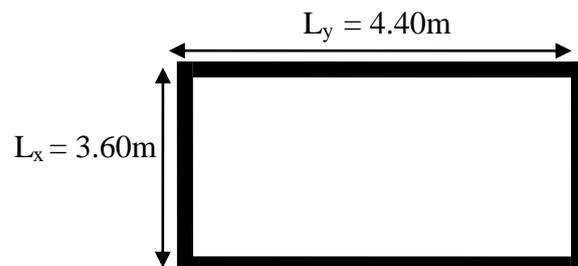


Figure. VI .6 : Panneau de dalle.

$$N_u = 48607.868 \text{KN.}$$

$$N_s = 35316.279 \text{KN.}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \Rightarrow q_u = \frac{48607.868}{264} = 184.12 \text{KN/m}^2.$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \Rightarrow q_s = \frac{35316.279}{264} = 133.77 \text{KN/m}^2.$$

a) Calculus a l'ELU:

$$\rho = \frac{3.6}{4.40} = 0.82 > 0.4 \Rightarrow$$

La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\text{Sens x-x'} \quad M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0539 \times 184.12 \times (3.6)^2 = 128.62 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.6313 \times 128.62 = 81.20 \text{KN.m}$$

- Moments en travées :

$$M_x^t = 0.85 M_x = 109.33 \text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y = 69.02 \text{KN.m}$$

- Moments aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_y = -64.31 \text{KN.m}$$

b) Condition de non fragilité :

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0.4$ la valeur minimale des armatures est :

$$A_{\text{min } x} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h = 0.0008 \times (3-0.82) \times 100 \times \frac{30}{2} = 2.62 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{min } y} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{cm}^2$$

c) Ferrailages :

Le ferrailage de la dalle se fait à la flexion simple pour une section $(b \times h_d) = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$

Les résultats sont résumés dans le tableau (VI.1) suivante :

Sens	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2/\text{ml})$	St(cm)
En travée(x)	0.563	0.072	0.356	8.74	2.62	6HA14=9.24	12
En travée(y)	0.036	0.045	0.363	5.46	2.4	4HA14 = 6.16	20
En appui	0.033	0.042	0.363	5.08	2.62	4HA14 = 6.16	20

Tableau VI.1: ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.

➤ **Vérification à l'ELU :**

• **Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 220.94 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 287.46 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{287.46}{1 \times 0.36 \times 10^3} = 0.798 \text{ MPa}$$

$$\tau^{adm} = 0.05 \times f_{c28}$$

$$\tau_u = 0.798 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc pas de rupture par cisaillement.

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\begin{cases} M_{0x} = 105.23 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 77.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travées :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 105.23 = 89.45 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.85 \times 77.67 = 66.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times 105.27 = -52.61 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes :**

On a une fissuration nuisible \Rightarrow on vérifie la contrainte de compression dans le béton et la contrainte de cisaillement de l'acier

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

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

$$\sigma_s = 15\sigma_b \times \frac{d-y}{y} < \bar{\sigma}_s = 201.62 \text{ MPa.}$$

	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée (x)	8.29	117902	6.29	15	326.61	201.63
Travée (y)	6.04	63850	6.24	15	480.17	201.63
Appuis	6.73	78881	4.49	15	302.79	201.63
			vérifier		Non vérifier	

Tableau VI.2 : Résultats de calcul des contraintes de béton et d'acier.

On remarque que la contrainte $\sigma_s > \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée.

Donc la solution est de recalculer la section de ferrailage à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} ; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha [0, 1] ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Localisation	M_{ser} (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	Choix/ml (cm ²)	section (cm ²)	St(cm)	
Travée	xx	89.45	12.95	5HA20	15.71	20 cm
	yy	66.02	9.36	5HA16	10.05	20 cm
Appui	52.61	7.51	5HA14	7.70	20cm	

Tableau VI.3 : calcul des sections d'acier à l'ELS.

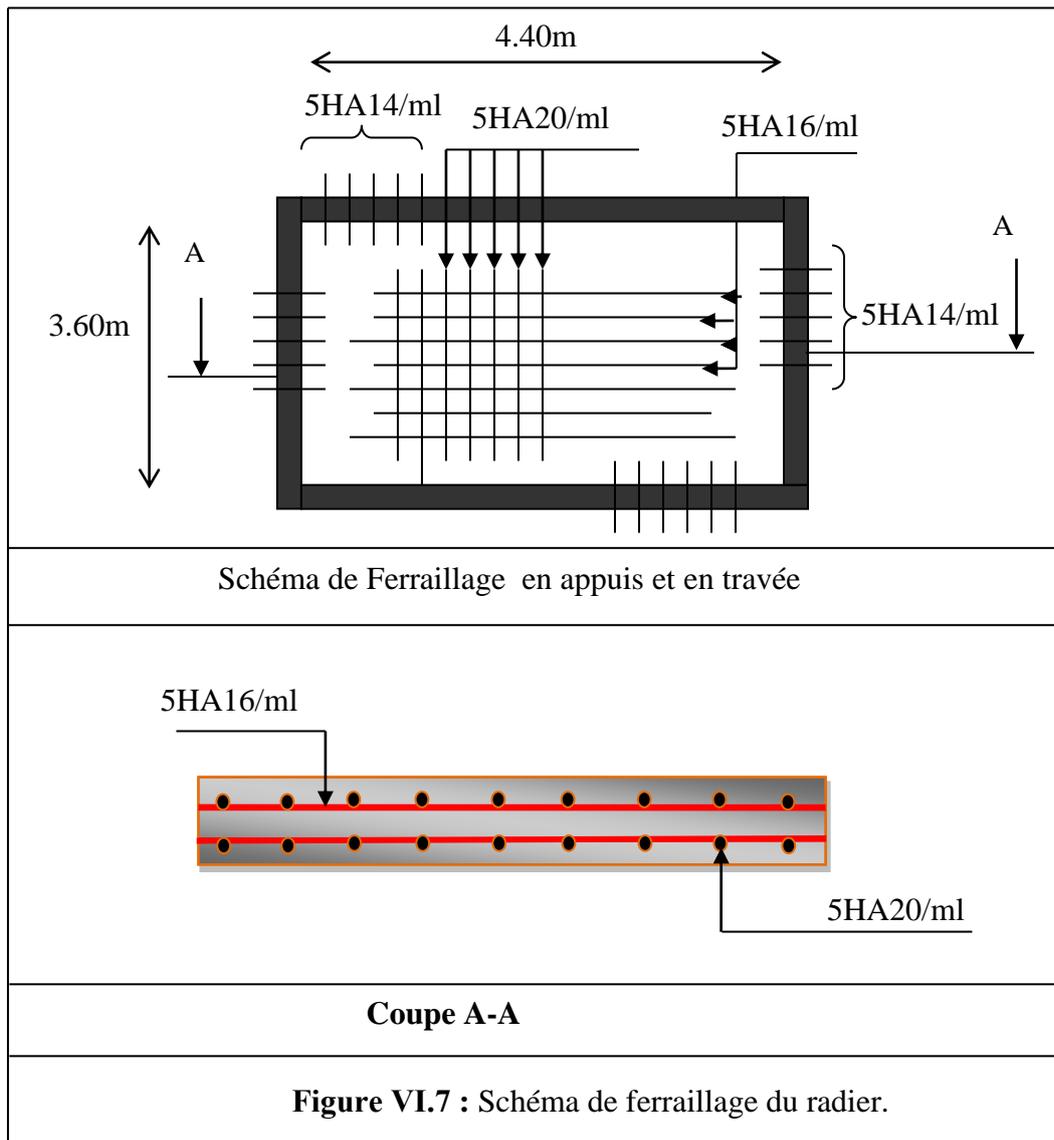
- **Calcul des nouvelles contraintes :**

Les résultats son résumée dans le tableau (VI.4) suivante :

	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée (x)	11.06	203661.65	170.89	201.63
Travée (y)	9.16	142460.31	193.52	201.63
Appuis	8.16	114177.9	199.33	201.63
vérifier				

Tableau VI.4 : Résultats de calcul des nouvelles contraintes d'acier à l'ELS.

➤ **Schéma de ferrailage :**



VI.3.3.5. Les nervure :

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 ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- P_v charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Les charges trapézoïdales et triangulaires sont illustrées dans le tableau(VI.5) suivant :

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

Tableau VI.5 : Les charges trapézoïdales et triangulaires.

Avec : $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$; $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$

a) Dimensionnement de la nervure :

$h_t = 0.80\text{m}$, $h_0 = 0.40\text{m}$; $b_0 = 0.60\text{m}$; $d = 0.75\text{m}$.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.50; 2.1)$$

$\Rightarrow b_1 \leq 0.50\text{m}$.

On prend $b_1 = 50\text{cm}$.

Donc : $b = 2b_1 + b_0 = 1.60\text{m}$.

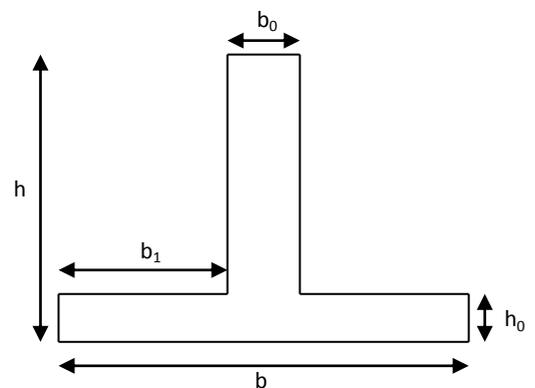


Figure VI.8 : Section a ferrailé.

