

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



DEPGC
Département de Génie Civil
2020-2021

Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention d'un diplôme du Master en Génie Civil
Option : Structures

Thème

Étude d'un bâtiment en béton armé (R+9 étages +2
entresols) à usage D'habitation et commercial
contreventé par un système mixte (voile-portique)

Réalisé par :

- ❖ TANI Loucif
- ❖ KERMANI Boubakeur
- ❖ LOUNIS Karim

Encadreur :

- ❖ M^{me} H. SEKOUR

Membres de jury :

- ❖ M^r A. BOUROUBA
- ❖ M^r N. OUDENI

Promotion: 2020-2021

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier ALLAH le tout puissant pour nous avoir guidés et aidés par la santé, le courage et la volonté durant toute notre vie et durant ce travail.

Nous tenons aussi à remercier nos familles qui nous ont encouragées et Soutenues depuis le début de notre parcours d'études.

Nous adressons nos remerciements à notre promotrice M^{me} SEKKOUR , pour son encadrement, ces conseils et sa disponibilité.

Nos remerciements aux membres de jury qui ont accepté de juger ce Travail.

Nous remercions également tous les enseignants qui ont contribué à Assurer notre formation durant tout le cycle universitaire.

Enfin, à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Dédicaces

A mon père et ma mère

A mon frère et mes sœurs

A ceux qui m'aiment

A ceux que j'aime

A tous mes amis.

T.Loucif

Dédicaces

*C'est avec une immense joie que je tiens
à exprimer tout ma gratitude, ma
reconnaissance et mon respect on dédie
ce travail.*

*A mes très chers parents qui ont
toujours été là pour moi durant toute
mon existence.*

A mes chers frères et mes chères sœurs.

*A mes meilleurs amis
A tous ceux qui ont participés de près
ou de loin à la réalisation de ce travail.*

K.Boubakeur

Dédicaces

A mon père et ma mère

A mes frères et mes sœurs

A ceux qui m'aiment

A ceux que j'aime

A tous mes amis.

L.Karim

SOMMAIRE

Introduction Générale

CHAPITRE I : GENERALITES

I.1	Introduction	01
I.2	Présentation de l'ouvrage	01
I.3	Caractéristiques géométrique (architecturale)	01
I.4	Caractéristiques de la structure	01
I.5	Données géotechniques du site	02
I.6	Caractéristiques des matériaux de construction	02
I.6.1	Le béton	02
I.6.2	Acier	05
I.7	Sollicitation et Combinaison de calcul	06
I.8	Règlements et normes utilisés	06

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1	Introduction	07
II.2	pré-dimensionnement des éléments secondaires	07
II.2.1	Les planchers	07
II.2.2	Les escaliers	15
II.2.3	L'acrotère	16
II.3	Les éléments structuraux	16
II.3.1	les poteaux	16
II.3.2	Les poutres	17
II.3.3	Les voiles	18
II.4	Evaluation des charges et des surcharges	19
II.5	Descente des charges	21
II.6	Vérification pour le poteau	29
II.7	Conclusion	32

SOMMAIRE

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 Introduction	33
III.2 Etude des planchers	33
III.2.1 Plancher à corps creux	33
III.2.1.1 Etude des poutrelles	33
III.2.1.2 Etude de la dalle de compression	50
III.2.2 Etude et ferrailage des planchers dalles pleines	50
III.3 Etude des escaliers	58
III.4 Etude de la poutre palière	63
III.5 Etude de la poutre de chaînage	70
III.6 Etude de l'acrotère	73
III.7 Etude de l'ascenseur	77
III.8 Conclusion	89

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1 Introduction	90
IV.2 Méthodes de calcul	91
IV.3 Méthodes d'analyse	91
IV.3.1 Méthode statique équivalente	91
IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale	94
IV.3.2.1 Principe	94
IV.3.2.2 Disposition des voiles	95
IV.4 Vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003	99
IV.5 Conclusion	106

SOMMAIRE

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1 Introduction	107
V.2 Etude des Poteaux	107
V.2.1 Recommandations du RPA99/2003	107
V.2.2 Les sollicitations dans les poteaux	109
V.2.3 Calcul de ferrailage	110
V.2.4 Vérifications nécessaire	114
V.3 Etude des Poutres	120
V.3.1 Recommandation du RPA99	120
V.3.2 Recommandation de BAEL 91/99	123
V.3.3 Les sollicitations dans les poutres	123
V.3.4 Calcul du ferrailage	123
V.3.5 Vérification des zones nodales	127
V.4 Etude des Voiles	134
V.4.1 Introduction	134
V.4.2 Recommandation du RPA99 version 2003	134
V.4.3 Exemple de calcul	137
V.4.4 Ferrailages	138
V.5 Conclusion	146

SOMMAIRE

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Introduction	147
VI.2 Choix du type de fondation	147
VI.2.1 Vérification des semelles isolées	148
VI.2.2 Vérification des semelles filantes	148
VI.2.3 Etude de radier	151
VI.2.3.1 Etude des nervure	158
VI.3 Etude du voile périphérique	165
VI.4 Conclusion	170

Conclusion générale

Liste Des Figures

Figure I.1	Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.U _____	03
Figure I.2	Diagramme contrainte déformation de l'acier _____	05
Figure II.1	Plans Disposition des poutrelles entre-sol 01 _____	07
Figure II.2	Plans Disposition des poutrelles entre-sol 02 _____	08
Figure II.3	Plans Disposition des poutrelles étages RDC _____	08
Figure II.4	Plans Disposition des poutrelles étages 01/02/03 _____	09
Figure II.5	Plans Disposition des poutrelles étages 04 _____	09
Figure II.6	Plans Disposition des poutrelles étages 05 _____	10
Figure II.7	Plans Disposition des poutrelles étages 06 _____	10
Figure II.8	Plans Disposition des poutrelles étages 07/08 _____	11
Figure II.9	Plans Disposition des poutrelles étages 09 _____	11
Figure II.10	Plan de dalle à corps creux _____	12
Figure II.11	Coupe transversale d'une poutrelle _____	12
Figure II.12	Schéma d'un escalier _____	15
Figure II.13	Schéma statique d'un escalier _____	15
Figure II.14	Coupe transversale de l'acrotère _____	16
Figure II.15	Coupe transversale d'un voile _____	18
Figure II.16	Les poteaux les plus sollicités _____	22
Figure II.17	Surface afférente du poteau (E3) _____	22
Figure II.18	Surface afférente du poteau (E3) (Entre-sol 01) _____	23
Figure II.19	Surface afférente du poteau (E3) (Entre-sol 02) _____	24
Figure II.20	Surface afférente du poteau (G2) _____	26
Figure III.1	Schéma statique de la poutrelle T2 (Etagé courant) _____	37
Figure III.2	Ferraillage de la dalle de compression _____	50
Figure III.3	Panneau de dalle _____	51
Figure III.4	section de la dalle pleine à ferrailer _____	51
Figure III.5	Schéma de ferraillage de la dalle sur 2 appuis _____	54
Figure III.6	Schéma de ferraillage de la dalle sur 3 appuis _____	57
Figure III.7	Schéma de ferraillage de la dalle sur 4 appuis _____	57
Figure III.8	Schéma statique de l'escalier _____	58
Figure III.9	Schéma statique des sollicitations sur l'escalier RDC _____	58
Figure III.10	Schéma statique de tronçon 01 _____	59
Figure III.11	Schéma statique de tronçon 02 _____	59
Figure III.12	Schéma statique de tronçon 03 _____	59
Figure III.13	Schéma de ferraillage de l'escalier _____	62
Figure III.14	Schéma statique de la poutre palière _____	63
Figure III.15	Section creuse équivalente _____	65
Figure III.16	Schéma de ferraillage de la poutre palière _____	69
Figure III.17	Schéma statique de la poutre de chaînage _____	70
Figure III.18	Schéma de ferraillage de la poutre de chaînage _____	72
Figure III.19	Schéma de ferraillage de l'acrotère _____	76

Liste Des Figures

Figure III.20	Cage de l'ascenseur_____	78
Figure III.21	Schéma de ferrailage de l'ascenseur (cas charge répartie)_____	83
Figure III.22	Schéma représentant la surface d'impact_____	83
Figure III.23	Schéma de ferrailage de l'ascenseur (cas charge concentré)_____	89
Figure IV.1	Modélisation 3D de la structure sur ETABS 2016 _____	90
Figure IV.2	Graph du spectre de réponse sens x et y _____	95
Figure IV.3	Spectre de réponse sens x et y _____	95
Figure IV.4	Schéma de disposition des voiles _____	96
Figure IV.5	1 ^{ere} mode de déformation (translation suivant x-x)_____	96
Figure IV.6	2 ^{ème} mode de déformation (translation suivant y-y)_____	97
Figure IV.7	3 ^{ème} mode de déformation (torsion autour de z-z)_____	97
Figure IV.8	Excentricité accidentelle des réponses sismiques_____	99
Figure V.1	Zone nodale_____	108
Figure V.2	Section du poteau_____	115
Figure V.3	Ferrailage des sections des poteaux_____	118
Figure V.4	Disposition constructives des portiques_____	122
Figure V.5	Les moments résistants dans la zone nodale_____	128
Figure V.6	Disposition constructive des poutres_____	130
Figure V.7	Schéma de ferrailage du voile Vx1 (entre-sol 02/RDC/1 ^{er} étage)_____	145
Figure VI.1	Vue d'une semelle isolée_____	148
Figure VI.2	Disposition des semelles filantes Niv 00,00 m _____	148
Figure VI.3	Disposition des semelles filantes Niv 03,06 m _____	148
Figure VI.4	Disposition des semelles filantes Niv 0,12 m _____	149
Figure VI.5	Schéma de la semelle filante type SF5 (X-X)_____	149
Figure VI.6	Dimensions du radier_____	152
Figure VI.7	Présentation de la zone d'impact de la charge compactée_____	153
Figure VI.8	Dalle sur quatre appuis_____	155
Figure VI.9	Schéma de ferrailage du radier_____	158
Figure VI.10	Schéma de rupture des dalles de radier niveau 00,00 m _____	159
Figure VI.11	Schéma de rupture des dalles de radier niveau 03,06 m _____	159
Figure VI.12	Schéma de rupture des dalles de radier niveau 06,12 m _____	159
Figure VI.13	Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x_____	160
Figure VI.14	Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y_____	160
Figure VI.15	Section de la nervure_____	162
Figure VI.16	Poussée des terres sur le voile périphérique_____	166
Figure VI.17	Répartition des contraintes sur le voile périphérique_____	166
Figure VI.18	Schéma de ferrailage du voile périphérique_____	169

Liste des tableaux

Tableau II.1	Dimensionnement des dalles pleines _____	14
Tableau II.2	Dimensions d'escalier _____	16
Tableau II.3	pré dimensionnement des poteaux _____	17
Tableau II.4	Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux _____	19
Tableau II.5	Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux_	19
Tableau II.6	Évaluation des charges revenant au plancher courant à dalle pleine _____	19
Tableau II.7	Évaluation des charges revenant plancher terrasse inaccessible en dalle pleine__	20
Tableau II.8	Evaluation des charges du balcon en dalle pleine _____	20
Tableau II.9	Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine _____	20
Tableau II.10	Évaluation des charges revenant au palier en dalle pleine _____	21
Tableau II.11	Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs _____	21
Tableau II.12	Résultats de la descente de charge du poteau (E3) _____	25
Tableau II.13	Résultats de la descente de charge du poteau (G2) _____	28
Tableau II.14	Vérification des poteaux à la compression simple _____	30
Tableau II.15	Vérification au flambement des poteaux _____	31
Tableau II.16	Vérification des conditions du RPA 99 _____	32
Tableau III.1	Schémas statiques des types de poutrelles dans l'étage courant _____	34
Tableau III.2	Schémas statiques des types de poutrelles dans la terrasse _____	34
Tableau III.3	Schémas statiques des types de poutrelles dans l'étage RDC _____	35
Tableau III.4	Choix des méthodes de calculs pour les différents types des poutrelles (EC) _____	35
Tableau III.5	Choix des méthodes de calculs pour les différents types des poutrelles (T) _____	35
Tableau III.6	Choix des méthodes de calculs pour les différents types des poutrelles (RDC) _____	36
Tableau III.7	Chargements sur les poutrelles _____	36
Tableau III.8	Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles l'étage courant__	39
Tableau III.9	Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles terrasse ina _____	39
Tableau III.10	Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles l'étage RDC _____	39
Tableau III.11	Sollicitations maximales de l'étage RDC _____	40
Tableau III.12	Evaluation de la flèche _____	47
Tableau III.13	Evaluation de la flèche _____	47
Tableau III.14	Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux (terrasse inaccessible) _____	47
Tableau III.15	Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux (étage courant) _____	48
Tableau III.16	Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux (étage RDC) _____	48
Tableau III.17	Vérifications nécessaires à l'ELU _____	48
Tableau III.18	Vérifications des contraintes à l'ELS _____	48
Tableau III.19	Les schémas de ferrailage des poutrelles _____	49
Tableau III.20	Ferrailage de la dalle sur 2 appuis (balcon) _____	52
Tableau III.21	Vérifications des états limites de compression du béton _____	53
Tableau III.22	Evaluation de la flèche _____	53
Tableau III.23	Calcul des sollicitations _____	54
Tableau III.24	Calcul du ferrailage à l'ELU _____	55

Liste des tableaux

Tableau III.25	Vérifications nécessaires_____	55
Tableau III.26	Etat limite d'ouverture des fissures_____	56
Tableau III.27	Vérification de la flèche_____	56
Tableau III.28	Résultats des ferrillages des volées pour tous les niveaux_____	60
Tableau III.29	Résultats des ferrillages de la poutre palière ELU _____	64
Tableau III.30	Calcul des sollicitations_____	66
Tableau III.31	Résultats des ferrillages de la poutre palière ELS _____	66
Tableau III.32	Ferrillage longitudinale de la poutre de chaînage_____	71
Tableau III.33	Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre de chaînage	71
Tableau III.34	Combinaisons d'actions de l'acrotère_____	73
Tableau III.35	Ferrillage longitudinale de la poutre de l'acrotère_____	74
Tableau III.36	Vérifications nécessaires pour la position de centre de poussée_____	76
Tableau III.37	Vérifications des états limites de compression du béton_____	76
Tableau III.38	Résultats des calculs_____	85
Tableau IV.1	Valeurs des pénalités P_q _____	93
Tableau IV.2	Période de vibration et taux de participation massique_____	98
Tableau IV.3	Vérification de la période fondamentale _____	99
Tableau IV.4	Vérification de l'interaction sous charges verticales _____	100
Tableau IV.5	Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon x-x_____	100
Tableau IV.6	Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon y-y_____	101
Tableau IV.7	Vérification de l'effort tranchant à la base_____	101
Tableau IV.8	Vérification des déplacements selon x-x_____	102
Tableau IV.9	Vérification des déplacements selon y-y_____	103
Tableau IV.10	Vérification à L'effet P- Δ _____	104
Tableau IV.11	Vérification de l'effort normal réduit_____	105
Tableau IV.12	Dimensions finales des éléments structuraux _____	106
Tableau V.1	Armatures minimales et maximales dans les poteaux_____	108
Tableau V.2	Les sollicitations dans les poteaux_____	110
Tableau V.3	Armatures longitudinales dans les poteaux_____	113
Tableau V.4	Calcul des armatures transversales pour les poteaux_____	113
Tableau V.5	Vérifications du flambement des poteaux_____	115
Tableau V.6	Vérifications de la contrainte dans le béton pour poteaux_____	116
Tableau V.7	Vérifications aux sollicitations tangentés pour les poteaux_____	117
Tableau V.8	Schémas de ferrillage des poteaux_____	119
Tableau V.9	Armatures minimales et maximales dans les poutres_____	121
Tableau V.10	Les sollicitations dans les poutres_____	123
Tableau V.11	Choix d'armatures des poutres principales et secondaires _____	124
Tableau V.12	Vérifications des contraintes tangentielles_____	126
Tableau V.13	Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement_____	126
Tableau V.14	Vérifications de l'état limite de compression du béton_____	127
Tableau V.15	Vérification de la flèche pour les poutres_____	127
Tableau V.16	Les moments résistant dans les poteaux_____	128
Tableau V.17	Les moments résistant dans les poutres_____	129
Tableau V.18	Vérifications de la zone nodale des poutres principales_____	129

Liste des tableaux

Tableau V.19	Vérifications de la zone nodale des poutres secondaires _____	130
Tableau V.20	Schémas de ferrailage des poutres dans l'entresol 1&2 et RDC _____	131
Tableau V.21	Schémas de ferrailage des poutres dans l'étage courant _____	132
Tableau V.22	Schémas de ferrailage des poutres dans la terrasse _____	133
Tableau V.23	Sollicitations maximales dans le voile V_{y1} _____	136
Tableau V.24	Sollicitations maximales dans le voile V_{y2} _____	136
Tableau V.25	Sollicitations maximales dans le voile V_{x2} _____	137
Tableau V.26	Sollicitations maximales dans le voile V_{x1} _____	137
Tableau V.27	Sollicitations maximales dans le voile V_{y1} _____	138
Tableau V.28	Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux _____	142
Tableau V.29	Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux _____	143
Tableau V.30	Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux _____	144
Tableau V.31	Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux _____	145
Tableau VI.1	Ferrailage du radier à l'ELU _____	156
Tableau VI.2	Vérifications des contraintes du radier _____	157
Tableau VI.3	Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS _____	158
Tableau VI.4	Sollicitations des nervures à l'ELU dans le sens x-x _____	161
Tableau VI.5	Sollicitations des nervures à l'ELU dans le sens y-y _____	161
Tableau VI.6	Sollicitations des nervures à l'ELS dans le sens x-x _____	161
Tableau VI.7	Sollicitations des nervures à l'ELS dans le sens y-y _____	161
Tableau VI.8	Calcul de Ferrailage de la nervure dans le sens x-x _____	162
Tableau VI.9	Calcul de Ferrailage de la nervure dans le sens y-y _____	162
Tableau VI.10	Vérification de l'effort tranchant dans les nervures _____	163
Tableau VI.11	Vérification de la jonction de table nervure _____	163
Tableau VI.12	vérification des contraintes dans la nervure _____	163
Tableau VI.13	Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS _____	164
Tableau VI.14	Schémas de ferrailage des nervures _____	165
Tableau VI.15	Ferrailage des voiles périphérique _____	167
Tableau VI.16	Vérification de l'effort tranchant _____	168
Tableau VI.17	Vérification des contraintes à l'ELS dans les voiles _____	169
Tableau VI.18	Calcul de ferrailage des voiles à l'ELS _____	169

Symboles et Notations

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

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

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

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

Δf_{t adm} : la flèche admissible.