Le Plan de fissuration des panneaux de radier est représenté dans la figure (VI.8) suivante :

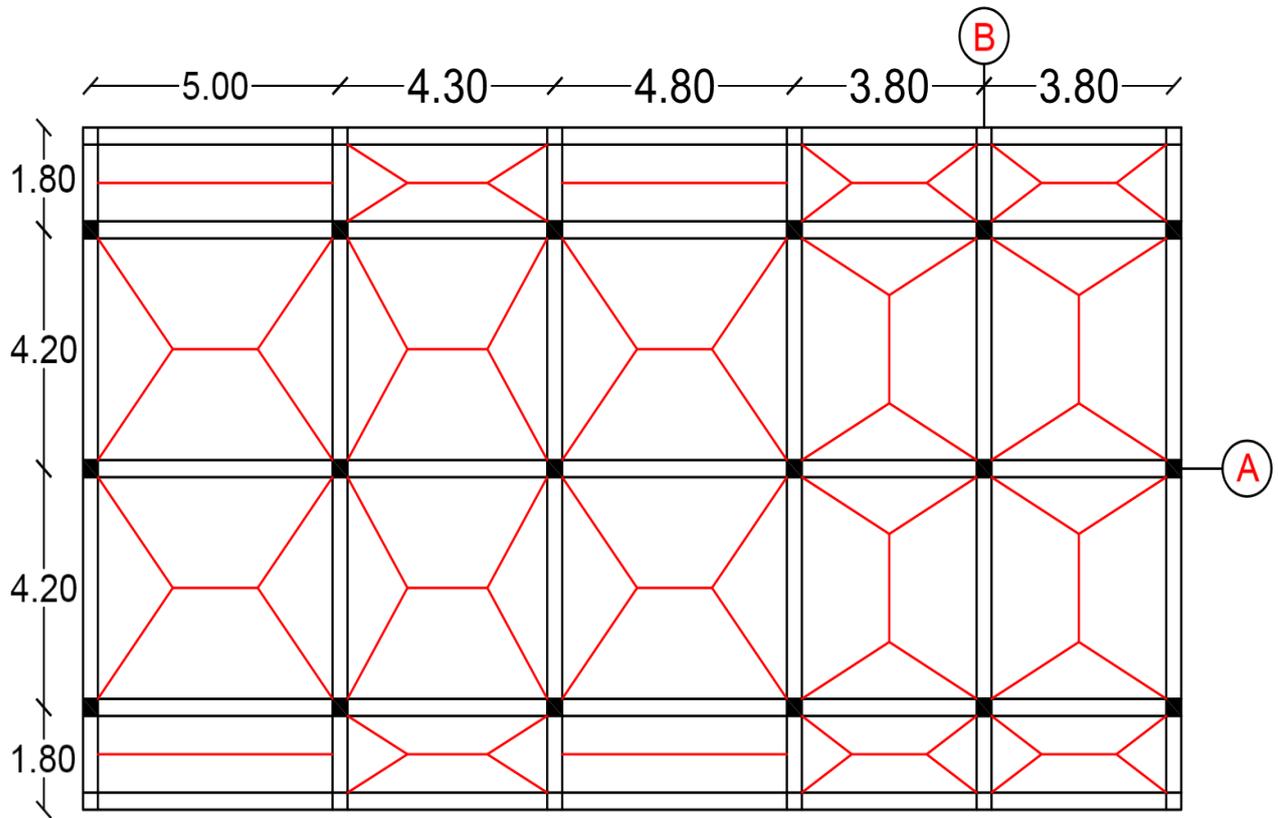


Figure VI.9 : Schéma de rupture des dalles du radier.

b) Calcul des sollicitations

$$q_u = 184.12 \text{KN/m}^2, q_s = 133.77 \text{KN/m}^2.$$

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot.

- **Moments aux appuis :**

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

Avec : l_g' et l_d' sont les longueurs fictives.

$$l' = \begin{cases} l & \dots \text{Si c'est une travée de rive.} \\ 0.8 \times l & \dots \text{Si c'est une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{Avec : } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

- **Moment en travée :**

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

- **Sens longitudinale (y-y) :**

La répartition des charges trapézoïdales est triangulaire Poutre (A) voire la figure (VI.8).

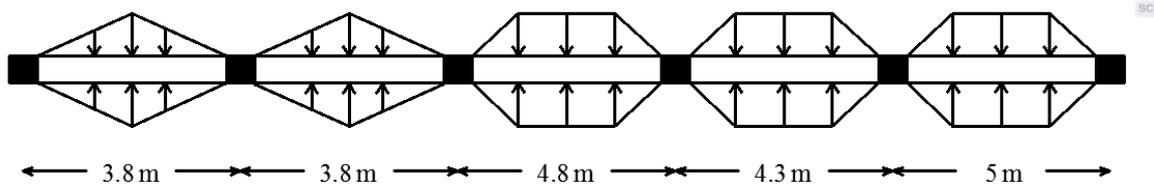


Figure VI.10 : Sollicitations sur les nervures du sens(y-y).

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau(VI.6) ci-dessous :

Localisation	travées	Appuis
M_U (KN.m)	1115.68	-1190.37
M_S (KN.m)	810.94	-865.23
V (KN)	1564.025	

Tableau VI.6 : Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.

- **Sens transversal (X-X) :**

La répartition des charges trapézoïdales est triangulaire Poutre (B) voire la figure (VI.8).

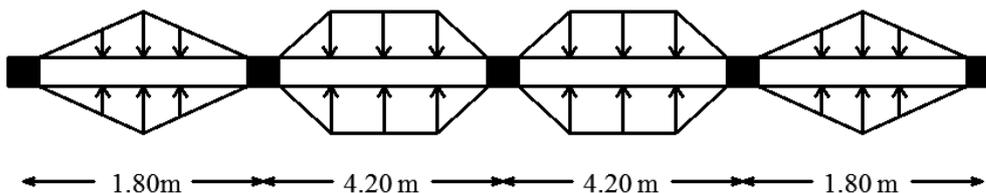


Figure VI.11 : Sollicitations sur les nervures du sens(x-x).

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau(VI.7) ci-dessous :

Localisation	travées	Appuis
M_U (KN.m)	494.47	-598.73
M_S (KN.m)	359.4	-435.18
V(KN)	992.78	

Tableau VI.7 : Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale.

b) Ferrailage des nervures :

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferrillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux (VI.8) suivant :

Sens	Localisation	M (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	494.47	20.78	14.49	25.92	2HA20+4HA25
	Appui	598.73	25.29	5.43	25.92	2HA20+4HA25
Y-Y	Travée	1115.68	48.38	14.49	51,84	8HA25+4HA20
	Appui	1190.37	51.83	5.43	51,84	8HA25+4HA20

Tableau VI.8 : ferrailage des nervures de radier.

c) Vérification à l'ELU :

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left\{ \begin{array}{l} A_{t min} = 0.23 \times 1.6 \times 0.75 \times \frac{2.1}{400} == 14.49 cm^2. \\ A_{a min} = 0.23 \times 0.6 \times 0.75 \times \frac{2.1}{400} = 5.43 cm^2. \end{array} \right.$$

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

$$\tau^{max} = \frac{V_u^{max}}{b \times d}$$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau(VI.9) ci-dessous :

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Sens Y-Y	1564.025	1.39	Vérifiée
Sens X-X	992.78	0.89	Vérifiée

Tableau VI.9 : Vérification de l'effort tranchant.

- **Armature en section courante (armatures de peau) :**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau (A_c) en deux nappes doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

$$A_c \geq 0.002 \times b_0 \times h_t \quad \text{RPA99/V2003 (Article 7.7.3.2).}$$

Calcul de A_c :

$$A_c = 0.002 \times 60 \times 80 = 9.6\text{cm}^2 \text{ .Soit } A_c = 6\text{HA16} = 12.06\text{cm}^2 \text{ pour les deux faces.}$$

d) Vérification à l'ELU :

- **État limite de compression du béton**

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

- **Les contraintes dans l'acier**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau(VI.10) suivant :

Sens		M_s (KN.m)	Y(cm)	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
Y-Y	travée	810.94	17.57	$1.6 \cdot 10^6$	8.99	15	402.38	201.63
	appui	1190.37	20.78	$2.2 \cdot 10^6$	8.25	15	293.06	201.63
X-X	travée	359.4	26.22	$1.3 \cdot 10^6$	7.46	15	186.73	201.63
	appui	435.18	30.43	$1.7 \cdot 10^6$	7.96	15	155.32	201.63

Tableau VI.10 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

On remarque que la contrainte dans les aciers selon (y-y) n'est pas vérifiée donc on recalcule les armatures à l'ELS.

Suivante la même procédure que celle fait pour le calcul de la dalle du radier on trouve :

✓ **En travée** : $A_{cal} = 62.70\text{cm}^2 \Rightarrow A_{adop} = \mathbf{6HA14+12HA25} = 68.15\text{cm}^2$.

Avec : $\sigma_s = 183.23 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63$ c'est vérifier.

✓ **En appuis** : $A_{cal} = 68.03\text{cm}^2 \Rightarrow A_{adop} = \mathbf{12HA25+6HA16} = 70.97\text{cm}^2$.

Avec : $\sigma_s = 188.24\text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63$c'est vérifier.

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(21.43; 60; 16) \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 16 \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$.

- **Espacement des aciers transversaux**

1) $St \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 40\text{cm}$.

2) $St \leq (At \cdot fe) / (0,4 \cdot b_0) \Rightarrow St \leq 79\text{cm}$.

3) $St \leq (0,8 \cdot At \cdot fe) / [b_0 \cdot (\tau_u - 0,3ft28)] \Rightarrow St \leq 33.26 \text{ cm}$.

Soit $St = 10\text{cm}$.

e) Les schémas de ferrailage des nervures les plus sollicitées

- sens x-x

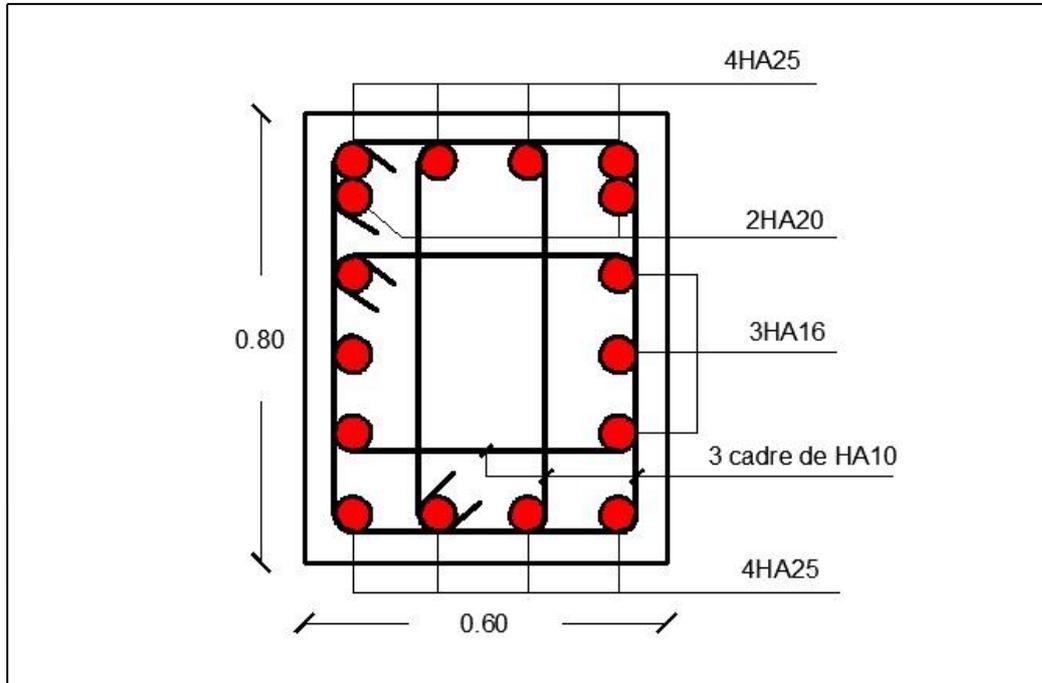


Schéma de ferrailage de la nervure en travée.

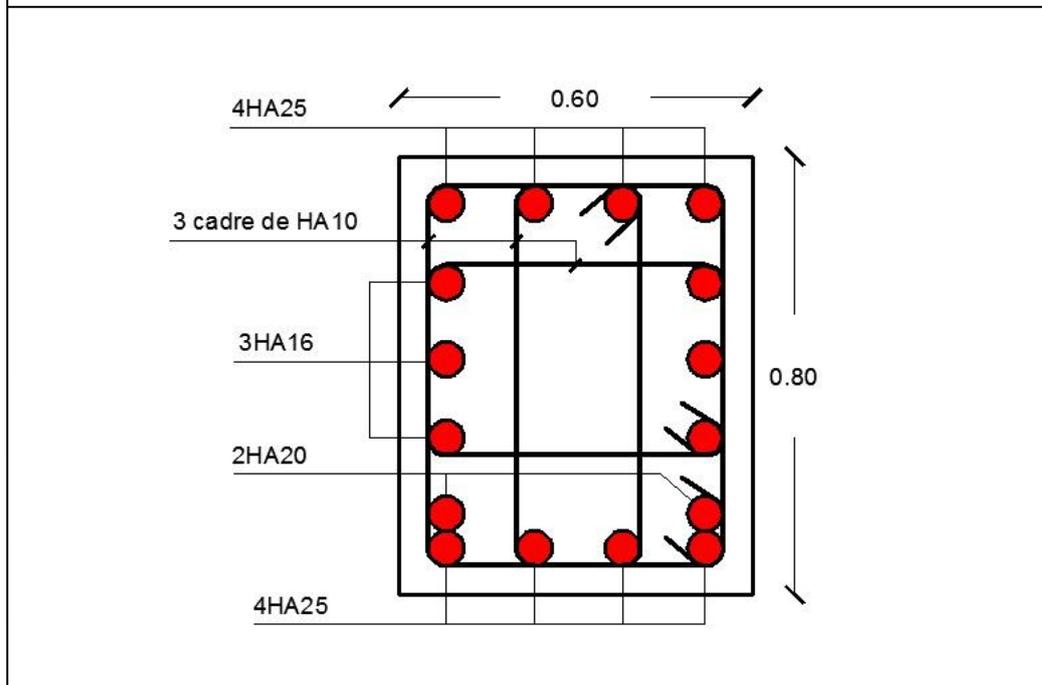


Schéma de Ferrailage de la nervure en appuis.

Figure. VI .12 : Ferrailage de la nervure en travée suivant le sens x-x.

- sens y-y

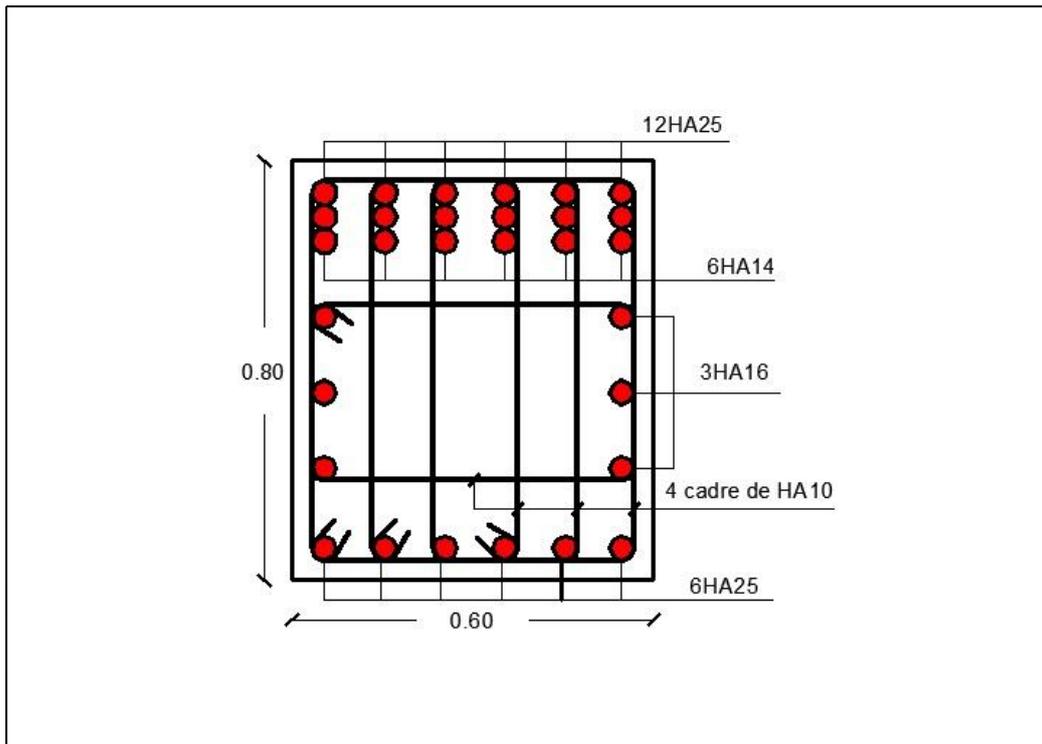


Schéma de ferrailage de la nervure en travée.

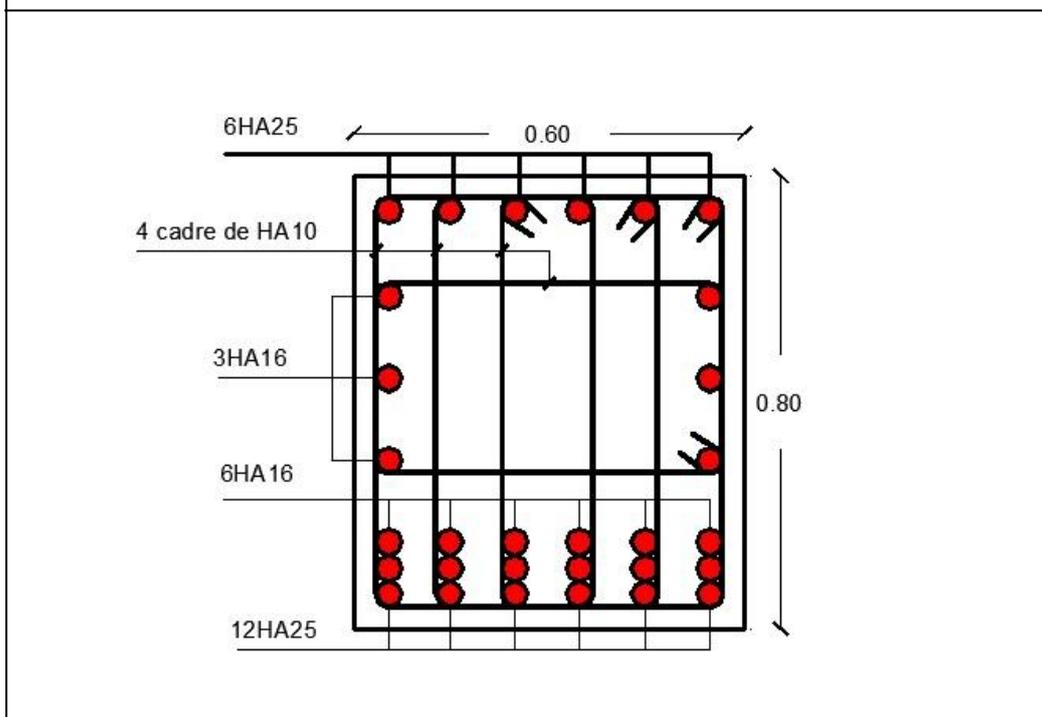


Schéma de ferrailage de la nervure en appuis.

Figure VI .13 : Ferrailage de la nervure en travée suivant le sens y-y.