G : Action permanente.

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

h_t : hauteur totale du plancher.

h_o : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

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

Symboles et Notations

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

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

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

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

Mser : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

M₀ : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

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

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

Ns : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m²).

St : Espacement des armatures.

V : Effort tranchant.

T₂ : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

Symboles et Notations

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

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

fe : Limite d'élasticité.

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

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

ht : 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

u : Coefficient de poison

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

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

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

q : chargement KN/ml..

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

μ : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Depuis l'existence la race humaine a dû affronter plusieurs phénomènes naturels, pour qu'ils soient à l'abri de ses risques ils ont construit des habitations, plus que le temps passe l'homme développe et invente d'autres technologies de la construction.

La forte croissance économique, l'augmentation du nombre de la population après les guerres et le manque de terrains constructibles encouragèrent à envisager le développement des immeubles à une grande hauteur, les progrès technologique et l'évolution dans le domaine de génie civil rendent techniquement réalisable et financièrement rentable la construction d'une nouvelle catégorie de grands immeubles.

Le domaine de génie civil est très vaste, il représente l'ensemble des techniques de constructions civiles, leurs réalisations se répartissent dans cinq grand domaine : structure, géotechnique, hydraulique, transport et environnement.

Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation des ouvrages de construction et d'infrastructure. Ils assurent la gestion afin de répondre au besoin de la société tel que la sécurité du public et la protection de l'environnement, tout en tenant compte du confort des usagers. L'ouvrage doit résister durant sa construction et tout au long de sa vie aux diverses sollicitations comme les charges permanentes, les charges d'exploitation, les charges climatiques et les actions de l'effet sismique.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (commerces + habitations) en R+9 avec deux entresols, le choix du système de contreventement dépend de la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations utilisées en ALGERIE (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques règlementaires (DTR). Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le rapport des essais labo et des essais in situ fournis par le laboratoire géotechnique.

Plan de travail :

- ❖ Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- ❖ Le deuxième chapitre, pour le pré-dimensionnement des éléments
- ❖ Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- ❖ Le quatrième chapitre, pour l'étude sismique.
- ❖ Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments structuraux.
- ❖ Le sixième chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Enfin, nous terminerons par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

CHAPITRE I

Généralités

I.1 Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite la connaissance des caractéristiques Géométriques et géotechniques de la structure, ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés et les différents règlements à respectés, pour assurer la stabilité et la résistance de cette structure, afin de satisfaire les deux facteurs sécurité et économie à la fois, ce que fait l'objet de ce chapitre.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé R+9 étages +2 entre-sols à usage d'habitation et commercial, qui sera implanté au lieu-dit : IBACHIRENE commune de Oued-Ghir, Wilaya de BEJAIA qui est classée en zone IIa de moyenne sismicité (Ht < 48m) d'après le règlement Parasismiques Algériennes « RPA99 /version 2003 ».

I.3 Caractéristique géométrique (architecturale) :

Le bâtiment aux dimensions suivantes :

- ❖ Longueur totale de bâtiment : 24,71 m
- ❖ Largeur totale de bâtiment : 12,61 m
- ❖ Hauteur totale de bâtiment : 37,99 m
- ❖ Hauteur de l'étage courant : 3,06 m
- ❖ Hauteur de RDC : 4,33 m
- ❖ Hauteur de l'entre-sol : 3,06 m

I.4. Caractéristiques de la structure :

- ❖ **Les planchers :** Les planchers sont constitués des dalles en corps creux et en dalle pleine.
- ❖ **Les escaliers :** Notre bâtiment comporte des escaliers droits à deux volées avec un palier de repos.
L'ascenseur : l'ascenseur opté dans ce bâtiment comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettent l'accès des personnes et de matériels aux étages supérieurs sans utiliser les escaliers.
- ❖ **Contreventement :** D'après **RPA99/2003 article 3.4.1.a** pour toute structures dépassant une hauteur de 14 m en (zone IIa) il est indispensable d'introduire des voiles, donc le système proposé est un contreventement mixte voile-portique.
- ❖ **Les maçonneries :**
 - Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm séparées par une lame d'air de 5cm.
 - Les murs de séparation intérieure seront construits en une seule paroi de brique de 10 cm.
- ❖ **L'acrotère :** c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher de la terrasse inaccessible.

❖ **Balcons** : Les balcons sont réalisés en dalle pleine et en corps-creux.

❖ **Revêtements** : ils seront réalisés en :

- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et la cuisine ...
- Mortier de ciment pour les murs de façade.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

❖ **L'infrastructure** :

Les fondations sont des éléments en béton armé qui constituent la base d'une construction.

Elles ont pour objectifs de :

- Limiter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux.
- Encasturer la structure à la base pour assurer la stabilité.
- Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.

I.5. Données géotechnique du site :

D'après les résultats obtenus par le laboratoire technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Une contrainte de sol de 1,7 bar obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de 6,12 m.
- Le sol est classé en catégorie S2 (sol ferme) selon sa nature géotechnique.

I.6 Caractéristiques des matériaux de construction :

❖ **I.6.1 Le béton** :

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrage.

Il est constitué par le mélange de ciment, d'eau et de granulats (sable, gravier) et dans certains cas d'adjuvant.

➤ **Résistance de béton à la compression : CBA93 (Art.A.2.1.1.1)**

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suite :

- $f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$
- $f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} \cdot f_{c28}$ Pour $f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$
- $f_{cj} = f_{c28}$ pour $j > 28$ jours

Pour notre étude de projet on adoptera un béton de classe c25/30 tel que $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

➤ **Résistance de béton à la traction : CBA93 (Art.A.2.1.1.2)**

La résistance caractéristique à la traction de béton à (j jours) est définie selon BAEL91 art A : 2-1-2 par la relation suivante :

- $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$ si $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$.
- $f_{tj} = 0,275 f_{cj}$ si $f_{c28} > 60 \text{ MPa}$.

Pour notre étude $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

➤ **Les contraintes limites :**

- **Contraintes limites ultime à la compression :**

Pour le calcul à l'ELU on adoptera le diagramme parabole-rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

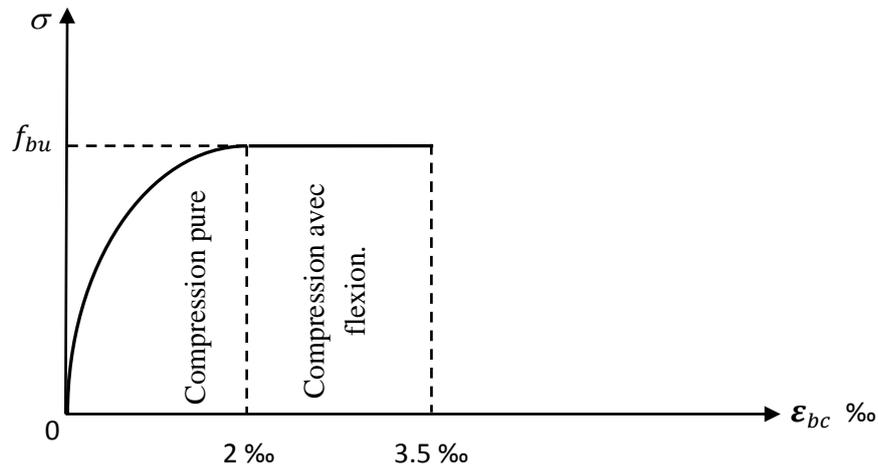


Figure I.1 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = 1,5 \text{ en situations durables ou transitoires. } \rightarrow f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situations accidentelles. } \rightarrow f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$$

- **Contrainte limite de service à la compression :**

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

- **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = \min (0,2f_{cj}/\gamma_b; 5\text{Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$$\tau_u = \begin{cases} 3,33\text{MPa} & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 4,34\text{MPa} & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$\tau_{Adm} = \min (0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

$$\tau_u = \begin{cases} 2,5\text{MPa} & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 3,26\text{MPa} & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

Tel que : $f_{c28}=25\text{Mpa}$

- **Module de déformation longitudinale de béton :**

On distingue deux modules de déformation longitudinale :

- **Le module de Yong : CBA93 (Art.A.2.1.2.1)**

Le module de déformation instantané pour les charges de durée d'application inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

- **Le module différé : CBA93 (Art.A.2.1.2.2)**

Le module de déformation différé pour les charges de longue durée d'application

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$$

- **Coefficient de poisson : CBA93 (Art.A.2.1.2.2)**

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

- $\nu = 0 \rightarrow$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU
- $\nu = 0.2 \rightarrow$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

- **Module de déformation transversale :**

La valeur du module de déformation transversal est donnée par :

$$G = E / 2(1 + \nu)$$

E : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

V : coefficient de Poisson.

❖ I.6.2 Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage son rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton.

➤ Type d'acier : Dans notre cas :

Barres à haute adhérence HA → FeE400

Treillis soudé → FeE500

❖ Contrainte limite :

➤ Contrainte limite ultime (ELU) :

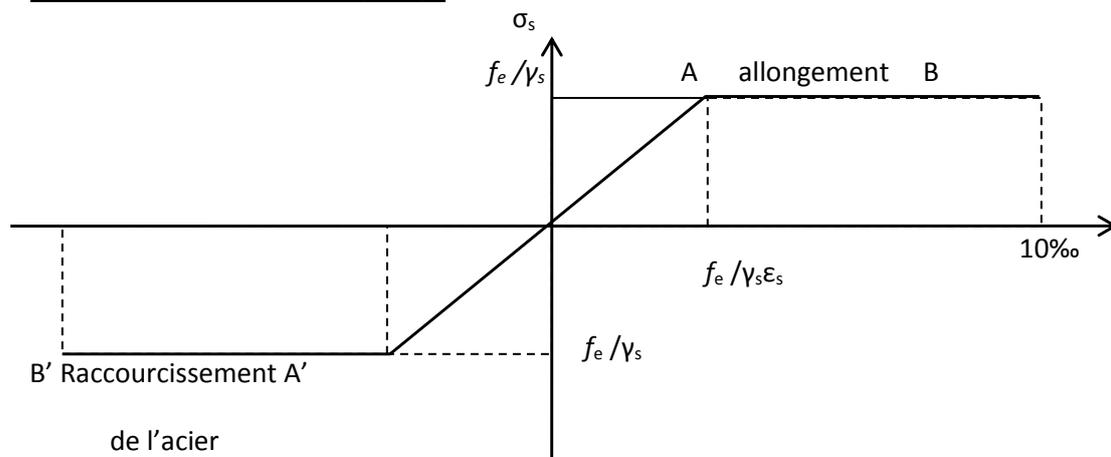


Figure I.2 Diagramme contrainte déformation de l'acier

$\sigma_s = f_e / \gamma_s$ —————> aciers naturels

$\sigma_s = 1.1f_e / \gamma_s$ —————> aciers écrouis

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1.15 & \text{en situation courante} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1 & \text{en situation accidentelle} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$

➤ Contrainte limite de service (ELS) :

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}})$

Pour ce cas $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$

- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{bc}^- = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

Pour ce cas $\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^- = 164,97 \text{ Mpa}$ par les (HR)

η : Coefficient e fissuration.

$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.7 Sollicitation et Combinaison de calcul :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations donné par le RPA99 version 2003 sont :

- **Situation durable :** $\begin{cases} \text{ELU} \rightarrow 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS} \rightarrow G + Q \end{cases}$
- **Situation accidentelle :** $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm Q \end{cases}$

Tel que : G : charges permanentes

Q : charges d'exploitations

E : charges sismiques

I.8 Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- Règlement Parasismique Algérienne (RPA99 /version 2003).
- Code du Béton Armé (CBA93).
- Règles du Béton Armé aux Etats Limites (BAEL91/version 99).
- Document Technique Règlementaire (DTR BC2.2), (BC 2.33.1).

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments est basé essentiellement sur les recommandations des différents règlements et norme de construction (**RPA 99/V2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93**), Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ainsi qu'une évaluation complète des charges permanentes et surcharges d'exploitations suivie par une descente charge bien détaillée afin de prévoir une vision sur la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

II.2 pré-dimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1 Les planchers :

II.2.1.1 Planchers à corps creux :

Sont des planchers constitués du corps creux, avec une dalle de compression armé par treillis soudé,

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$

- L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles
- h_t : hauteur totale de plancher

Le choix de sens de disposition des poutrelles se fait par rapport au critère suivant :

- Le critère de la petite porté
- Critère de la continuité

a. Plans disposition des poutrelles :