VI.4. Voile périphérique :

Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.4.1. Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h = 3,06$ m.
- La longueur $L = 5,00$ m.
- L'épaisseur $e = 20$ cm.

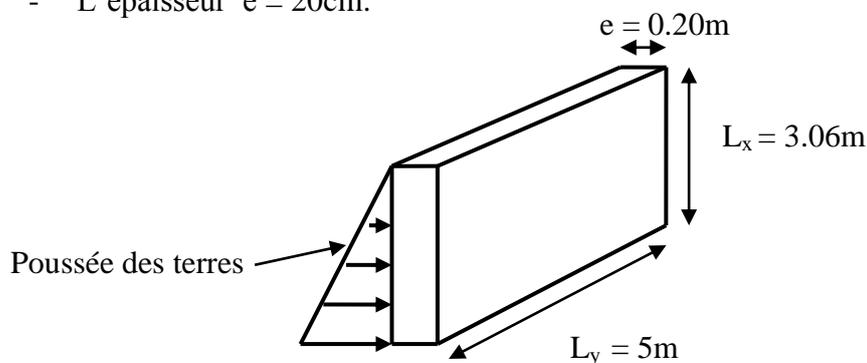


Figure VI.14 : Dimensions de voile périphérique.

VI.4.2. Caractéristiques du sol :

- Le poids spécifique $\gamma_h = 20\text{KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 23^\circ$
- La cohésion $c = 0,050$ bars

VI.4.3. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

- La poussée des terres

$$G = h \times (\gamma \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 3.06 \times (20 \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{23}{2}) - 2 \times 5 \times \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{23}{2})) = 20.26 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge accidentelle

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 4,38 \text{ KN/ml.}$$

VI.4.4. Ferrailage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU

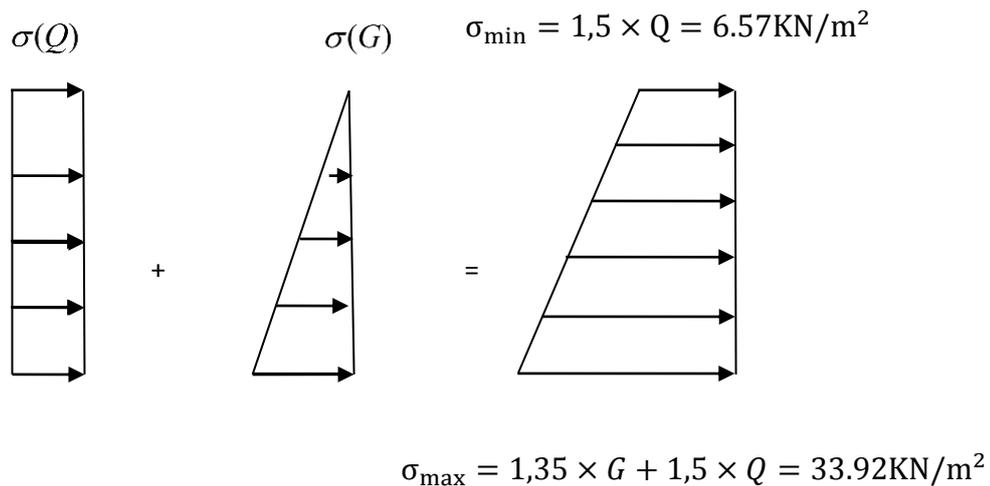


Figure VI.15 : Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 27.08 \text{ KN} / m^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 27.08 \text{ KN} / ml$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.06 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 5.00 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.61 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0,61 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0808 \\ \mu_y = 0,3075 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x * L_x^2 * q_u = 20.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y * M_{0X} = 6.30 \text{ KN.m}$$

Sachant que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_x^t = 0.85 * M_{0X} = 17.42 \text{ KN.m} \\ \text{En appui : } M_x^a = 0.5 M_{0X} = 10.24 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_y^t = 0.85 * M_{0Y} = 5.35 \text{ KN.m} \\ \text{En appui : } M_y^a = 0.5 M_{0Y} = 3.15 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Avec :

$$A_{min} = 0,1\% b \times h \dots \dots \dots \text{condition exigée par le RPA .}$$

$$\text{Le ferrailage se fait pour une section } (b \times e) = (1 \times 0.20) m^2.$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau(VI.11) ci-dessous :

		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix /ml	S _t (cm)
Sens X-X	Travées	17.42	3.01	2	3.14	4T10	25
	Appuis	10.24	1.75	2	3.14	4T10	25
Sens Y-Y	Travées	5.35	0.91	2	3.14	4T10	25
	Appuis	10.24	1.75	2	3.14	4T10	25

Tableau VI.11 : Section des armatures du voile périphérique.

- **Espacements**

$$\left[\begin{array}{l} \text{sens}(x-x) \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \leq \text{Min}(2e; 25\text{cm}) = \text{Min}(2 \times 20; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow st = 25\text{cm}. \\ \text{sens}(y-y) \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \leq \text{Min}(4e; 45\text{cm}) = \text{Min}(2 \times 20; 45\text{cm}) = 40\text{cm} \Rightarrow st = 25\text{cm}. \end{array} \right.$$

VI.4.5.Vérifications :

A L'ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$,

$$\text{On a } V_u = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{27.08 \times 3.06}{2} \times \frac{5^4}{3.06^4 + 5^4} = 36.33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{36.33}{1 \times 0.17} \times 10^{-3} = 0,213 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **A L'ELS :**

$$\sigma_{\max} = G + Q = 27.08 + 4.38 = 31.46 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = Q = 4.38 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 24.69 \text{ KN/m}^2.$$

$$qs = \sigma_m \times 1\text{ml} = 24.69 \text{ KN/m}.$$

$$\rho = 0,61 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0857 \\ \mu_y = 0,4781 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x * L_x^2 * qs = 19.81 KN.m$$

$$M_{0Y} = \mu_y * M_x = 9.47 KN.m$$

Sachant que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_x^t = 0.85 * M_{0X} = 16.84 KN.m \\ \text{En appui : } M_x^a = 0.5 M_{0X} = 9.91 KN.m \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_y^t = 0.85 * M_{0Y} = 8.05 KN.m \\ \text{En appui : } M_y^a = 0.5 M_{0Y} = 4.73 KN.m \end{array} \right.$$

- **Vérification des contraintes**

On doit vérifier :

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201,62 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau(VI.12) suivant:

	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée (x)	3.56	10011.78	5.99	15	339.09	201.63
Travée (y)	3.56	10011.78	2.86	15	162.097	201.63
Appuis	3.56	10011.78	3.52	15	199.55	201.63
			vérifier		Non vérifier	

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes dans le voile périphérique.

On remarque que la contrainte $\sigma_s > \bar{\sigma}_s$ dans le sens x \Rightarrow la condition n'est pas vérifiée.

Donc la solution est de recalculer la section de ferrailage à l'ELS.

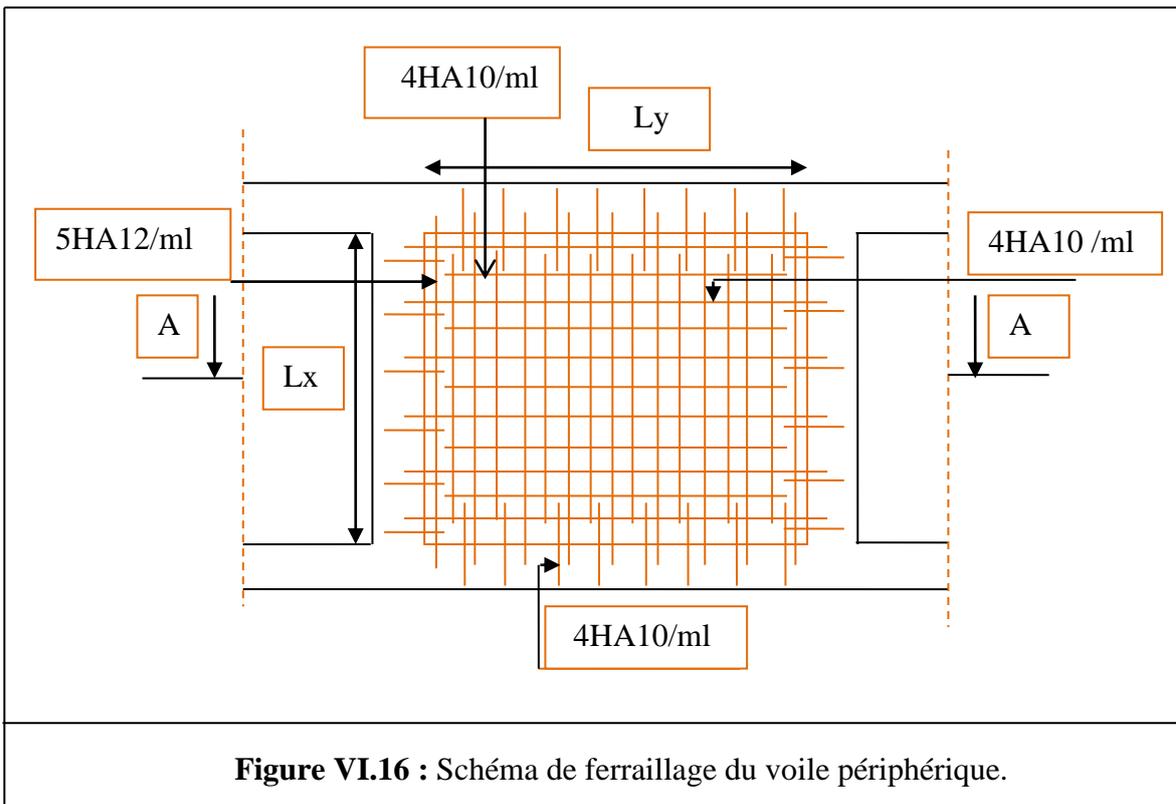
$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \overline{\sigma}_{st}} \quad ; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha[0, 1] \quad ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}}$$

On remarque que la contrainte dans les aciers selon x-x en travée n'est pas vérifiée donc on recalcule les armatures à l'ELS.

Suivante la même procédure que celle fait pour le calcul de la dalle du radier on trouve

$\beta = 0.003$, $\alpha = 0.2688$, $A_{st} = 5.39\text{cm}^2 \Rightarrow A_{adop} = 5\text{HA}12 = 5.65\text{cm}^2$. Avec :
st=20cm.

❖ Schéma de ferrailage du voile périphérique :



Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage.

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Le but recherché est d'assurer la meilleure répartition possible des sollicitations à travers la structure de façon à faire participer tous les éléments à l'absorption et à la dissipation de l'énergie développée par l'action sismique.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui 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 influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.

Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.

Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoique nous avons un sol qui a un taux de travail de 1.7 bar à une profondeur de 4 m. on a remarqué que les semelles isolées et les semelles filantes ne peuvent être utilisées vu l'importance du poids de la structure et la faible surface du projet, et cela nous a conduit à opter pour des fondations sur radier générale qui peuvent assurer la stabilité de notre structure.

Enfin, l'utilisation du SAP2000 dans notre étude 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.

Bibliographie :

- Règles de BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- Document technique règlementaire (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.
- Autre documents consultés
 - Cours de béton armé, 3^{ème} et 1^{er} année Master Génie Civil.
 - Anciens mémoires de fin d'étude.

Annexes

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Tableau des Armatures
(En cm²).

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

ANNEXE I

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

ANNEXE II

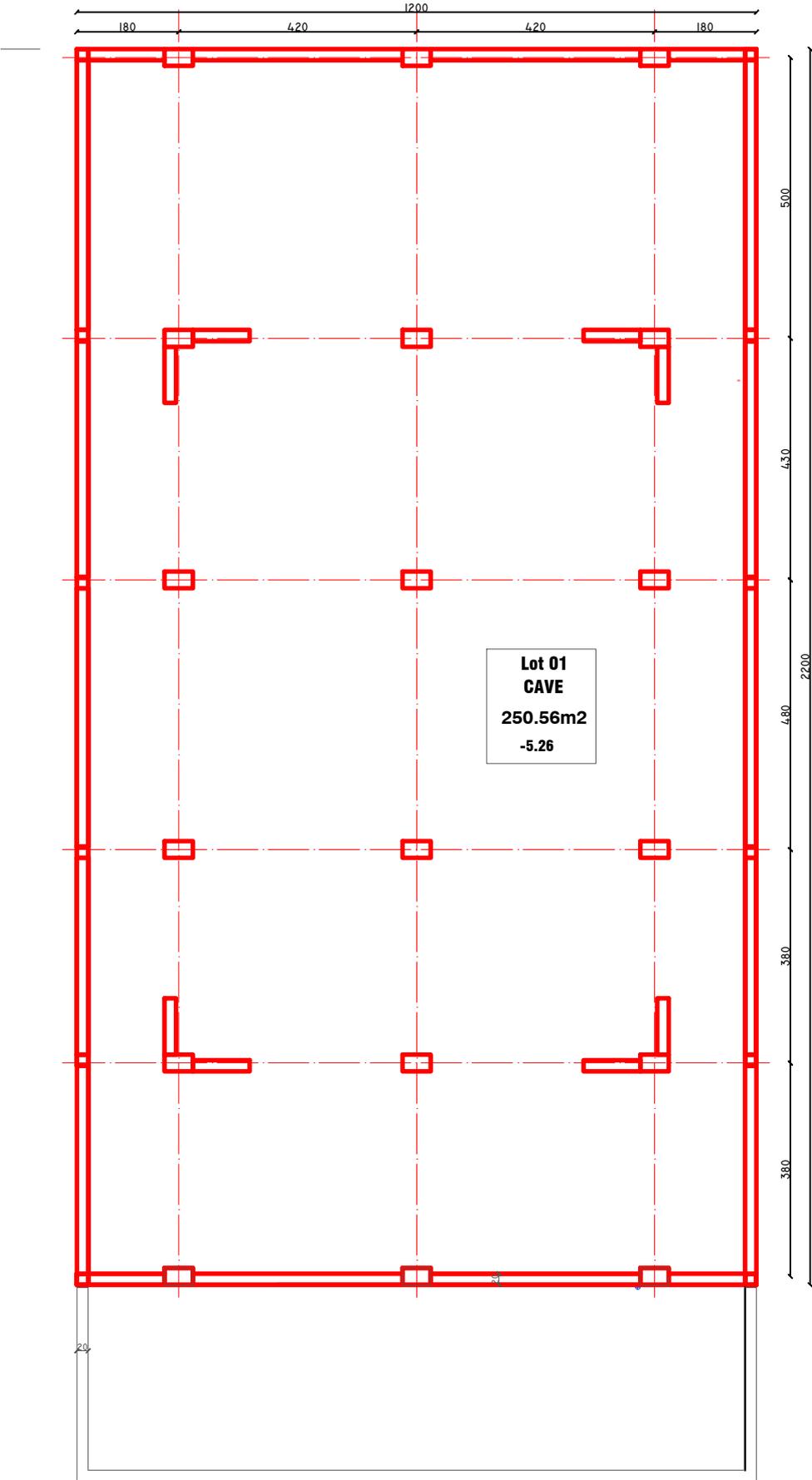
$\rho = 0.8$

	$\frac{u}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
<i>Valeurs de M₁</i>	0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
	0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
	0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
	0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,073
	0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
	0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
	0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
	0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
	0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
	0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
	1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
<i>Valeurs de M₂</i>	0,0	—	0,282	0,231	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
	0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083
	0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
	0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
	0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,058
	0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047
	0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,058	0,055	0,051	0,047	0,043
	0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
	0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
	0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
	1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027

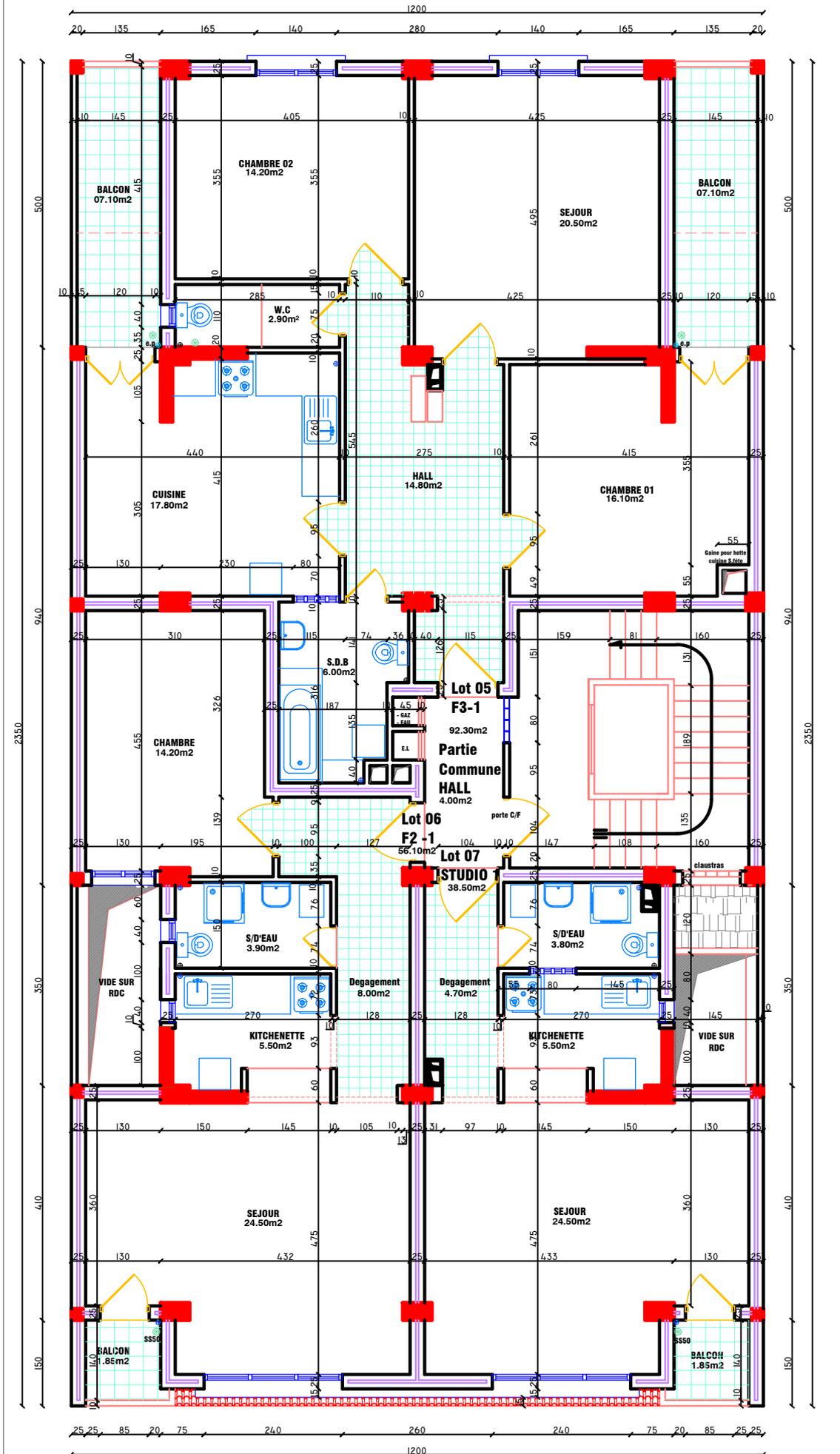
Tableau des Armatures
(en Cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