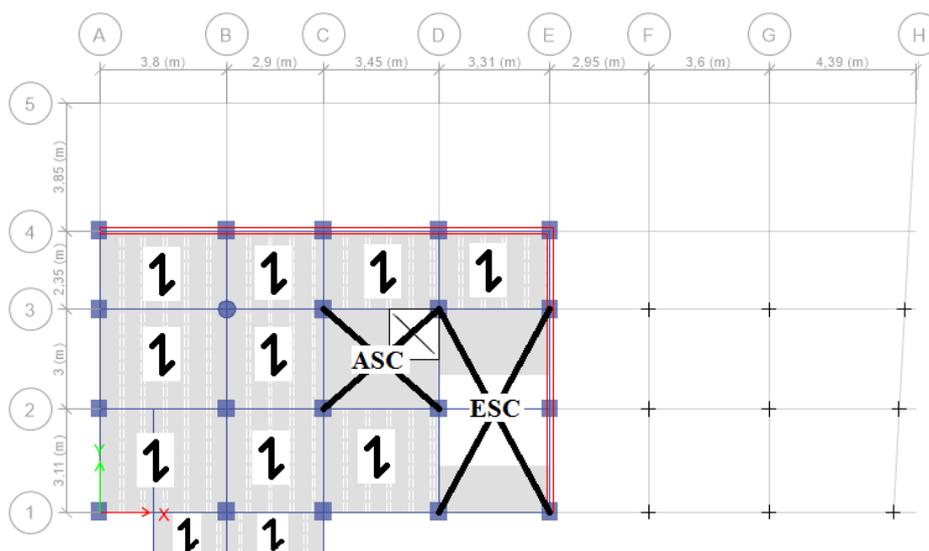


Figure II.1 Plans Disposition des poutrelles entre-sol 01

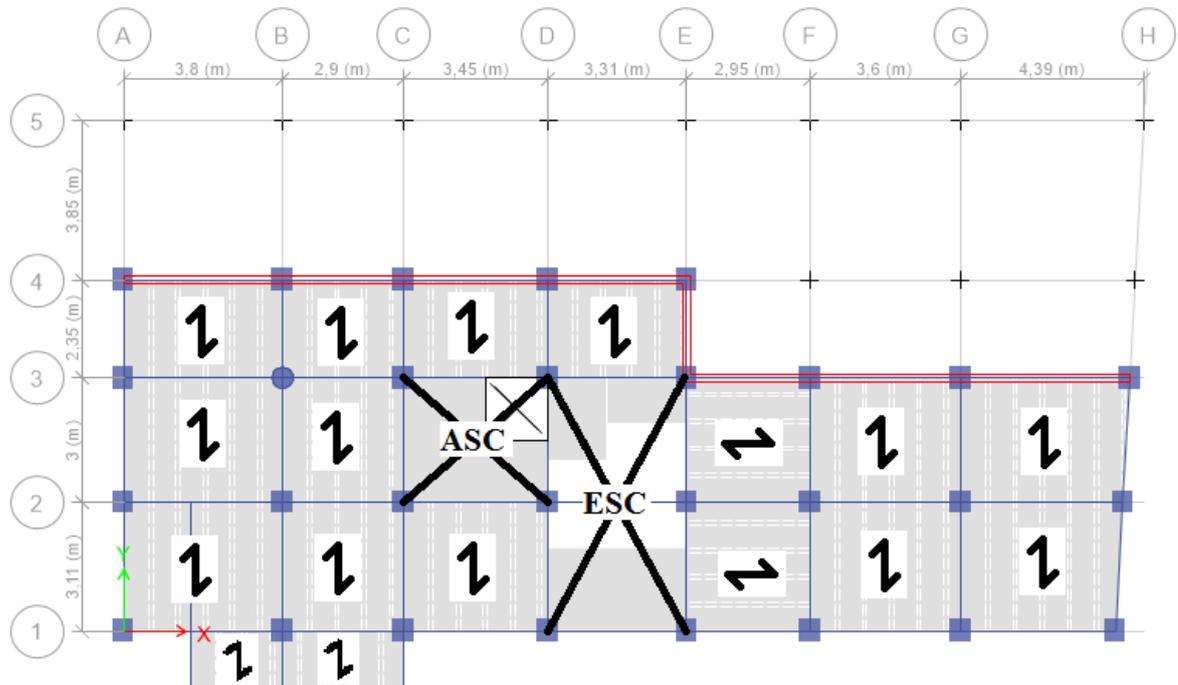


Figure II.2 Plans Disposition des poutres entre-sol 02

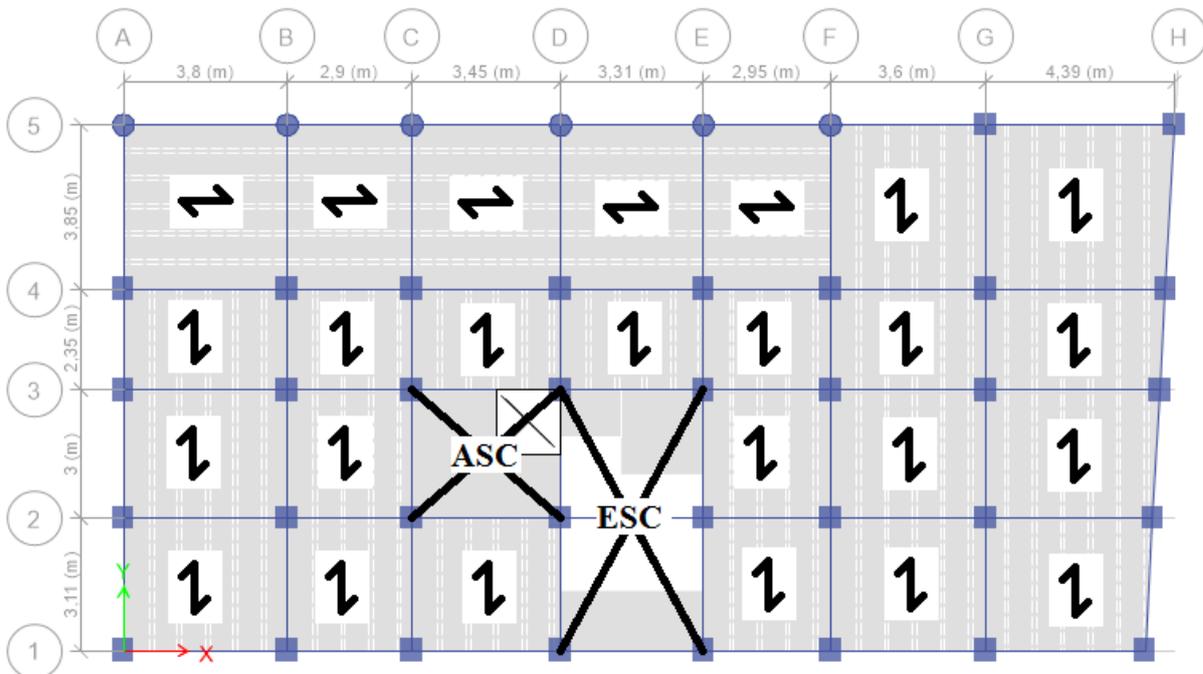


Figure II.3 Plans Disposition des poutres étages RDC

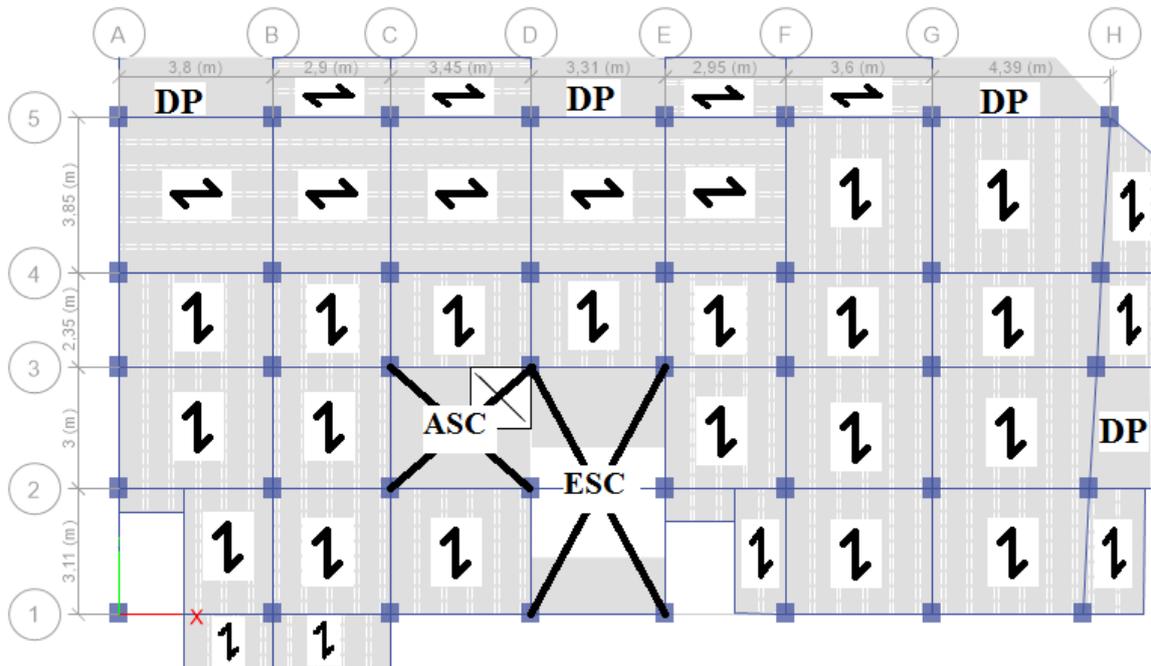


Figure II.4 Plans Disposition des poutrelles étages 01/02/03

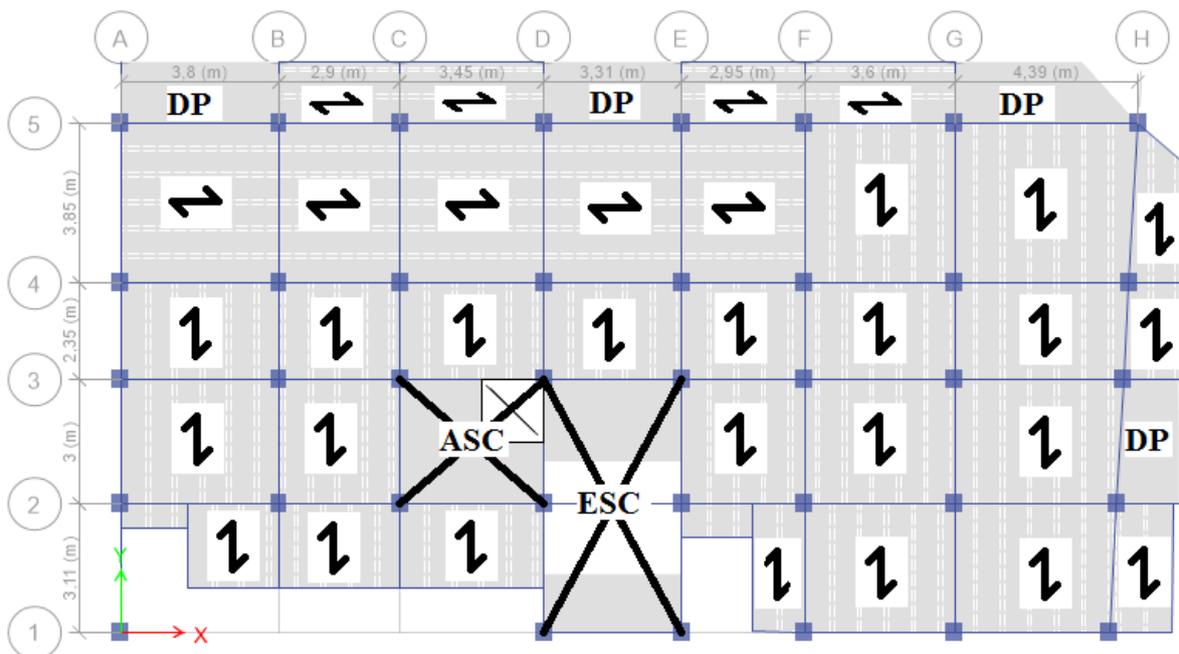


Figure II.5 Plans Disposition des poutrelles étages 04

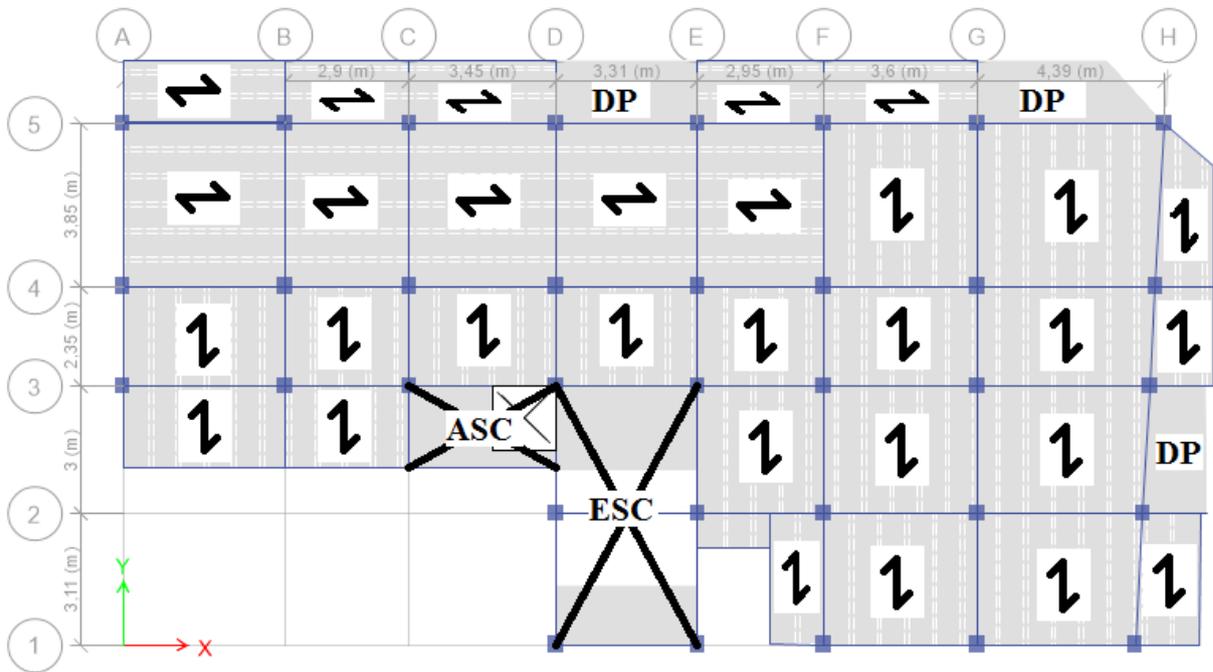


Figure II.6 Plans Disposition des poutrelles étages 05

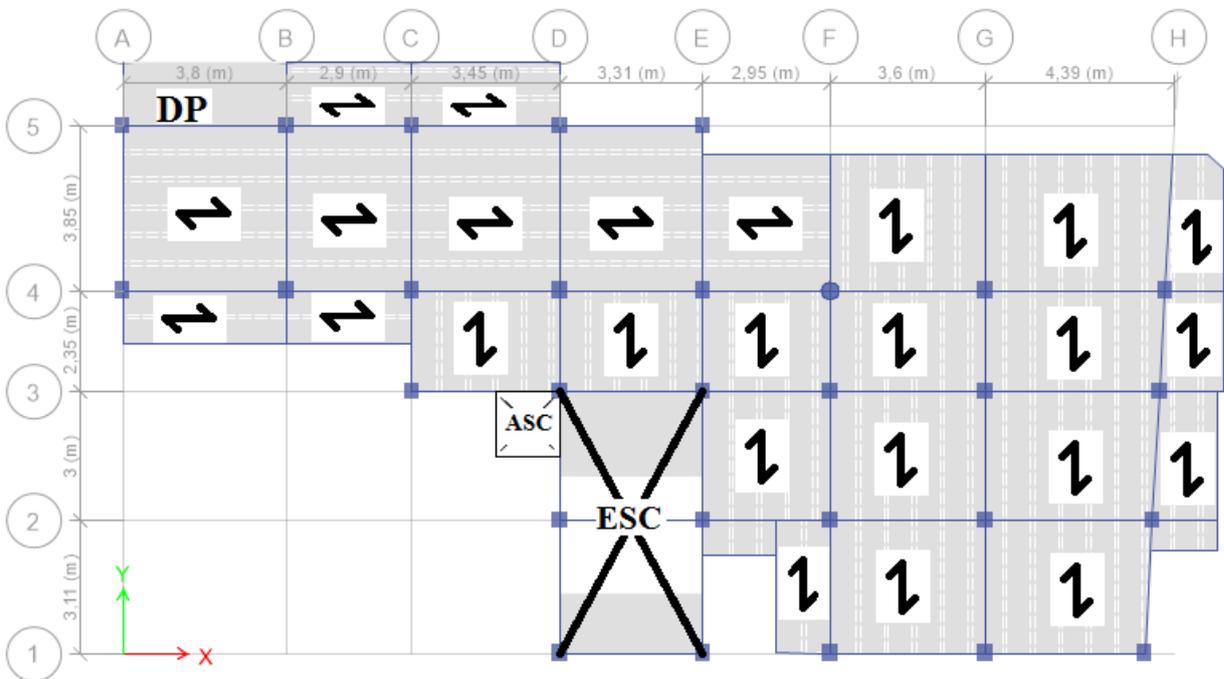


Figure II.7 Plans Disposition des poutrelles étages 06

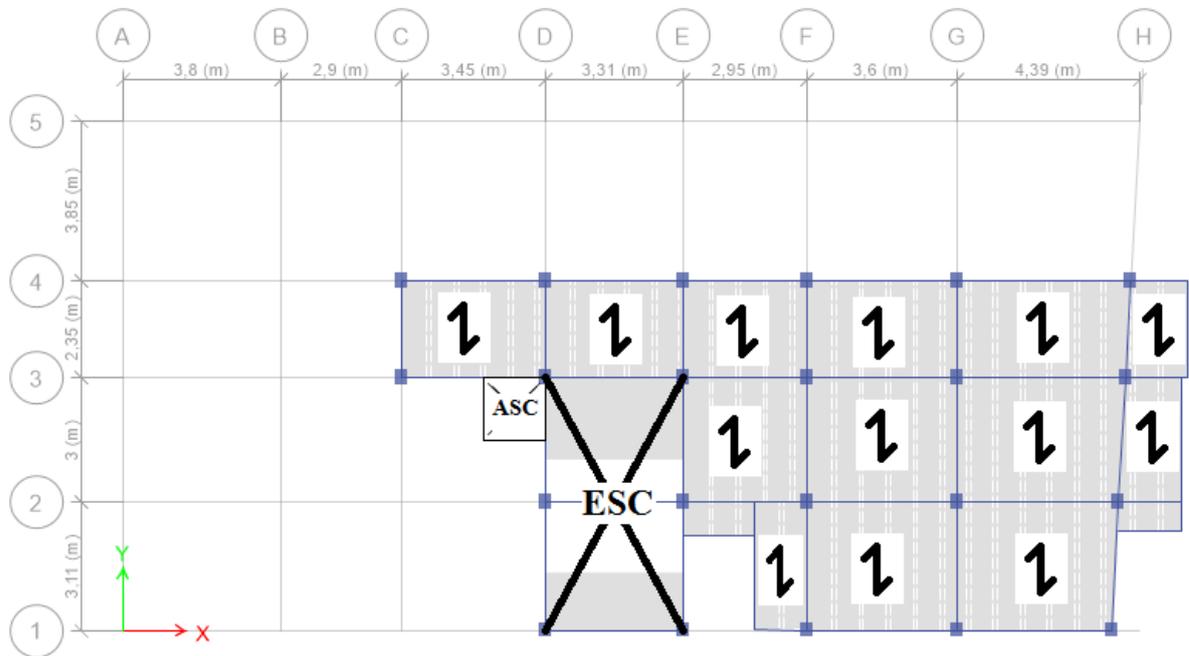


Figure II.8 Plans Disposition des poutrelles étages 07/08

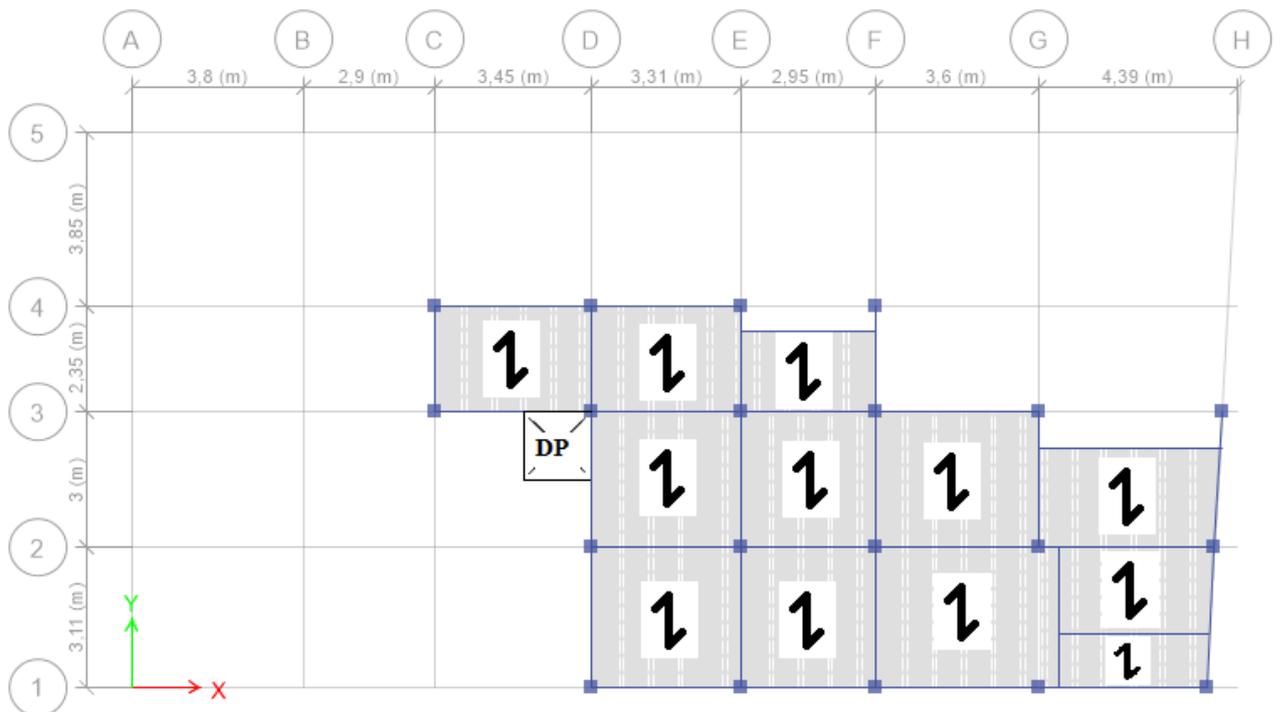


Figure II.9 Plans Disposition des poutrelles étages 09

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{Avec : } L_{\max} = 380 - 30 = 350 \text{ cm}$$

$$h_t = \frac{350}{22.5} = 15.55 \text{ cm} \quad \text{soit : } h_t = 20 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de **20 cm**.

$$\text{Avec : } \begin{cases} h_{cc} = 16 \text{ cm hauteur de corps creux} \\ h_{ddc} = 4 \text{ cm hauteur de dalle de compression} \end{cases}$$

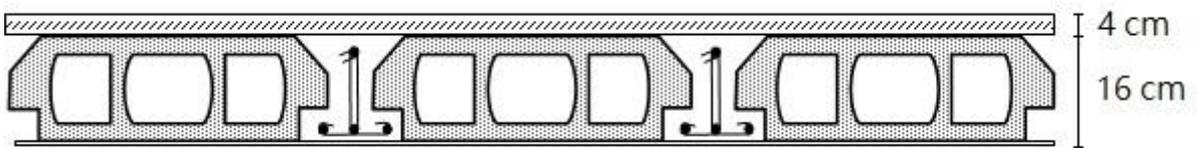


Figure II.10 Plan de dalle à corps-creux

b. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles supportent le plancher et transmettent les charges à la structure porteuse, elles sont calculées comme des sections en T. définies par:

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

h_t : hauteur totale de plancher $h_t = 20 \text{ cm}$

b_0 : longueur de la nervure, $b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) h_t$

Soit : $b_0 = 10 \text{ cm}$

h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{ cm}$

l_x : distances entre deux poutrelles successives

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

l_y : distance entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles

$$l_y = 234 - 30 = 204 \text{ cm}$$

b : longueur de la table de compression

$$\text{et donc } b \leq 65 \text{ cm,} \quad \text{soit } b = 65 \text{ cm}$$

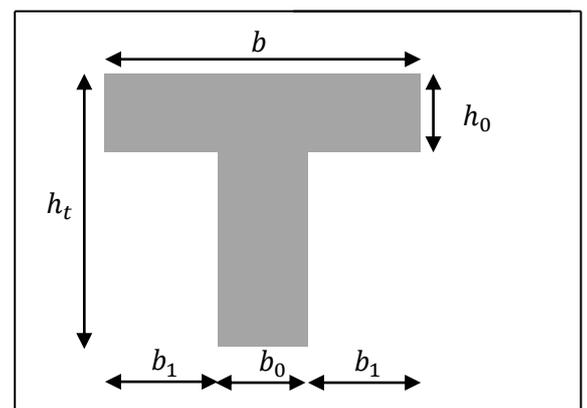


Figure II.11 : Coupe transversale d'une poutrelle.

II.2.1.2. Planches à dalles pleines :

L'épaisseur des dalles pleine est déterminée à partir du critère suivant :

❖ critère de résistance au coupe-feu :

- $e \geq 7\text{cm}$ Pour une heure de coupe feu
- $e \geq 11\text{cm}$pour deux heures de coupe feu
- $e \geq 14\text{cm}$pour trois heures de coupe feu

❖ critère de résistance a la flexion :

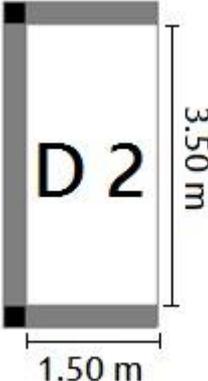
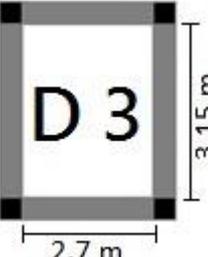
- pour une dalle sur un seul appui : $e \geq \frac{lx}{20}$
- pour une dalle sur deux appuis : $e \geq \frac{lx}{20}$
- pour une dalle sur trois ou quatre appuis : $\frac{lx}{35} < e < \frac{lx}{30}$ Avec : $\rho < 0,4$
- pour une dalle sur trois ou quatre appuis : $\frac{lx}{45} < e < \frac{lx}{40}$ Avec : $\rho \geq 0,4$

Tel que : $\rho = \frac{lx}{ly}$

Types des dalles pleines :

On a les types des dalles pleines suivants :

Tableau II.1 Dimensionnement des dalles pleines

Panneaux	appui	schémas	Lx (m)	Ly (m)	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	e cal (cm)	e cal (cm)
D1	2		1,5	4,09	0,36	$\frac{L_x}{e} \geq 20$	7,5
D2	3		1,50	3,50	0,428	$L_x/35 \leq e \leq L_x/30$	4,643