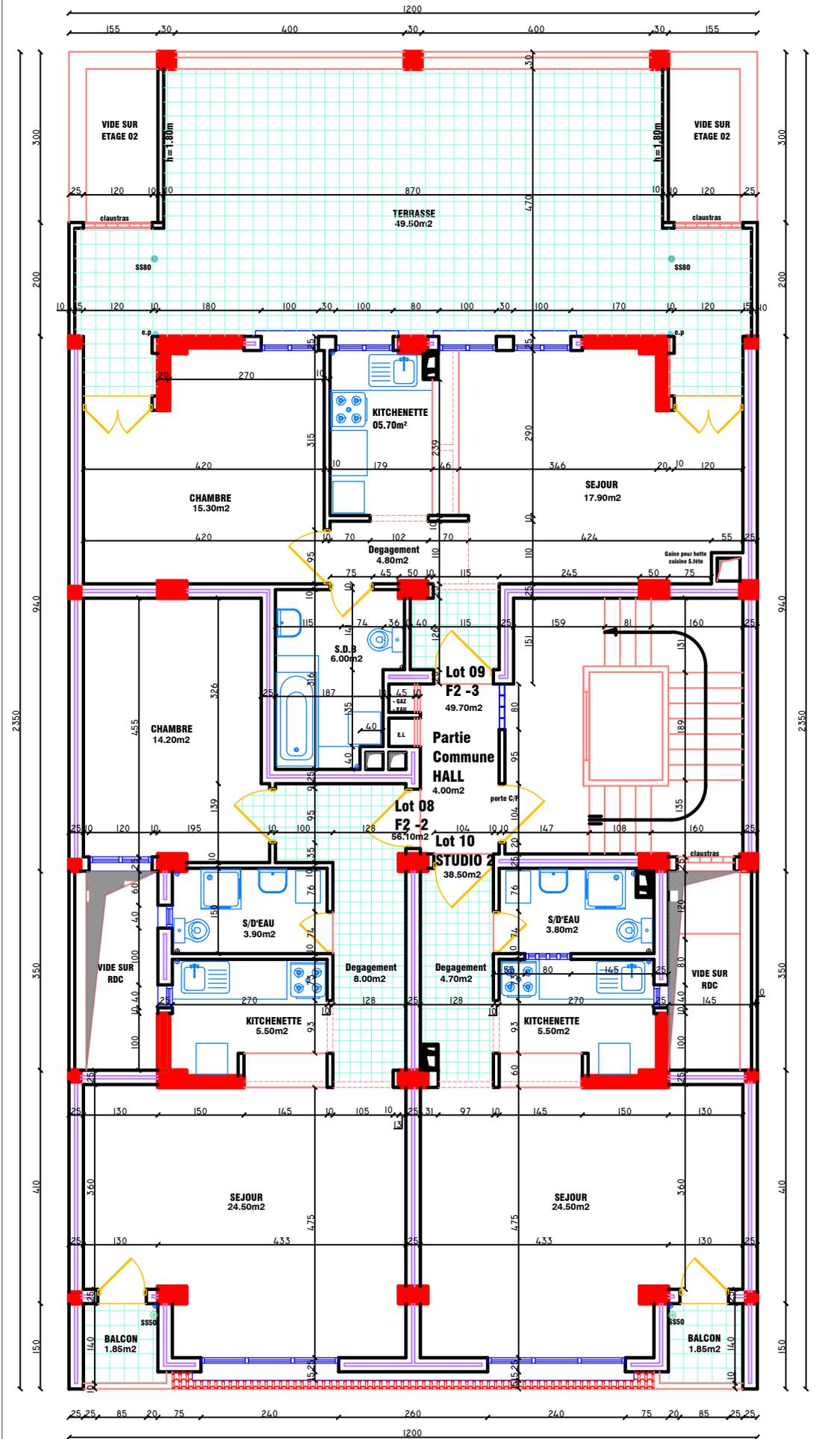
PLAN DE SOUS / SOL



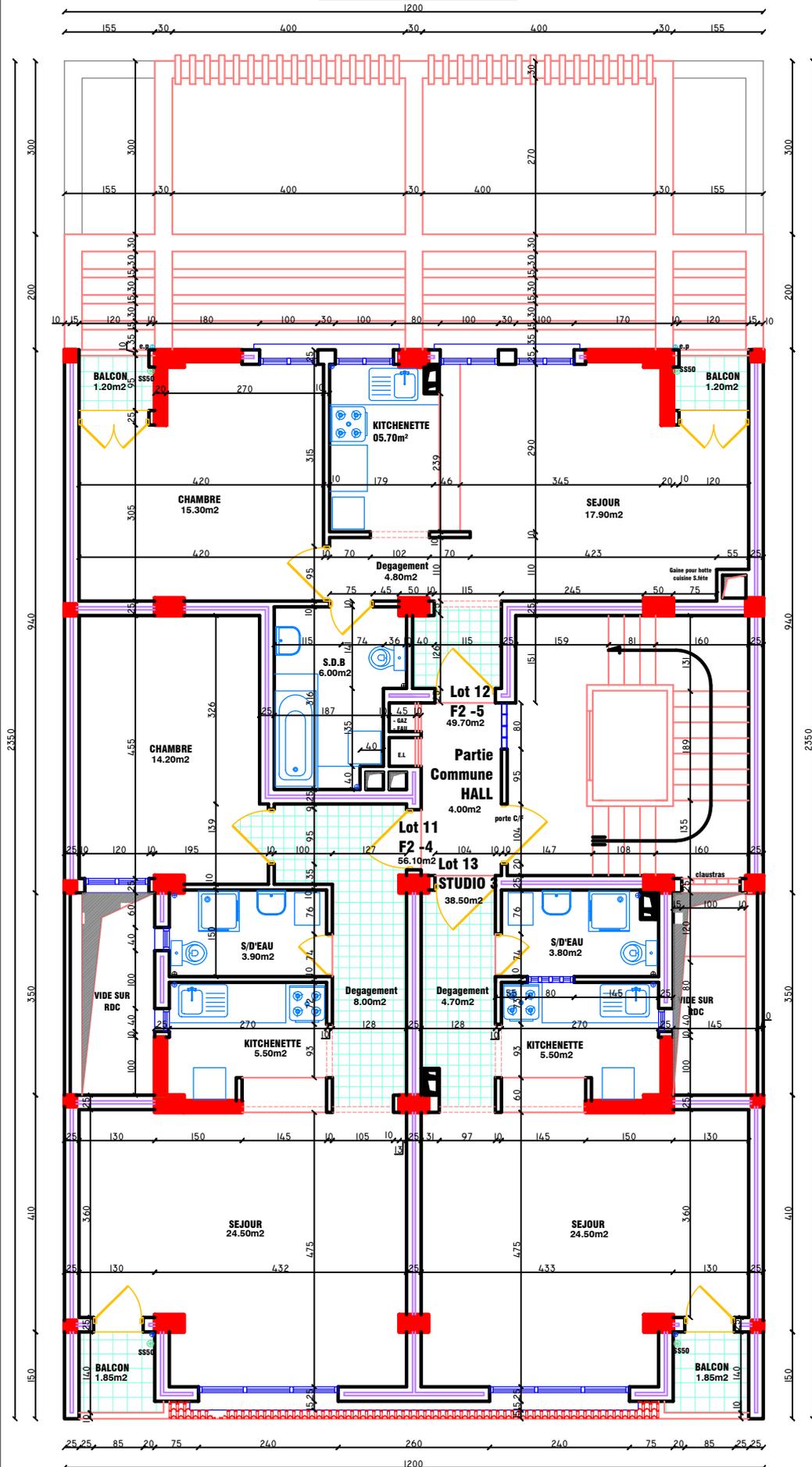
PLAN ETAGE 02



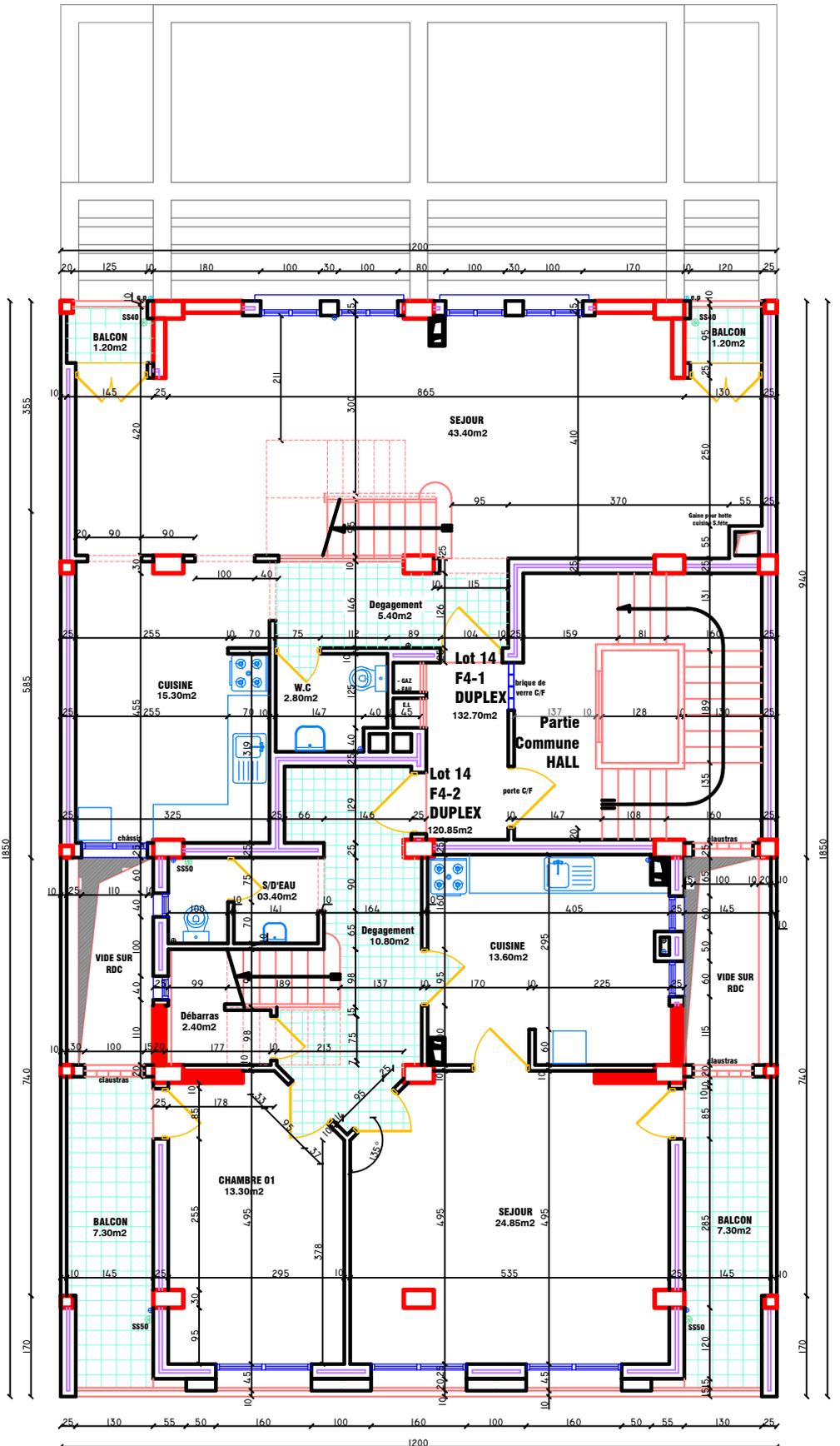
PLAN ETAGE 03



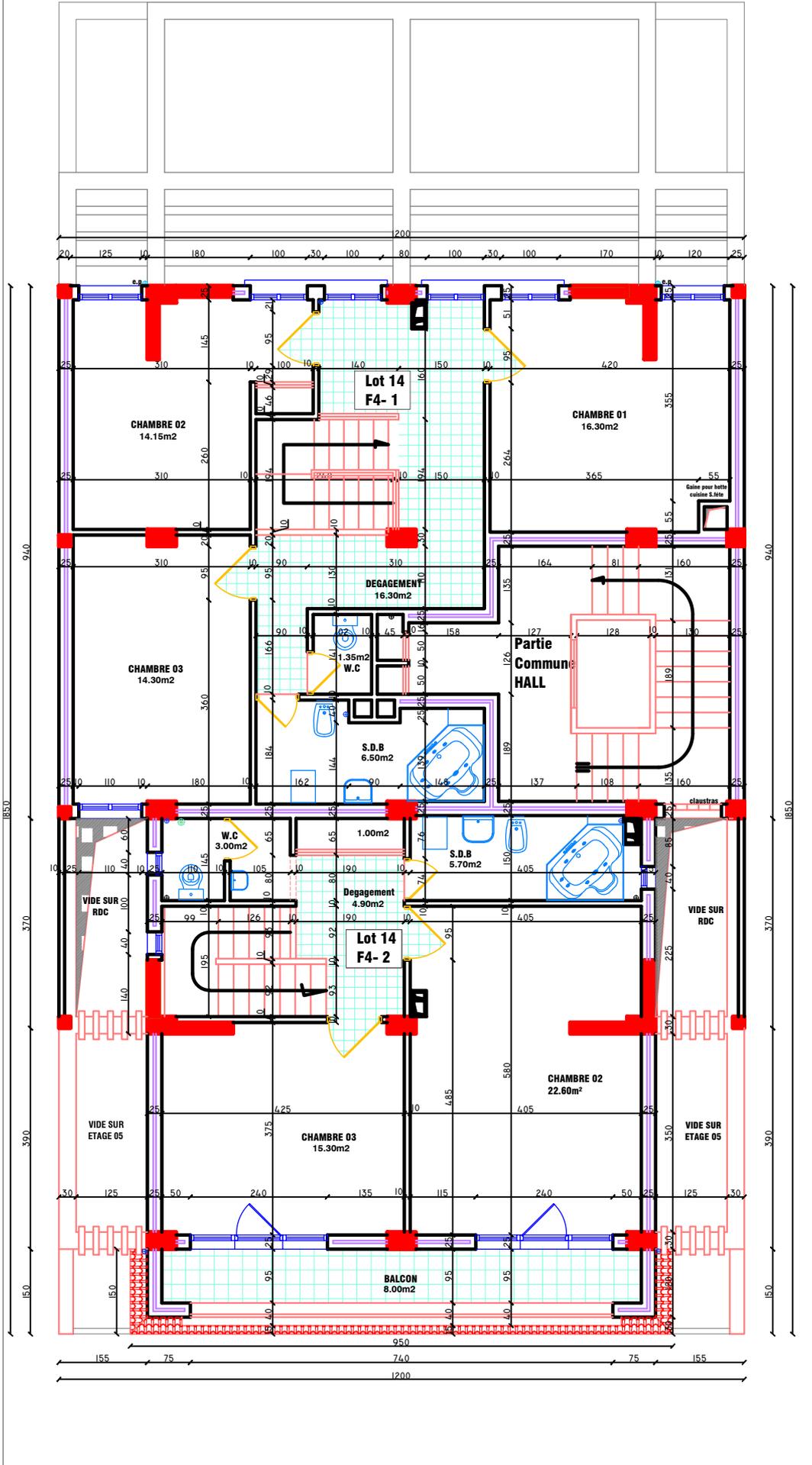
PLAN ETAGE 04



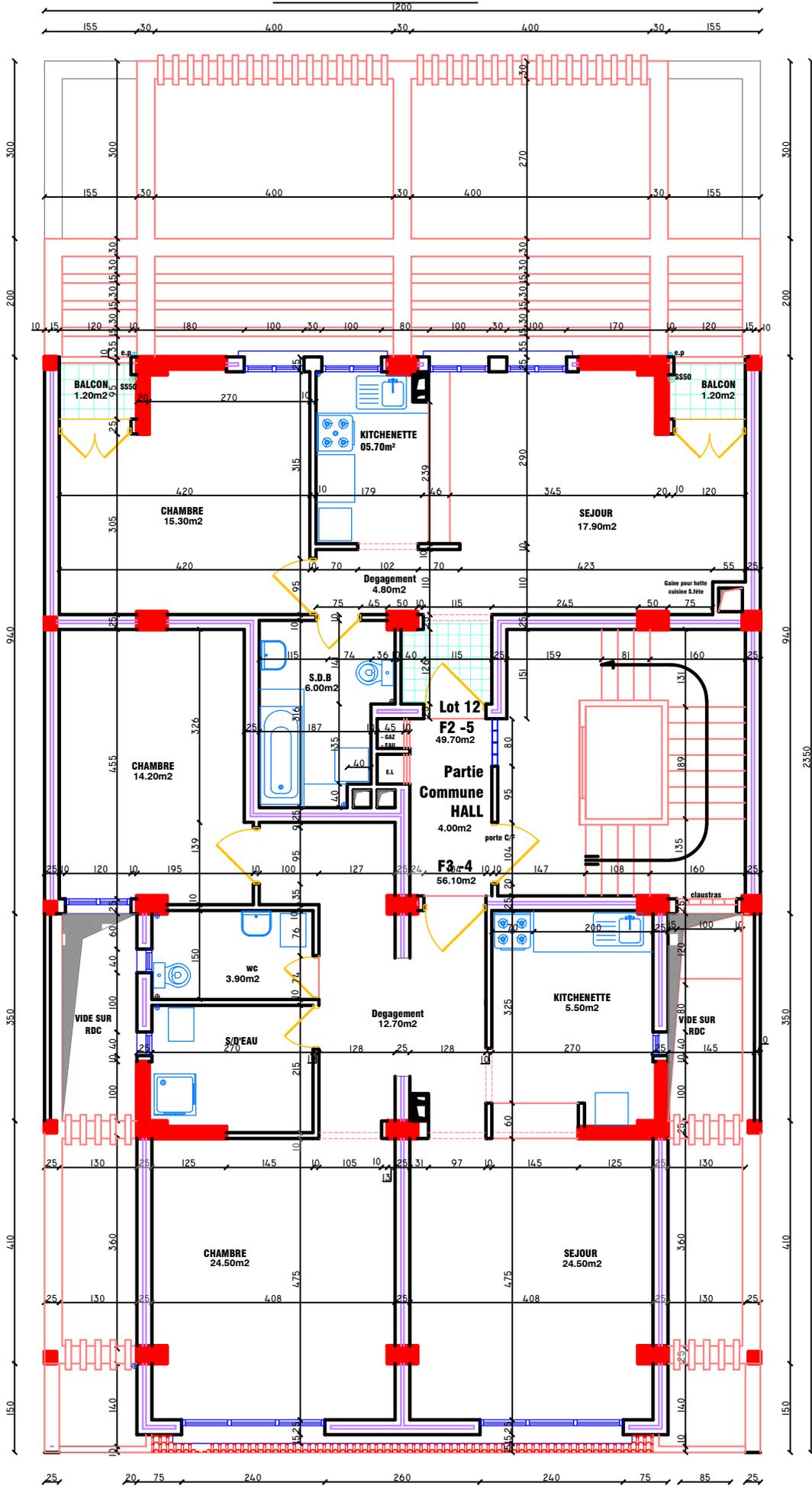
PLAN ETAGE 05



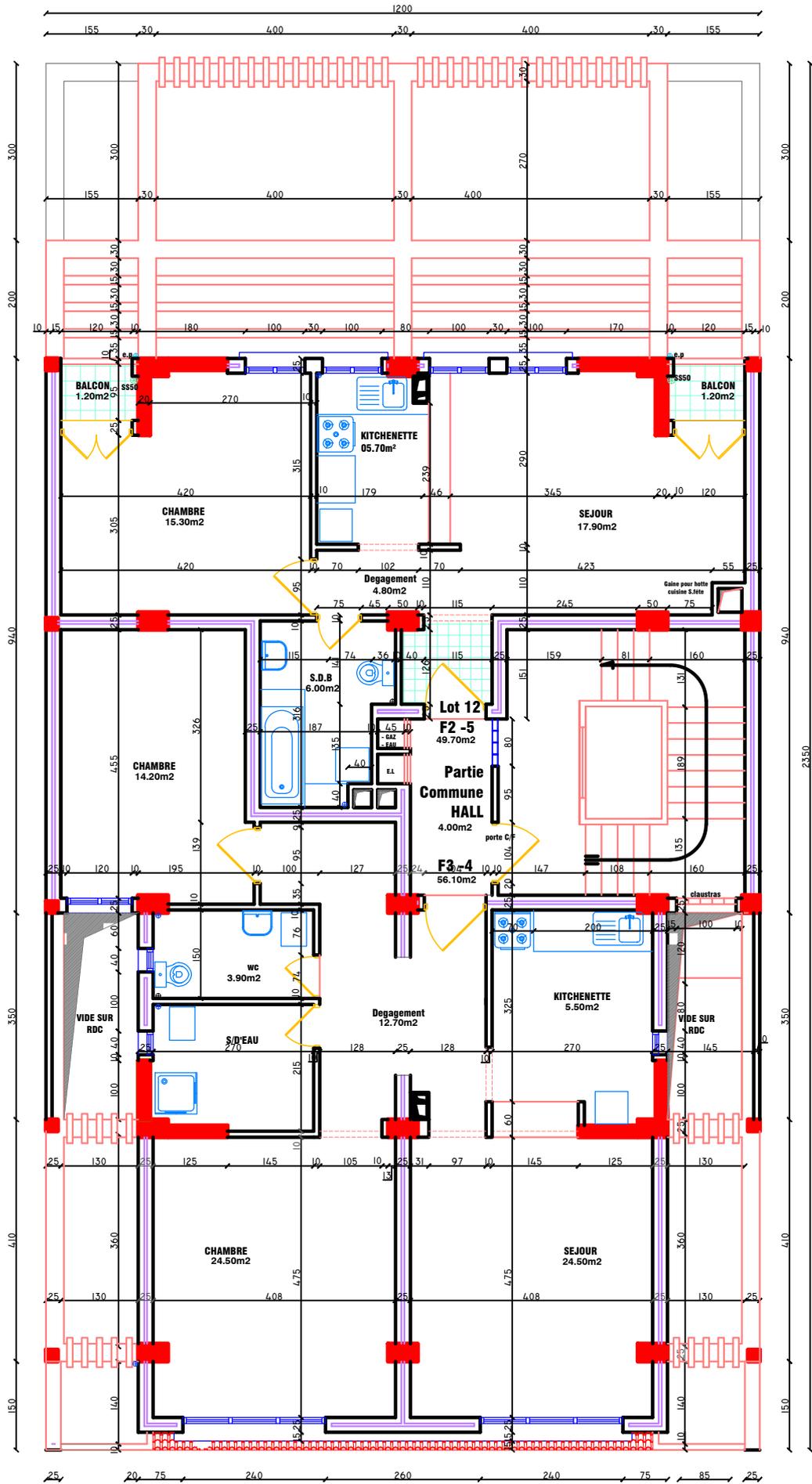
PLAN ETAGE 06