D3	4		2,7	3,15	0,857	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	6,375

Remarque:

- On prend une épaisseur $e = 12$ cm pour DP Balcon.
- On prend une épaisseur $e = 15$ cm pour DP autour d'ascenseur.

Il y a eu lieu de tenir compte du critère de coupe-feu dans le dimensionnement :

- $e \geq 11$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 14$ cm pour trois heures de coupe-feu.

II.2.2 Les escaliers :

Sont des éléments secondaire sert à relier les différents niveaux d'une structure. Les escaliers peuvent être en béton, en acier ou en bois.

Les différents éléments constituant un escalier :

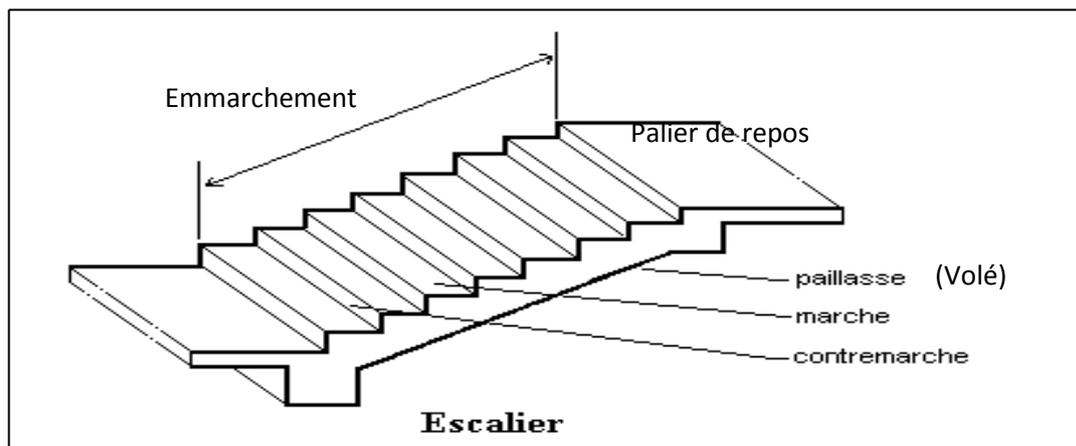


Figure II.12 Schéma d'escalier

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (n) on utilise la formule de BLONDEL :

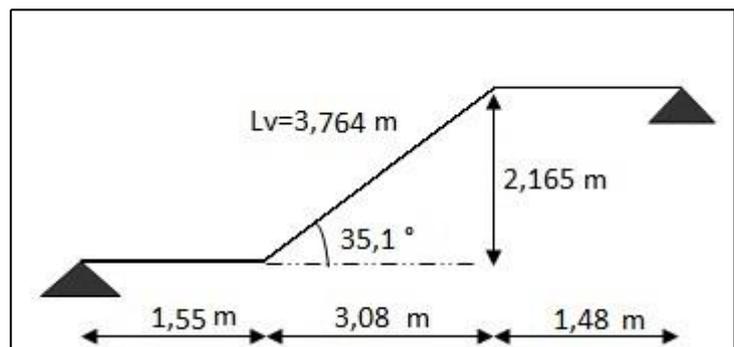


Figure II.13 Schéma statique d'un escalier

$$59 \leq 2h + g \leq 64$$

$$h = \frac{H}{n} \text{ Soit } n = 12 \rightarrow h = \frac{2,165}{11}$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

$n = 12$ contre marche ; $n - 1 = 11$ marche

On prend $g = 28$ cm

$$59 \leq 2 \times h + g = 64 \leq 64$$

$$\tan \alpha = \frac{216,5}{3,08} \rightarrow \alpha = 35,1^\circ$$

Epaisseur de la paillasse :

Longueur : $L' = L_p + L_v = 1,55 + 3,764 + 1,48 \rightarrow L' = 6,794 \text{ m}$

$$\frac{l'}{30} < e < \frac{l'}{20} \rightarrow 22.64 < e < 33.97 \rightarrow \text{On pond : } e = 25 \text{ cm}$$

Tableau II.2 Dimensions d'escalier

H(m)	h (cm)	n	g (cm)	L ₀ (m)	L _p (m)	L _v (m)	L'(m)	α	e (cm)
2,165	18	12	28	3,08	3,03	3,764	6,794	35,1°	25

II.2.3 L'acrotère :

L'acrotère est un élément encastré à la périphérie du plancher terrasse cet élément est réalisé en béton armé son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales.

Dans notre cas on a un seul type :

- Terrasse inaccessible
h=60cm

Calcul de la section de l'acrotère

$$S = (0,75 \times 0,15) + (0,1 \times 0,07) + (0,1 \times 0,03/2) = 0,121 \text{ m}^2$$

S : surface de la section droite de l'acrotère

$$P_p(\text{acrotère}) = 25 \times 0,121 = 3,025 \text{ Kn}$$

$$G_1(\text{int}) = 20 \times 0,015 \times 0,75 \times 1 \text{ m} = 0,225 \text{ Kn}$$

$$G_2(\text{ext}) = 20 \times 0,02 \times 0,75 \times 1 \text{ m} = 0,3 \text{ Kn}$$

$$G_{\text{totale}} = 3,55 \text{ Kn}$$

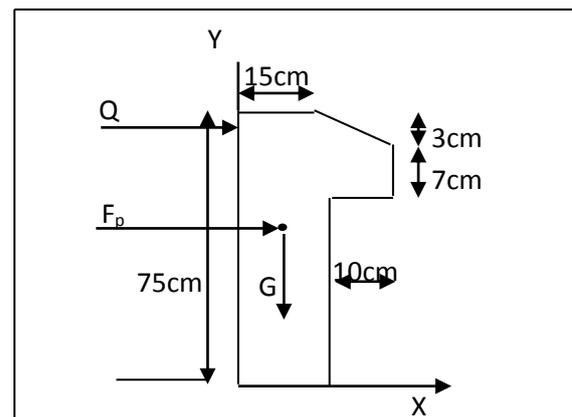


Figure II.14 Coupe transversale de l'acrotère

II.3 les éléments structuraux :

II.3.1 les poteaux :

Sont des éléments porteurs de système planchers destiné à transmettre les charges aux fondations.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression simple à l'ELU selon les règles de **BAEL**, On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge tout en vérifiant la recommandation de **l'RPA99/2003**.

Les dimensions des poteaux sont supposées comme suit ainsi que son poids propres :

Tableau II.3 pré dimensionnement des poteaux

Etage	Sous-sol 1& 2	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme}	3 ^{eme} et 4 ^{em}	5 ^{eme} et 6 ^{eme}	7 ^{eme} et 8 ^{eme}	9 ^{eme}
Dimension (cm ²)	55×50	55×50	50×45	45×40	40×35	35×30	30×30
Surfaces (m ²)	0,275	0,275	0,225	0,18	0,14	0,105	0,09
Hauteur d'étage (m)	3,06	4,33	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06
Poids (KN)	21,03	29,76	17,21	13,77	10,71	8,0325	6,885

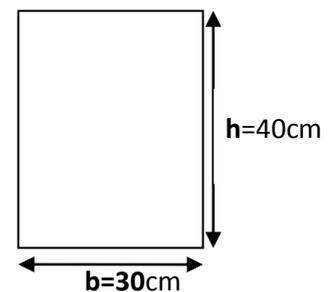
II.3.2 Les poutres :

Sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaire destiné à reprendre les efforts et les transmettre aux poteaux.