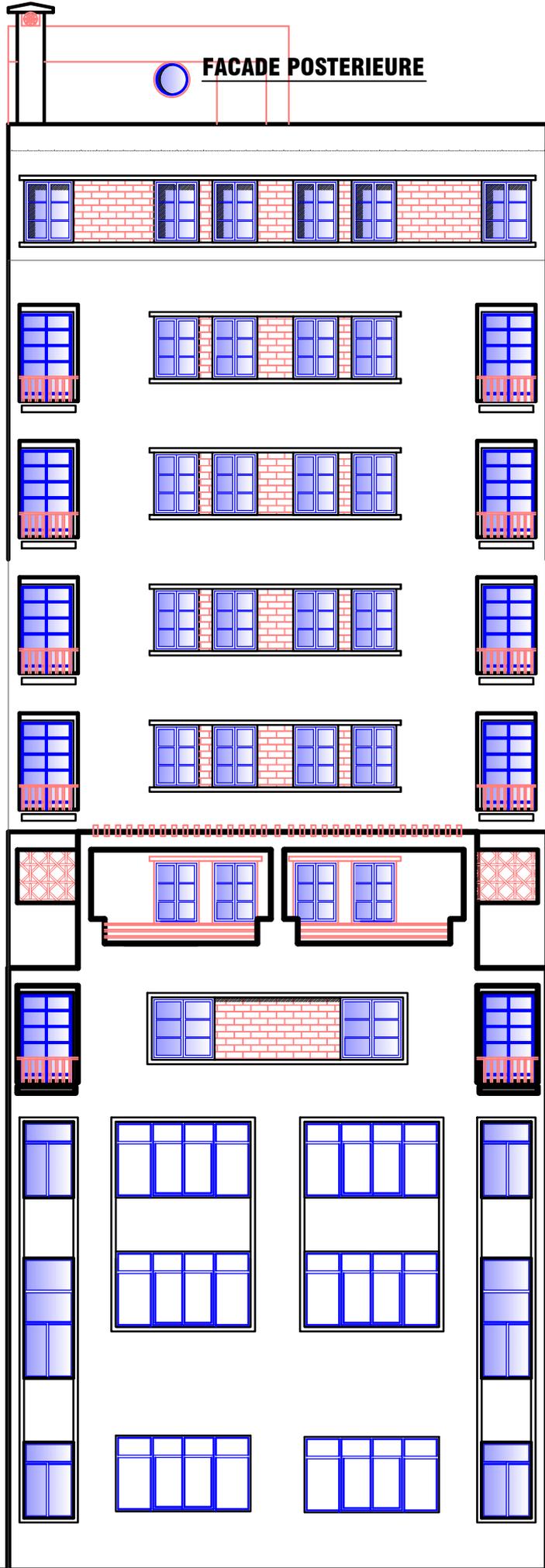
PLAN ETAGE 07



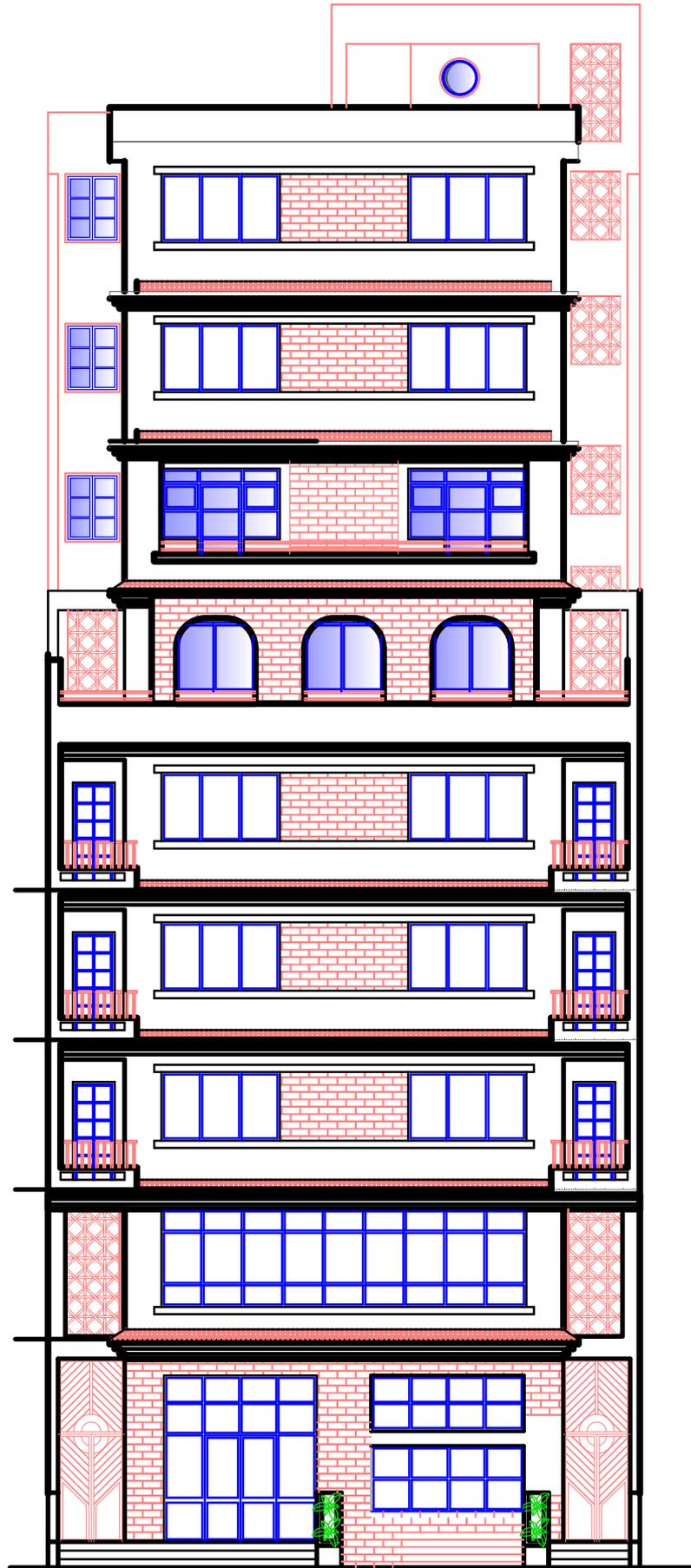
PLAN ETAGE 08



FACADE POSTERIEURE



FACADE PRINCIPALE



PLAN ENTRE SOL