❖ Les poutres principales [P.P] :

Elles sont perpendiculaire aux poutrelles selon **BAEL91/99** le pré dimensionnement se fait on utilisant la condition suivante :

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



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

On suppose des poteaux de (30×30) cm²

$$L_{\max} = 439 - 30 = 409 \text{ cm} \Rightarrow 27,27 \text{ cm} \leq h \leq 40,9 \text{ cm}$$

On prend : h = 40 cm et b = 30cm.

Vérifications :

On doit satisfaire les conditions suivantes :

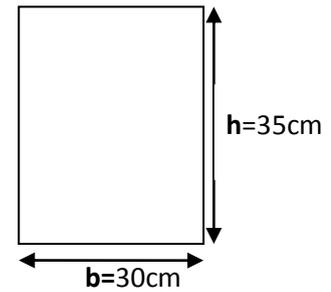
- $b \geq 20 \text{ cm}$; on a $b = 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$; on a $h = 40 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b < 4$; on a $\frac{40}{30} = 1,33 < 4$ condition vérifiée.

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

❖ **Les poutres secondaires [P.S] :**

$$L_{\max} = 386 - 30 = \text{cm} \Rightarrow 36,67 \text{cm} \leq h \leq 55 \text{cm}$$

On prend: $h = 35 \text{cm}$ et $b = 30 \text{cm}$



Vérifications :

- $b \geq 20 \text{cm}$; on a $b = 30 \text{cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{cm}$; on a $h = 35 \text{cm}$ condition vérifiée.
- $h/b < 4$; on a $\frac{35}{30} = 1,17 < 4$ condition vérifiée.

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{cm}^2$.

II.3.3 Les voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement destiné à assurer la stabilité de l'ouvrage selon les effets des actions horizontales et à reprendre les efforts verticaux et les transmettent aux fondations.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire la condition suivante selon **L'RPA99/2003** :

- $e \geq \max (h_e/20; 15 \text{cm})$
- $L \geq 4e$

h_e : hauteur libre d'étage et la même dans tous les étages courant

L : longueur de voile

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{cm}$$

$$e = \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{cm}$$

On prend : $e = 15 \text{cm}$

$$L \geq 72 \text{cm}$$

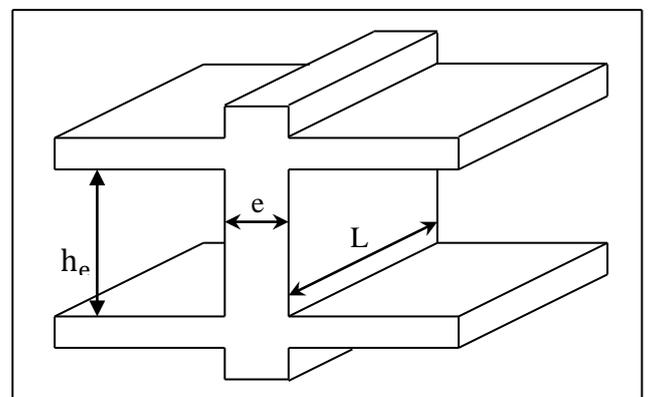


Figure II.15 Coupe transversale d'un voile

II.4 Evaluation des charges et des surcharges :

Tableau. II.4 Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Couche de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	0,16+0,04	2,85
5	Cloisons de séparation	/	/	1
6	Enduit de ciment	10	0,02	0,20
Charge permanent G				5,21
Q étages courant				1,5

Tableau II.5 Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Etanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	Corps creux	/	0,16+0,04	2,85
5	Isolation thermique	4	0,025	0,1
6	Enduit de ciment	10	0,015	0,15
Charge permanent G				6,22
charge d'exploitation Q				1

Tableau II.6 Évaluation des charges revenant au plancher courant à la dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,15	3.75
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Couche de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
6	Cloison	/	/	1
Charge permanent G				6,18
charge d'exploitation Q				1,5

Tableau II.7 Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à la dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,15	3,75
2	Protection gravillon	20	0,04	0,8
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
5	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
6	Étanchéité multicouches	6	0,02	0,12
Charge permanent G				7,15
charge d'exploitation Q				1

Tableau. II.8 Evaluation des charges du balcon en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,12	3
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Couche de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				4,43
charge d'exploitation Q				3,5

Tableau II.9 Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,2/cos(32,52)	5,93
2	Carrelage	Horizontal	0,02	0,4
		Vertical	0,02×17/30	0,23
3	Mortier de pose	Horizontal	0,02	0,4
		vertical	0,02 ×17/30	0,23
4	Enduit de ciment	18	0,02/cos(32,52)	0,42
5	poids des marches	22	h/2	1,87
Charge permanent G (KN/m²)				9,48
charge d'exploitation Q				2,5

Tableau II.10 Évaluation des charges revenant au palier en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,25	6,25
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Couche de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				7,68
charge d'exploitation Q				2,5

Tableau II.11 Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	20	0,02	0,4
2	Brique creuses	9	0,15	1,35
3	Brique creuses	9	0,10	0,9
4	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanent G				2,85

II.5 Descente des charges :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. , on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

Remarque: la charge des murs avec un seul cloison est inclus dans le plancher à corps creux

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

La loi de dégression: (DTR B.C.2.2 ART 6.3)

- Sous la terrasse: Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet: $Q_0 + Q_1$.
- Sous le deuxième étage: $Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage: $Q_0 + 0,90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

. Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

Dans notre étude on localise les deux poteaux suivant :

- Poteau E₃ : à côté de la cage d'escalier
- Poteau G₂ : surfaces afférente importante

À titre pédagogique le travail sera détaillé pour le poteau (E₃) et on donne le résultat final pour le poteau (G₂).

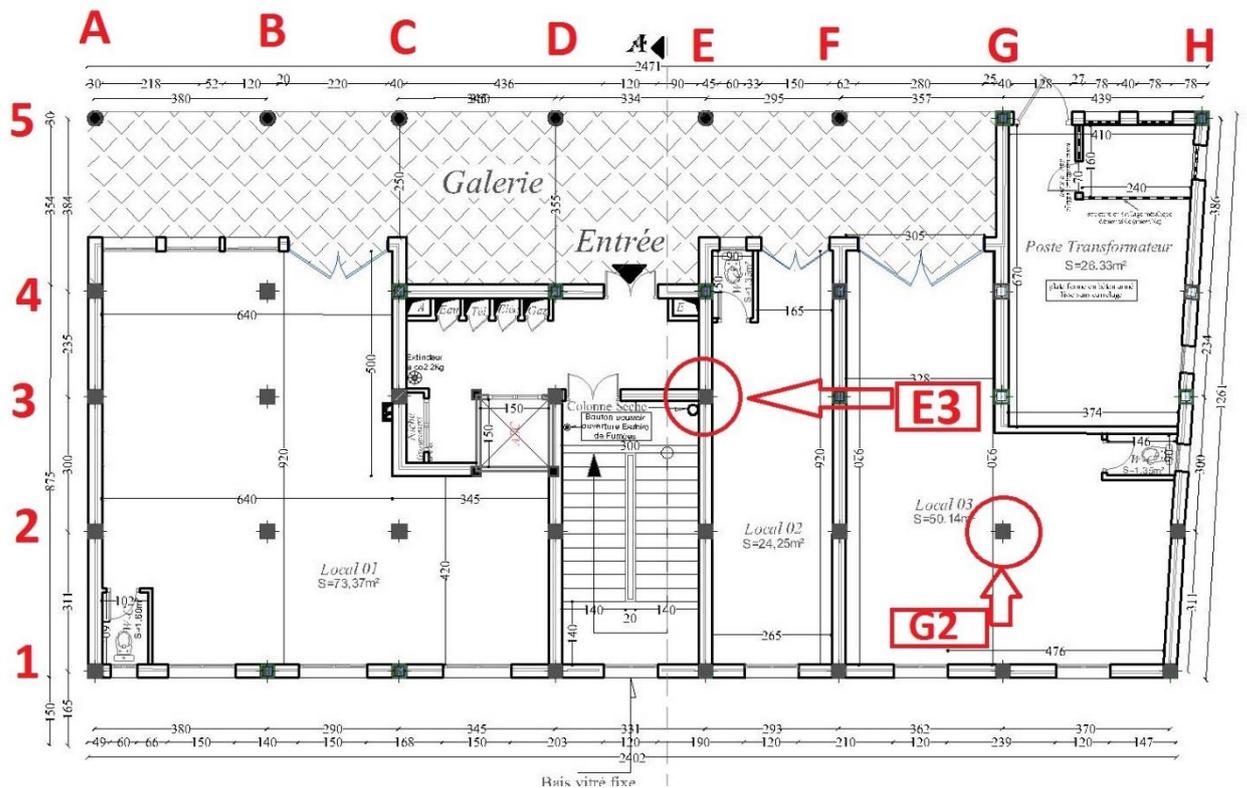


Figure II.16 les poteaux les plus sollicités.

Poteau E₃ :

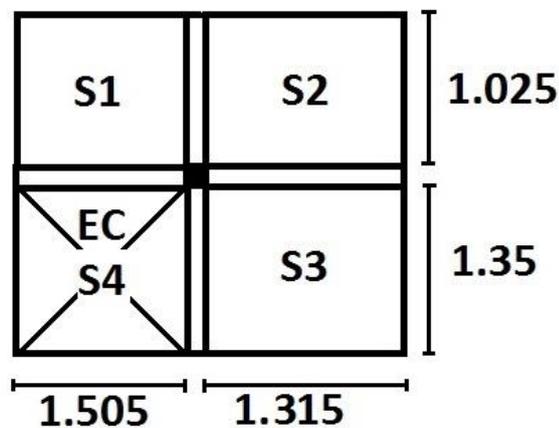


Figure II.17 Surface afférente du poteau (E₃)

$$S_1 = S_{c \text{ creux}} = (1,025 \times 1,505) = 1,54 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = S_{c \text{ creux}} = (1,025 \times 1,815) = 1,86 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = S_{c \text{ creux}} = (1,35 \times 1,815) = 2,45 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = S_{\text{pal}} = (1,35 \times 1,505) = 2,03 \text{ m}^2.$$

Poids des planchers :

Terrasse inaccessible:

$$G = G_{\text{terrasse}} \times (S_1 + S_2 + S_3 + S_4)$$

$$G = 6,22 \times (1,54 + 1,347 + 1,775 + 2,03) = 41,624 \text{ KN}.$$

$$Q = 1 \times 6,692 = 6,692 \text{ KN}.$$

Plancher étage courant :

$$G = G_{\text{étage}} \times (S_1 + S_2 + S_3) + G_{\text{pal}} \times S_4$$

$$G = 5,21 \times (1,54 + 1,347 + 1,775) + 7,68 \times 2,03 = 39,88 \text{ KN}.$$

$$Q = 1,5 \times (4,662) + 2,5 \times (2,03) = 12,068 \text{ KN}.$$

$$Q_{\text{RDC}} = 5 \times 4,662 = 23,31 \text{ KN}$$

Poids propre des poutres étage courant :

$$P_p : (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$P_s : (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

$$G_{PP} = L_{pp} \times S \times 25 = (2,82) \times (0,4 \times 0,30) \times 25 = 8,46 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = L_{PS} \times S \times 25 = (2,375) \times (0,35 \times 0,3) \times 25 = 6,23 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poutres}} = G_{PP} + G_{PS} = 14,69 \text{ KN}$$

Plancher entre sol 1 :

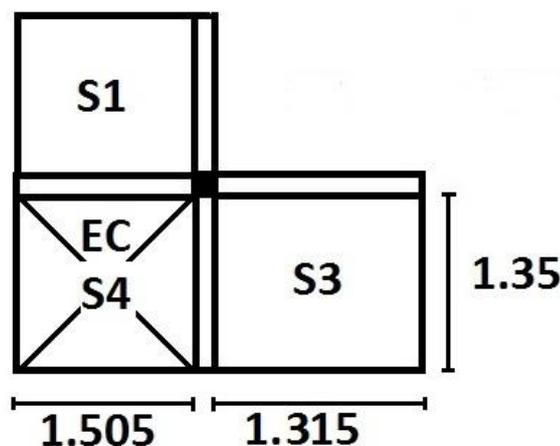


Figure II.18 Surface afférente du poteau (E3) (entre-sol 01)

$$G = G_{\text{étage}} \times (S_1 + S_3) + G_{\text{pal}} \times S_4$$

$$G = 5,21 \times (1,54 + 1,775) + 7,68 \times 2,03 = 32,861 \text{ KN.}$$

$$Q = 1,5 \times (3,315) + 2,5 \times (2,03) = 10,0475 \text{ KN.}$$

Poids propre des poutres entre-sol 01 :

$$P_p : (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$P_s : (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

$$G_{PP} = L_{pp} \times S \times 25 = (2,82) \times (0,4 \times 0,30) \times 25 = 8,46 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = L_{PS} \times S \times 25 = (2,375) \times (0,35 \times 0,3) \times 25 = 6,23 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutres}} = G_{PP} + G_{PS} = 14,69 \text{ KN}$$

Plancher entre sol 2 :

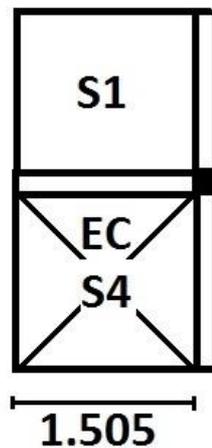


Figure II.19 Surface afférente du poteau (E3) (entre-sol 2)

$$G = G_{\text{étage}} \times (S_1) + G_{\text{pal}} \times S_4$$

$$G = 5,21 \times (1,54) + 7,68 \times 2,03 = 23,61 \text{ KN.}$$

$$Q = 1,5 \times (1,54) + 2,5 \times (2,03) = 7,385 \text{ KN.}$$

Poids propre des poutres entre-sol 2 :

$$P_p : (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$P_s : (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

$$G_{PP} = L_{pp} \times S \times 25 = (1,505) \times (0,4 \times 0,30) \times 25 = 4,515 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = L_{PS} \times S \times 25 = (2,375) \times (0,35 \times 0,3) \times 25 = 6,23 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutres}} = G_{PP} + G_{PS} = 10,745 \text{ KN}$$

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

Tableau II.12 Résultats de la descente de charge du poteau (E3)

Niveau	Élément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
0	L'acrotère	3,55	
	Plancher terrasse	41,624	
	Poutres	14,69	
	Poteau	6,885	
SOMME		66,749	6,692
1	venant de 9	66,749	
	Plancher étage	39,88	
	Poutres	14,69	
	Poteaux	8,0325	
SOMME		129,3515	18,76
2	venant de 8	129,3515	
	Plancher étage	39,88	
	Poutres	14,69	
	Poteaux	8,0325	
SOMME		191,954	29,621
3	venant de 7	191,954	
	Plancher étage	39,88	
	Poutres	14,69	
	Poteaux	10,71	
SOMME		257,234	39,275
4	venant de 6	257,234	
	Plancher étage	39,88	
	Poutres	14,69	
	Poteaux	10,71	
SOMME		322,514	47,723
5	venant de 5	322,514	
	Plancher étage	39,88	
	Poutres	14,69	
	Poteaux	13,77	
SOMME		390,854	54,964
6	venant de 4	390,854	
	Plancher étage	39,88	
	Poutres	14,69	
	Poteaux	13,77	
SOMME		459,194	60,998
7	venant de 3	459,194	
	Plancher étage	39,88	
	Poutres	14,69	
	Poteaux	17,21	

SOMME		530,974	67
8	venant de 2	530,974	
	Plancher étage	39,88	
	Poutres	14,69	
	Poteaux	17,21	
SOMME		602,224	73,31
9	venant de 1	602,224	
	Plancher étage	39,88	
	Poutres	14,69	
	Poteaux	29,76	
SOMME		686,554	86,994
10	venant de RDC	686,554	
	Plancher étage	23,61	
	Poutres	10,745	
	Poteaux	21,03	
SOMME		741,939	91,12
11	venant de sous-sol 1	741,939	
	Plancher étage	32,861	
	Poutres	14,69	
	Poteaux	21,03	
SOMME		810,52	94
$N_u = 1,35G + 1,5Q$		$N_u = 1.35(810,52) + 1,5(94)$	$N_u = 1235,202 \text{ kn}$
$N_s = G + Q$		$N_s = 810,52 + 94$	$N_s = 904,52 \text{ kn}$

Résultat de poteaux G_2 :

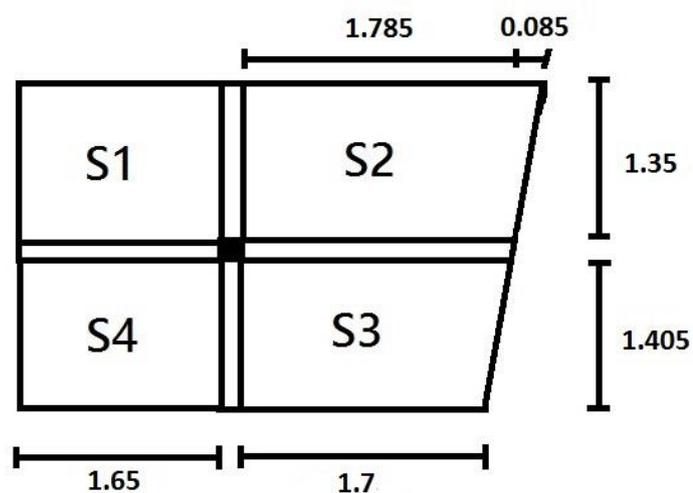


Figure II.20 Surface afférente du poteau (G_2)

Surface afférente :

$$S_1 = S_{c \text{ creux}} = 2,885 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = S_{c \text{ creux}} = 3,53 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = S_{c \text{ creux}} = 1,97 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = S_{c \text{ creux}} = 1,69 \text{ m}^2.$$

Poids des planchers :**Terrasse inaccessible:**

$$G = G_{\text{terrasse}} \times (S_1 + S_2 + S_3 + S_4)$$

$$G = 6,22 \times (9,461) = 58,845 \text{ KN.}$$

$$Q = 1 \times (9,461) = 9,461 \text{ KN.}$$

Plancher étage courant :

$$G = G_{\text{étage}} \times (S_1 + S_2 + S_3 + S_4)$$

$$G = 5,21 \times 9,461 = 49,29 \text{ KN.}$$

$$Q = 1,5 \times (9,461) = 14,19 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{RDC}} = 5 \times 9,461 = 47,305 \text{ KN}$$

Poids propre des poutres :

$$P_p : (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$P_s : (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

$$G_{PP} = L_{pp} \times S \times 25 = (3,435) \times (0,4 \times 0,30) \times 25 = 10,30 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = L_{PS} \times S \times 25 = (2,755) \times (0,35 \times 0,3) \times 25 = 7,231 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poutres}} = G_{PP} + G_{PS} = 17,536 \text{ KN}$$

Tableau II.13 Résultats de la descente de charge du poteau (G2)

Niveau	Elément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
0	L'acrotère	3,55	
	Plancher terrasse	58,845	
	Poutres	17,536	
	Poteau	6,885	
SOMME		86,816	9,461
1	venant de 9	86,816	
	Plancher étage	49,29	
	Poutres	17,536	
	Poteaux	8,0325	
SOMME		161,6745	18,76
2	venant de 8	161,6745	
	Plancher étage	49,29	
	Poutres	17,536	
	Poteaux	8,0325	
SOMME		236,533	23,652
3	venant de 7	236,533	
	Plancher étage	49,29	
	Poutres	17,536	
	Poteaux	10,71	
SOMME		314,073	36,424
4	venant de 6	314,073	
	Plancher étage	49,29	
	Poutres	17,536	
	Poteaux	10,71	
SOMME		391,61	47,776
5	venant de 5	391,61	
	Plancher étage	49,29	
	Poutres	17,536	
	Poteaux	13,77	
SOMME		472,207	57,71
6	venant de 4	472,207	
	Plancher étage	49,29	
	Poutres	17,536	
	Poteaux	13,77	
SOMME		552,804	73,32
7	venant de 3	552,804	
	Plancher étage	49,29	
	Poutres	17,536	
	Poteaux	17,21	

SOMME		636,841	80,387
8	venant de 2	636,841	
	Plancher étage	49,29	
	Poutres	17,536	
	Poteaux	17,21	
SOMME		720,878	87,795
9	venant de 1	720,878	
	Plancher étage	49,29	
	Poutres	17,536	
	Poteaux	29,76	
SOMME		817,465	117,21
10	venant de RDC	817,465	
	Plancher étage	49,29	
	Poutres	17,536	
	Poteaux	21,03	
SOMME		905,329	123,22
Nu=1,35G + 1,5Q		Nu=1.35(905,329)+1,5(123,22)	Nu=1407,025
Ns=G + Q		Ns=905,329+123,22	Ns=1028,55 kn

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau (G2).

II.6 Vérification pour le poteau:

Selon le **BAEL (art B.8.1,1)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%, pour tenir en compte la continuité des portiques.

$$N_u^* = N_u \times 1,1 = 1547,73 \text{ KN}$$

On doit vérifier le poteau selon les critères suivants,

- vérification à la compression simple.
- vérification au flambement
- vérification de la condition de RPA99/2003.

a. Vérification à la compression simple :

$$\frac{N_u}{B} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Avec : } B : \text{Section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u \times \gamma_b}{0,85 \times f_{c28}} \rightarrow B \geq \frac{1547,73 \times 10^{-3} \times 1,5}{0,85 \times 25} = 0,109 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } B = 0,55 \times 0,50 = 0,275 \text{ m}^2$$

$$B = 0,275 > 0,109 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Tableau II.14 Vérification des poteaux à la compression simple.

Etages	Nu*	sections	condition $B_r > B_{\text{calculé}}$		Observation
			B	B calculé	
Sous-sol 2	1547,73	55x50	0,275	0,109	Vérifiée
RDC	1407,33	55x50	0,275	0,099	Vérifiée
1 et 2	1215,36	50x45	0,225	0,086	Vérifiée
3 et 4	941,945	45x40	0,18	0,0664	Vérifiée
5 et 6	676,762	40x35	0,14	0,0477	Vérifiée
7 et 8	411,357	35x30	0,105	0,029	Vérifiée
9	144,535	30x30	0,09	0,0102	Vérifiée

b. Vérification au flambement :

D'après le **CBA93 (Art B.8.8.1)**, la vérification suivante est indispensable :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2) \text{ cm}^2$: section réduite du poteau.
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l'élançement (λ)
- A_s : section d'armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l'acier.
- $f_e = 400 \text{ MPa}$

On a

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 7 \end{cases}$$

$$\lambda = l_f / i$$

Tel que $l_f = 0,7 \times L_0$: Longueur de flambement.

L_0 : Hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} \text{: rayon de giration} \quad ; \quad I = \frac{h \times b^3}{12} \text{: Moment d'inertie.}$$

Exemple de calcul :

❖ **Vérification du poteau à la base (poteau du Entre-sol 2) :**

On a : $L_0 = 3,06 - 0,4 = 2,66m \Rightarrow l_f = 1,862m$

$$I = \frac{0,5 \times 0,55^3}{12} = 6,93 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \quad ; \quad B = 0,55 \times 0,5 = 0,275 \text{ m}^2.$$

$$i = \sqrt{\frac{5,729 \times 10^{-3}}{0,275}} = 0,158 \text{ m} . \text{ Ce qui donne : } \lambda = 1,862 / 0,158 = 11,78 < 50$$

donc : $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} = 0,831$

Selon le BAEL : $A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$; On prend $A_s = 0,8\% B_r$.

D'après la formule (1) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))} = \frac{1547,73}{0,831 \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} \times 10^{-3} = 0,085 \text{ m}^2$$

Or dans notre cas, $B_r = (55 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4}$

$B_r = 0,254 \text{ m}^2 > 0,085 \text{ m}^2$ *Condition vérifiée*

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.15 Vérification au flambement des poteaux.

Etages	Nu*	i	λ	α	condition $B_r > B$ calculé		Observation
					B_r	B calculé	
Sous-sol 2	1547,73	0,158	11,78	0,831	0,254	0,085	Vérifiée
RDC	1407,33	0,158	17,41	0,81	0,254	0,079	Vérifiée
1 et 2	1215,36	0,144	18,47	0,805	0,206	0,068	Vérifiée
3 et 4	941,945	0,129	20,62	0,79	0,163	0,054	Vérifiée
5 et 6	676,762	0,115	23,13	0,78	0,125	0,041	Vérifiée
7 et 8	411,357	0,101	26,34	0,76	0,092	0,025	Vérifiée
9	144,535	0,086	30,93	0,73	0,078	0,009	Vérifiée

Vérification de l'effort normale réduit :

$$N_u / (B * f_{c28}) \leq 0.30$$

Pour le sous-sol 2 : $(1547,73 \times 10^{-3} / 6.875) = 0.225 < 0.30 \rightarrow$ la condition est vérifiée

C) Vérification des conditions du RPA 99 :

Tableau II.16 Vérification des conditions du RPA 99.

Poteau	(50×55)	(45×50)	(40×45)	(35×40)	(30×35)	(30×30)	observation
$\min(b_1, h_1) \geq 25cm$	50	45	40	35	30	30	vérifiée
$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	15,3	21,65	15,3	15,3	15,3	15,3	vérifiée
$0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4.$	0,909	0,9	0,888	0,875	0,857	1	vérifiée

II.7 Conclusion :

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

➤ Planchers :

- ❖ Plancher à corps creux est (16+4)
- ❖ Plancher dalles pleine → e = 15 cm

➤ Poutres :

- ❖ Poutres principales : 30×40 cm²
- ❖ Poutres secondaires : 30×35 cm²

➤ Escaliers

- ❖ La volée et le palier nous avons adopté une épaisseur e = 25 cm

➤ voile :

- ❖ Nous avons adopté une épaisseur e = 15 cm.

➤ Poteaux :

- ❖ Entresol 1 et 2 est de la section (55×50) cm².
- ❖ RDC est de la section (55×50) cm².
- ❖ 1^{er} et 2^{ème} étage est de section (50×45) cm².
- ❖ 3^{ème} et 4^{ème} étage est de section (45×40) cm².
- ❖ 5^{ème} et 6^{ème} étage est de section (40×35) cm².
- ❖ 7^{ème} et 8^{ème} étage est de section (35×30) cm²
- ❖ 9^{ème} étage est de section (30×30) cm².

CHAPITRE III

Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs non-structuraux réalisés en béton armé et en maçonnerie qui ne participent pas à la résistance aux actions sismiques, par contre ils assurent la sécurité et le confort des usagers.

Dans ce chapitre on procède à l'étude de tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers, l'acrotère et l'ascenseur...

III.2 Etude des planchers :**III.2.1 Plancher à corps creux :****III.2.1.1 Etude des poutrelles :**

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

Pour calculer les sollicitations on applique les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire (**Annexe E.1 du BAEL 91**)
- Méthode de Caquot (**Annexe E.2 du BAEL 91**)

➤ **Domaine d'application de la méthode Forfaitaire : (BAEL 91 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 ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

➤ **Domaine d'application de la méthode de Caquot : (Annexe E.2 du BAEL 91)**

- La méthode de Caquot s'applique lorsque la première condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée ; le plancher est à surcharge élevée ($Q > \text{min}(5\text{KN}/\text{m}^2 ; 2G)$).

Si l'une des 3 autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée, c-à-d, on minore(G) avec un coefficient de 2/3 pour le calcul des moments aux appuis seulement et on revient à (G) pour le calcul des moments en travées.

Type des poutrelles :

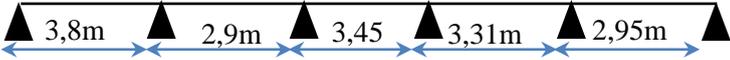
Tableau.III.1 Schémas statiques des types de poutrelles dans l'étage courant.

Type	Schémas statiques
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	

Tableau.III.2 Schémas statiques des types de poutrelles dans la terrasse.

Type	Schémas statiques
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	

Tableau.III.3 Schémas statiques des types de poutrelles dans l'étage RDC.

Type	Schémas statiques
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	

Choix la méthode de calcul des sollicitations :

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Tableau. III.4 Choix des méthodes de calculs pour les différents types des poutrelles (étage courant)

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 4 et 5	Vérifiées	$\left\{ \begin{array}{l} Q^{max} = 5KN/\leq \min(5KN/m^2 ; 2G) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = constant \end{array} \right.$	Méthode forfaitaire
Types 1,2,3 et 6	Non vérifiées	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
Type 7	/	Poutrelle isostatique	Méthode RDM

Tableau. III.5 Choix des méthodes de calculs pour les différents types des poutrelles (terrasse)

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 4 et 2	Vérifiées	$\left\{ \begin{array}{l} Q^{max} = 5KN/\leq \min(5KN/m^2 ; 2G) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = constant \end{array} \right.$	Méthode forfaitaire
Types 1,3et 5	Non vérifiées	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
Type 6	/	Poutrelle isostatique	Méthode RDM

Tableau. III.6 Choix des méthodes de calculs pour les différents types des poutrelles de RDC

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Aucun Type	Vérifiées	$\left\{ \begin{array}{l} Q^{max} = 5\text{KN}/\leq \min(5\text{KN}/\text{m}^2 ; 2G) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = \text{constant} \end{array} \right.$	Méthode forfaitaire
Types 1,2,3et 4	Non vérifiées	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
Aucun Type	/	Poutrelle isostatique	Méthode RDM

Calcul les charges revenant aux poutrelles :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$; $p_u = q_u \times b$.

ELS : $q_s = Q + G$; $p_s = q_s \times b$ avec : $b = 0.65\text{m}$.

Caquot minorée : $G' = \frac{2}{3}G$

L'ELU : $P_u' = (1,35 \times G' + 1,5 \times Q) \times 0,65$

A l'ELS : $P_s' = (G' + Q) \times 0,65$

Tableau. III.7 Chargements sur les poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	G' (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
				P _u (KN/ml)	P _u ' (KN/ml)	P _s (KN/ml)	P _s ' (KN/ml)
T. inaccessible	6,22	4,14	1	6,43	4,6	4,69	3,34
Etage courant	5,21	3,47	1,5	6,034	4,51	4,36	3,23
Etage RDC (commercial)	5,21	3,47	5	9,444	7,917	6,64	5,5

Pour l'étude des poutrelles, on exposera un exemple de calcul, sur la méthode de Caquot minorée type 2 (étage courant).

Exemple : (méthode Caquot)



Figure III.1 Schéma statique de la poutrelle T2 (Etage courant)

Calcul des moments :

✓ **Moments aux appuis :**

✓ **appuis de rive :**

$$G' = 3,47 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \begin{cases} pu' = 4,51 \text{ KN/m} \\ ps' = 3,23 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \begin{cases} pu = 6,034 \text{ KN/m} \\ ps = 4,36 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$M_A = M_C = -0,15 M_{0,1} \quad \text{Avec :} \quad M_{0,1} = \begin{cases} ELU: 8,40 \text{ KN.m} \\ ELS: 6,01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{D'où, } M_A = M_C = \begin{cases} ELU: - 1,26 \text{ KN.m} \\ ELS: - 0,90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appuis intermédiaires :

$$M_B = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times (l'_d \times 0,8)^3}{8,5(l'_g + l'_d \times 0,8)} = \begin{cases} ELU: -\frac{4,51 \times (3,11^3 + 2,4^3)}{8,5 \times (3,11 + 2,4)} \\ ELS: -\frac{3,23 \times (3,11^3 + 2,4^3)}{8,5 \times (3,11 + 2,4)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_B = \begin{cases} ELU: - 4,22 \text{ KN.m} \\ ELS: - 3,03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_C = \begin{cases} ELU: - 2,537 \text{ KN.m} \\ ELS: - 1,819 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_D = \begin{cases} ELU: - 5,93 \text{ KN.m} \\ ELS: - 4,251 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moments en travées :**

a) **Les moments en travées :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$\text{Avec : } M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0)$$

Travée AB :

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{pu \times l} = \frac{3,11}{2} - \frac{4,22}{6,034 \times 3,11} = 1,33 \text{ m}$$

$$\text{A l'ELU: } M_{tu(AB)}(1,33) = 5,334 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS: } M_{ts(AB)}(1,33) = 3,867 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = 1,593 \text{ m}$$

$$\text{A l'ELU: } M_{tu(BC)}(1,593) = 3,432 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS: } M_{ts(BC)}(1,593) = 2,501 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = 0,936 \text{ m}$$

$$\text{A l'ELU: } M_{tu(CD)}(0,936) = 0,105 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS: } M_{ts(CD)}(0,936) = 0,099 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = 2,185 \text{ m}$$

$$\text{A l'ELU: } M_{tu(DE)}(0,936) = 8,469 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS: } M_{ts(DE)}(0,936) = 6,138 \text{ KN.m}$$

✓ Evaluation des efforts tranchants :

$$\text{on a, } V_i = \pm q \times \frac{l}{2} + \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$$V_A = + \frac{6,034 \times 3,11}{2} - \frac{4,22}{3,11} = 8,025 \text{ KN}$$

$$V_B = - \frac{6,034 \times 3,11}{2} - \frac{4,22}{3,11} = -10,74 \text{ KN}$$

$$V_C = -8,487 \text{ KN}$$

$$V_D = +13,182 \text{ KN}$$

$$V_E = -10,109 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau. III.8 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de l'étage courant.

Types	E L U			Effort tranchant Vu (KN)	E L S		
	Evaluation des moments				Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-1,22	-5,84	8,167	-13,001	-0,87	-4,186	5,919
T2	-1,26	-5,93	8,469	13,182	-0,9	-4,251	6,138
T3	-0,81	-4,228	5,334	-10,742	-0,59	-3,031	3,867
T4	-0,81	-4,377	5,597	-10,79	-0,59	-3,164	4,046
T5	-1,096	-5,865	7,499	12,49	-0,78	-4,24	5,421
T6	-1,22	-5,84	8,167	-13,001	-0,87	-4,186	5,919
T7	-0,46	/	3,11	5,299	-0,33	/	2,22
Max	-1,26	- 5,93	8,469	13,182	-0,9	-4,251	6,138

Tableau III.9 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible.

Types	E L U			Effort tranchant Vu (KN)	E L S		
	Evaluation des moments				Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-1,24	-5,975	8,816	-13,795	-0,9	-4,331	6,444
T2	-1,52	-7,512	10,677	15,298	-1,1	-5,446	7,804
T3	-0,834	-4,363	5,749	-11,406	-0,6	-3,163	4,203
T4	-5,743	/	7,178	-12,761	-4,189	/	5,273
T5	-1,24	-5,975	8,816	-13,795	-0,9	-4,331	6,444
T6	-1,29	/	8,593	8,90	-0,93	/	6,23
Max	-5,743	-7,512	10,677	15,289	-4,189	-5,446	7,804

Tableau III.10 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de l'étage RDC

Types	E L U			Effort tranchant Vu (KN)	E L S		
	Evaluation des moments				Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-2,14	-10,259	12,308	-20,649	-1,48	-7,132	8,679
T2	-2,21	-10,418	12,771	20,932	-1,53	-7,243	9,005
T3	-1,43	-7,42	8,01	-17,078	-0,99	-5,163	5,65
T4	-1,43	-6,784	8,281	-16,871	-0,99	-4,716	5,839
Max	-2,21	-10,418	12,771	20,932	-1,53	-7,243	9,005

❖ **Ferraillage des poutrelles :**

Exemple de calcul (étage RDC) :

Tableau III.11 Sollicitations maximales de l'étage RDC

ELU			L (m)	Effort tranchant Vu (KN)	ELS		
M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)			M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
-2,21	-10,418	12,771	3,86	20,932	-1,53	-7,243	9,005

❖ **les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont:**

- $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 10\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$

❖ **Calcul à ELU:**

A- Armature longitudinales:

➤ **En travée :** Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

- **Le Moment équilibré par la table de compression M_{tu} :**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02) \Rightarrow M_{tu} = 59,072 \text{KN.m.}$$

$$M_t = 12,771 \text{KN.m} < M_{tu} = 59,072 \text{KN.m} \Rightarrow \text{calcul d'une section rectangulaire } b \times h.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{12,771 \times 10^{-3}}{(14,2)(0,65)(0,18^2)} = 0,0428 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{Mpa}.$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,0545 \qquad Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,176 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{12,771 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 2,08 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \Leftrightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 2,08 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis:**

a) **Appuis intermédiaires :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculer comme une section rectangulaire. $M_a^{inter} = -10,418 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = 0,226 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,226 < \mu l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\varepsilon_{st} = 8,45 \times 10^{-3} > \varepsilon l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1,65 \times 10^{-3} \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,326$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,156 \text{ m}$$

$$A_{a\text{int}} = \frac{Mu}{Z \times f_{st}} = 1,913 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \Leftrightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 1,913 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) **Appuis rives:**

$$M_a^{rive} = -2,21 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0,04 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,061$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,175 \text{ m}$$

$$A_{arives} = \frac{Mu}{Z \times f_{st}} = 0,36 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \Leftrightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 0,36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Choix des barres :**

En travée : $A = 2,08 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 2HA10+1HA12 = 2,7 cm²

En appui intermédiaire :A = 1,913 cm² → soit 2HA12 = 2,26 cm²

En appui de rive :A = 0,36 cm² → soit 1HA12 = 1,13 cm²

• **Vérifications à ELU :**

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

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad V^{\max} = 20,932 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 1,162 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \text{ vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ **Armatures transversales:**

Donné par : $\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min}) \Rightarrow \Phi_t \geq \min (10\text{mm} ; 5,71\text{mm} ; 12\text{mm}) = 5,71 \text{ mm}$

On adopte à un étrier $\Phi 8$. Donc la section d'armatures transversales sera : **A_t = 2Φ8 = 1,01 cm².**

❖ **Espacement S_t :**

$$S_t \leq \min (0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16,2\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,8 \times 400 \times 1,01}{10 \times (1,162 - 0,3 \times 2,1)} = 60,75 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$S_t \leq \frac{f_e \times A_t}{b_0 \times 0,4} = \frac{400 \times 1,01}{10 \times 0,4} = 101 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

S_t = min (1; 2; 3); **Soit : S_t = 15cm.**

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) \text{ MPa}$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 \rightarrow b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 1,36 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement à la jonction table-nervure.

❖ Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

✓ Appuis de rive :

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 20,932 \times 10^{-3} \Rightarrow A_l^{min} \geq 0,60 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 3\text{HA}12 + 1\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 > 0,60 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

✓ Appuis intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(20,932 \times 10^{-3} - \frac{10,418 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$A_l = -1,24 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

❖ Vérification de la bielle :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = \min(0,9d ; (40 - 4)\text{cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

$V_u = 20,932 \text{ KN} < 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25 \times 10^3 = 108,135 \text{ KN}$Condition vérifiée.

• Vérifications à l'ELS :

Les vérifications nécessaires sont les suivants :

- Vérification des contraintes
- Vérification de la flèche

✓ Vérification des contraintes :

❖ En travée :

✓ Position de l'axe neutre (H) :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0,65 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 2,7 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04) = -4,7 \times 10^{-5} < 0$$

\Rightarrow L'axe neutre passe par la table de compression, vérification des contraintes pour une section en T.

Donc :

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

✓ Calcul de Y et I :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15.A + (b - b_0).h_0].y - 15.(A.d) - \frac{(b - b_0)h_0^2}{2} = 0 \Leftrightarrow 5y^2 + 260,5y - 432,7 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 276,61 \Rightarrow y = 1,61 \text{ cm}$$

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

$$= \frac{65 \times (1,61)^3}{3} - (65 - 10) \frac{(1,61 - 4)^3}{3} + 15 \times 2,7(18 - 1,61)^2$$

$$I = 11220,301 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9,005 \times 10^{-3}}{11220,301 \times 10^{-8}} \times 1,61 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 1,29 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **En appui intermédiaire :**

Le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

✓ **Calcul de y et I :**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 5 y^2 + 33,9 y - 610,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 115,556 \Rightarrow y = 8,16 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{10 \times (8,16)^3}{3} + 15 \times 2,26(18 - 8,16)^2$$

$$I = 5093,515 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,243 \times 10^{-3}}{5093,515 \times 10^{-8}} \times 8,16 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 11,6 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Etat limite de déformation :

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

➤ **Evaluation de la flèche : BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93**

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

Données :

$$L = 3,86 \text{ m} ; M_{ts} = 9,005 \text{ KN.m .}$$

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

$$1) h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \quad \Leftrightarrow \quad h = 20 \text{ cm} < 37,25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow A=2,7\text{cm}^2 > 1,62\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

$$3) L < 8 \text{ m} \quad \Leftrightarrow \quad L=3,86\text{m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Puisque la première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} \quad ; \quad l > 5\text{m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{386}{500} = 7,72 \text{ mm}$$

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

$$G=5,21 \text{ KN} ; Q = 5 \text{ KN} ; \quad j = G - G^{\text{revêtement}} = 3,5\text{KN.m}$$

$$q_{jser} = 0,65 \times j = 0,65 \times 3,5 = 2,275 \text{ Kn/m}$$

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

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

$$M_{gser} = 0,437\text{Mpa}$$

$$M_{jser} = 0,318\text{Mpa}$$

$$M_{pser} = 0,9005\text{Mpa}$$

➤ **Modules de Young instantané et différé :**

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ Coefficients λ, μ :

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

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 2,84 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,13 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 23} = 1,5 \%$$

➤ **Contraintes (σ_s) :**

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 70,88 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 96 \text{ Mpa} ; \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 9,3174 \times 10^{-5} \text{ m} \\ y = 0,0415386 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 200,72\text{Mpa}$$

➤ **Inerties fictives (If) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 0.42$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 0.53$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 0.74$$

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

➤ **Calcul des moments d'inertie fissurés :**

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

D'où, $I_0 = 0,00019154 \text{ m}^4$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow If_{ig} = 8.38 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \quad If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow If_{ij} = 9.58 \times 10^{-5} \text{ m}^4 ;$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow If_{ip} = 6.78 \times 10^{-5} \text{ m}^4 ; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow f_{vg} = 0,0001312 \text{ m}^4 ;$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = 1,52 \text{ mm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = 2,35 \text{ mm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vgser} = 4,52 \text{ mm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = 6,09 \text{ mm}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 6,73 \text{ mm} > \bar{f} = 7,72 \text{ mm} \text{ la flèche est vérifiée .}$$

➤ Calcul de la flèche :

Tableau III.12 Evaluation de la flèche

Données (KN/m)		Moments (Mpa)		Contraintes(MPa)		Flèches (mm)		
J	3,5	Mj	0,318	σ_{stj}	70,88	fji	1,52	
g	5,21	Mg	0,437	σ_{stg}	96	fgi	2,35	
						fgv	4,52	
p	10,21	Mp	0,9005	σ_{stp}	200,72	fpi	6,09	
							Δf	6,73
							\bar{f}	7,72

Tableau III.13 Evaluation de la flèche

Désignation	Flèche (Δf)	Flèche admissible (\bar{f})	Observation
Terrasse inaccessible	7,97	8,4	Vérifiée
Etage courant	4,855	7,72	Vérifiée
Etage RDC	6,73	7,72	Vérifiée

On procède au ferrailage des différents types de l'étage courant de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent (types terrasse inaccessible), les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux (terrasse inaccessible)

niveaux	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α 10 ⁻²	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Terrasse inaccessible	Travée	10,677	0,035	4,5	0,176	1,73	1,41	2HA10 +1HA12= 2,7
	Appui Inter	7,512	0,163	22,4	0,163	1,317	0,217	2HA12=2,26
	appui de rive	1,52	0,033	4,2	0,176	0,24	0,217	1HA12 = 1,13

Tableau III.15 Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux (étage courant)

niveaux	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α 10 ⁻²	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Etage courant	Travée	8,469	0,028	3,6	0,177	1,37	1,41	3HA10= 2,36
	Appui Inter	5,93	0,129	17,3	0,167	1,017	0,217	2HA12=2,26
	appui de rive	1,26	0,027	3,4	0,177	0,203	0,217	1HA12 =1,13

Tableau III.16 Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux (étage RDC)

niveaux	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α 10 ⁻²	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Etage RDC	Travée	12,771	0,042	5,45	0,176	2,08	1,41	2HA10 +1HA12= 2,7
	Appui Inter	10,418	0,226	32,6	0,156	1,913	0,217	2HA12=2,26
	appui de rive	2,21	0,04	6,1	0,175	0,36	0,217	1HA12 = 1,13

Remarque :

- Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

$$A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS) :**

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

Tableau III.17 Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min} (cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267. \alpha. b_0. f$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
Etages RDC	1,3162 < 3,33	6,88 > 0,6	4,62 > -1,24	20,932 < 108,135	1,36 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.18 Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Endroit	M ^s (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	observation
Etages courants	Travée	9,005	2,08	4,37	10307,4	3,82 < 15	Vérifiée
	appui	7,243	1,91	7,149	3990,7	12,97 < 15	Vérifiée

➤ Ferraillage des poutrelles :

Tableau III.19 Les schémas de ferraillage des poutrelles.

Etage RDC		
Travée	Appui de rive	Appui intermédiaire
Etage Courant		
Travée	Appui de rive	Appui intermédiaire
Terrasse inaccessible		
Travée	Appui de rive	Appui intermédiaire

III.2.1.2 Etude de la dalle de compression :

Selon le **BAEL (B.6B8 ,423)** la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 par mètre) pour les armatures perpendiculaires aux nervures
- 33 cm (3 par mètre) pour les armatures parallèles aux nervures

On utilise un treillis soudé HA nuance Fe=400 MPA

Armatures perpendiculaires aux poutrelles : CBA (B.6.8.4.2.3)

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{500} \times 100 = 0,52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,26 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

On choisit : 5HA6/ml=1.41cm² perpendiculaires aux poutrelles → St=15cm≤20cm...Vérifiée.

4HA6/ml=1.13cm² parallèles aux poutrelles → St=15cm≤33cm...Vérifiée.

Donc on choisit un treillis à soude **TSØ6 (150X150)**

Schéma de ferrailage de la dalle de compression :

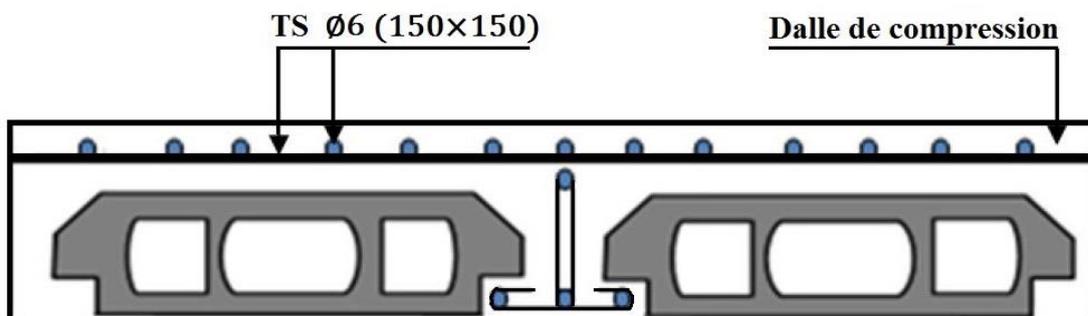
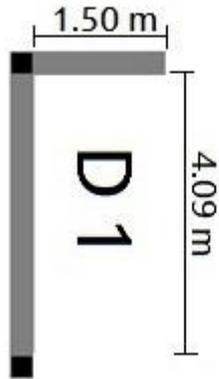


Figure III.2 ferrailage de la dalle de compression

III.2.2 Etude et ferrailage des planchers dalles pleines :

Dans notre étude on prend les panneaux de dalle les plus sollicités et on ferraille les autres panneaux qui sont identiques avec celui qu'on a trouvés.

- ❖ Exemple de calcul :
- ❖ Dalle sur 2 appuis (balcon) :



Caractéristique de la dalle:

$L_x = 1,5 \text{ m}$
 $L_y = 4,09 \text{ m}$
 $G = 4,43 \text{ Kn/m}^2$
 $Q = 3,5 \text{ Kn/m}^2$

Figure III.3 Panneau de la dalle

- ❖ Calcul a l'ELU :
- ✓ Calcul de chargement :

$$P_u = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ kn/ml}$$

$$P_s = 1 \text{ kn/ml}$$

$$q_u = (1,35 \times 4,43 + 1,5 \times 3,5) \times 1 \text{ ml} = 11,23 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (4,43 + 3,5) \times 1 \text{ ml} = 7,93 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,36 < 0,4 \rightarrow \text{dalle travaille selon un seul sens}$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{4,09}{2} = 2,045 \text{ m} > L_x = 1,5 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = \frac{q_u \times L_x^2}{2} + P_u \times L_x = 14,65 \text{ kn.m} \\ V_u = (q_u \times L_x) + P_u = 18,195 \text{ kn} \end{array} \right.$$

Ferrailage :

$$B = 100 \text{ cm} ; e = 12 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm}$$

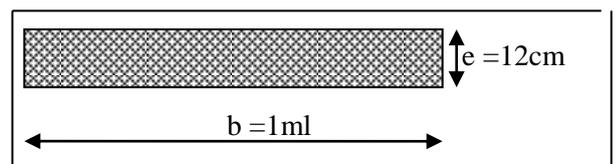


Figure III.4 section de la dalle pleine à ferrailer

✓ **Calcul de la section d'armatures :**

- Le ferrailage de la dalle plein fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml
- $b=100 \text{ cm}$; $e=12 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$.
- $c \geq 3 \text{ cm}$ soit $c = 3 \text{ cm}$ qui donne $d=e-c=9 \text{ cm}$.

Tableau III.20 Ferrailage de la dalle sur 2 appuis (balcon)

M	μ_{bu}	α	Z	A_{cal}	A_{min}	$A_{choisit}$	St
KN.m	10^{-2}	10^{-2}	(m)	(cm^2/ml)	(cm^2/ml)	(cm^2/ml)	(cm)
14,65	12,77	17,1	0,0838	5,027	1,068	4HA14=6,16	25

• **Armature secondaire :**

$$A_t = \frac{Al}{3} = 6,16/3 = 2,05 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non-fragilité :**

$$\rho = 0,36 < 0,4 ; \rho_0 = 0,0008 ; e \geq 12 \text{ cm}$$

$$\rightarrow A_{min} = \rho_0 \times b \times e = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **L'espacement St :**

Charge répartie et F.N : $St \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \leq 33 \text{ cm} \rightarrow$ soit : $St = 25 \text{ cm}$.

❖ **Vérification à l'ELU :**

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

$$V_u = (q_u \times L_x) + P_u = 18,195 \text{ kn}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0,2021 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes :**

Calcul de la section d'armatures :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{3}y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0 ; \text{ Calcul de } I : I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d_x - y)^2.$$

$$\text{Vérification de } \sigma_{bc} : \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Vérification de σ_{st} : $\sigma_{st} = \frac{15M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \sigma_{st}^{adm} = \min\left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n \times ft_j}\right] = 201,63\text{MPa}.$

Tableau III.21 Vérification des états limites de compression du béton

M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{st} (MPA)	σ_{st}^{adm} (MPA)	σ_{bc} (MPA)	σ_{bc}^{adm} (MPA)	Observation $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm}$
10,42	3,79	4326,91	187,95	201,63	9,14	15	Vérifiée

➤ **Etat limite de déformation (la flèche) :**

- $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{150} = 0,08 > 0,0583 \Rightarrow$ la condition vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,16}{100 \times 9} = 0,00684 > 0,005 \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée.

La flèche n'est pas vérifiée.

Tableau III.22 Evaluation de la flèche

q_j (KN/ml)	M _{jser} (KN.m)	If ij (cm ⁴)	σ^{sj} (MPA)	μ^j	f _{ji} (mm)	
3	3,375	13446,8	69,23	0,0801	0,17	
q_g (KN/ml)	M _{gser} (KN.m)	If ig (cm ⁴)	σ^{sg} (MPA)	μ^g	f _{gi} (mm)	
4,43	5,13	9280,42	105,30	0,262	0,38	
q_p (KN/ml)	M _{pser} (KN.m)	If p (cm ⁴)	σ^{sp} (MPA)	μ^p	f _{pi} (mm)	
7,93	9,07	6699,5	186,072	0,489	0,93	
q_g (KN/ml)	M _{gser} (KN.m)	If gv (cm ⁴)	σ^{sg} (MPA)	μ^g	f _{gv} (mm)	
4,43	5,13	12672,3	105,30	0,262	0,84	
					Δf	1,22
					\bar{f}	6

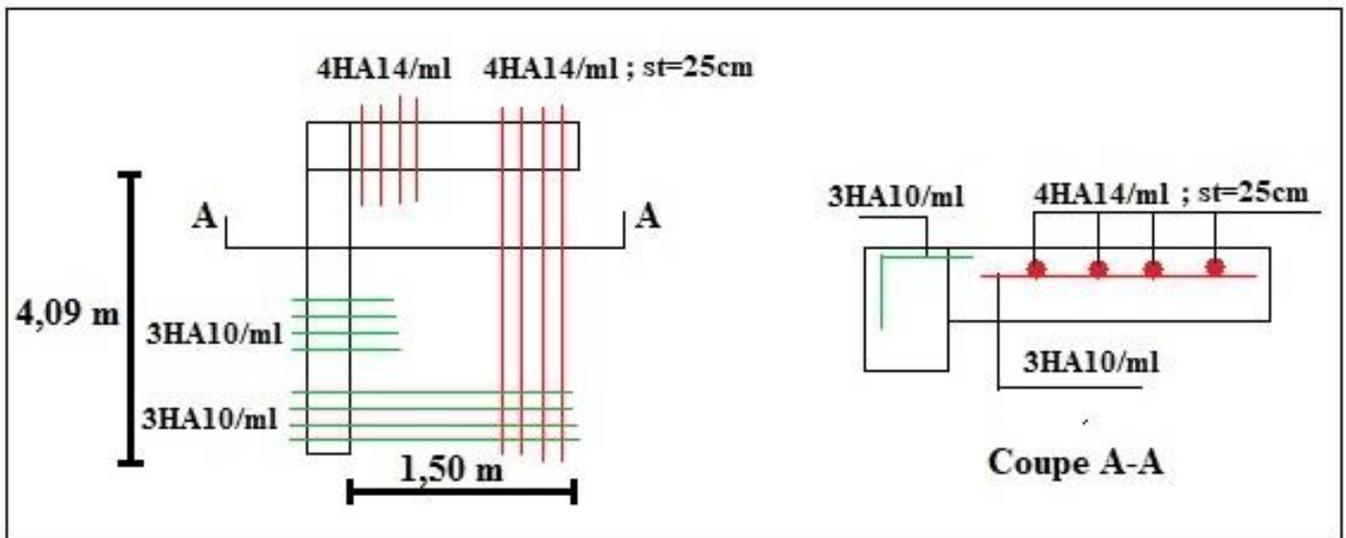


Figure III.5 Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis

Remarque :

- On prend un exemple panneau sur 4 appuis type (5) le plus défavorable et on ferraille les autres types des terrasses de la même manière.
- Pour le RDC on ferraille le panneau le plus défavorable et on opte le même ferrailage pour tous les panneaux.

Tableau. III.23 calcul des sollicitations.

Dalle	Chargement					Les moments			
	Sens	G (Kn/m ²)	Q (Kn/m ²)	P(KN)		Mt _x (KN.m)		Ma _x (KN.m)	
				ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
D1	x-x	4,43	3,5	11,23	7,93	14,65	10,42	/	/
D2	x-x	4,43	3,5	11,23	7,93	16,10	11,37	-7,58	-5,35
	y-y					5,36	3,79	-2,52	-1,78
D3	x-x	6,18	1,5	10,59	7,68	3,25	2,69	-1,53	-1,26
	y-y					2,29	2,13	-1,08	-1,005

Tableau III.24 Calcul du ferrailage à l'ELU

Types	Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	St (cm)	
D1	/	14,65	0,127	0,171	0,083	5,027	0,96	4HA14=6,16	25	
D2	Trav	X-X	16,10	0,14	0,18	0,083	5,56	1,23	6HA12=6,79	15
		Y-Y	5,36	0,046	0,059	0,087	1,75	0,96	4HA10=3,14	25
	App	X-X	7,58	0,066	0,085	0,086	2,5	1,23	4HA10=3,14	25
		Y-Y	2,52	0,022	0,027	0,088	0,81	0,96	2HA10=1,57	45
D3	Trav	X-X	3,25	0,013	0,017	0,129	0,72	1,28	4HA8=2,01	25
		Y-Y	2,29	0,009	0,012	0,129	0,51	1,20	4HA8=2,01	25
	App	X-X	1,53	0,006	0,008	0,129	0,33	1,28	4HA8=2,01	25
		Y-Y	1,08	0,004	0,005	0,129	0,23	1,20	4HA8=2,01	25

Tableau III.25 Vérifications nécessaires

Dalle	Effort tranchant				Contraintes			Observation
	V_{max} (KN)	τ_u (Mpa)	τ_u^{adm} (Mpa)	sens	σ_{bc} (Mpa)		σ_{bc}^{adm} (Mpa)	
					Appui	travée		
D1	18,195	0,2021	1,25	x-x	9,14	/	15	Vérifiée
D2	8,14	0,9044	1,16	x-x	6,09	9,65	15	Vérifiée
				y-y	2,7	4,31	15	Vérifiée
D3	15,38	0,11	1,17	x-x	1,72	3,68	15	Vérifiée
				y-y	1,37	2,92	15	Vérifiée

Etat limite d'ouverture des fissures :

Pour D2 :

Tableau III.26 Etat limite d'ouverture des fissures

Endroit	sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{st} (MPa)	σ_{st}^{adm} (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm}$
travée	x-x	11,37	3,91	4604,55	188,53	201,63	Vérifiée
	y-y	3,79	2,93	2573,77	134,07	201,63	Vérifiée
appui	x-x	5,35	2,93	2573,77	181,83	201,63	Vérifiée
	y-y	1,78	2,19	1442,24	126,07	201,63	Vérifiée

Pour D3 : fissuration est peu nuisible, aucune vérification à faire.

Tableau III.27 vérification de la flèche

Dalle	sens	$h/L_x > \text{Max}$ ($3/80; M_x^t / 20M_0$)	$A_t / b \times d < 2 / F_e$	Observation	f_{cal} (mm)	f^{adm} (mm)	observation
D1	x-x	0,08 > 0,0583	0,00684 > 0,005	Non vérifiée	1,22	6	Vérifiée
D2	x-x	0,08 < 0,0425	0,0075 > 0,005	Non vérifiée	1,466	3	Vérifiée
	y-y	0,034 < 0,0425	0,0034 < 0,005	Non vérifiée	2,34	7	vérifiée
D3	x-x	0,555 > 0,0425	0,0015 < 0,005	vérifiée	N'est pas nécessaire		
	y-y	0,476 > 0,0425	0,0015 < 0,005	vérifiée	N'est pas nécessaire		

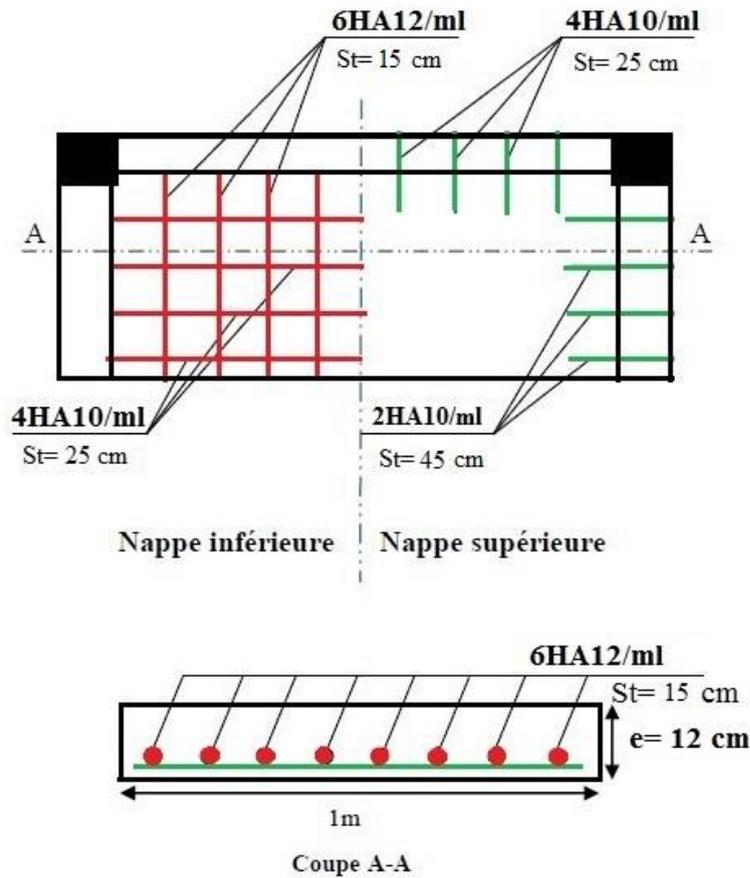


Figure III.6 Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis

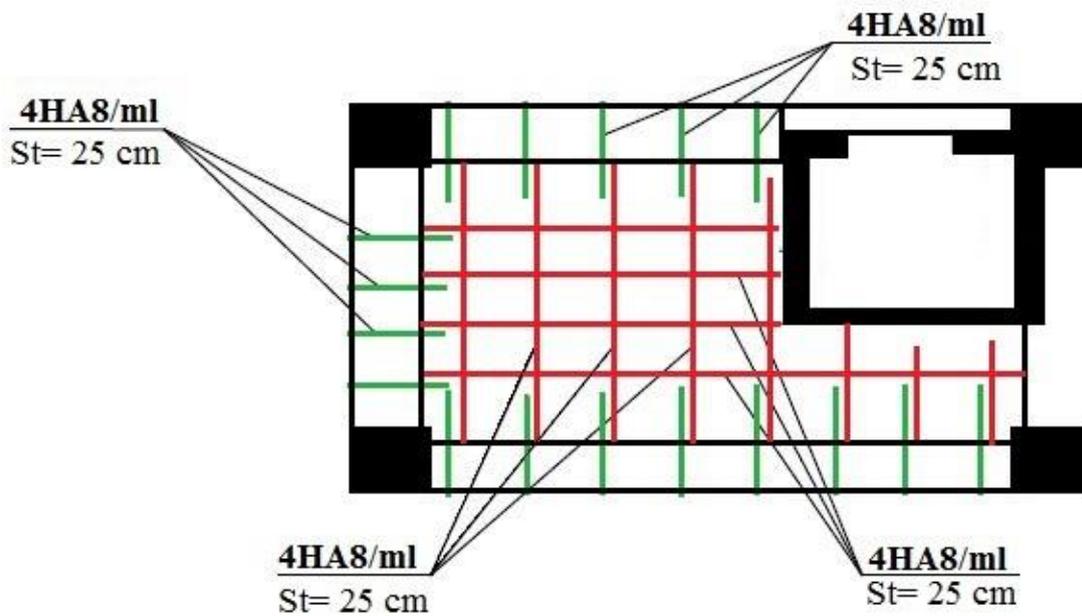


Figure III.7 Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

III.3 Etude des escaliers :

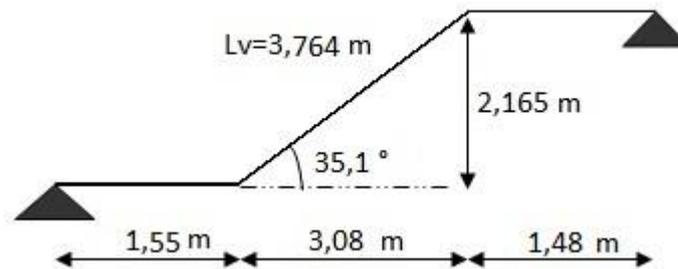


Figure. III.8 Schéma statique de l'escalier

❖ Les charges :

$$\text{Volée: } \begin{cases} G_v = 9,48 \text{KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{Palier: } \begin{cases} G_p = 7,68 \text{KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ Combinaison de charges :

❖ Sur la volée :

ELU : $q_v^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 16,54 \text{KN/ml}$; **ELS :** $q_v^s = G + Q = 11,98 \text{KN/ml}$

❖ Sur le palier:

ELU : $q_p^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 14,11 \text{KN/ml}$; **ELS :** $q_p^s = G + Q = 10,18 \text{KN/ml}$

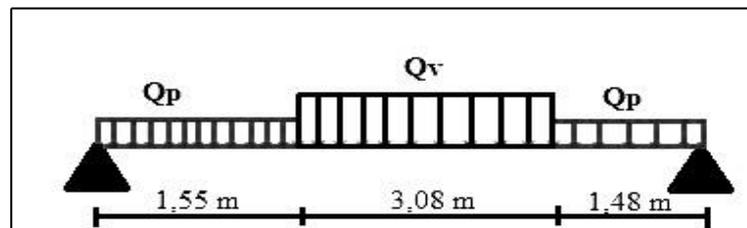


Figure III.9 Schéma statique des sollicitations sur l'escalier RDC

Réaction d'appuis : le calcul se fera par la méthode RDM.

ELU :

$$\sum F_v \Rightarrow R_A + R_B = 93,94 \text{KN}. \quad \sum M/A = 0 \quad ; \quad R_B^u = 46,91 \text{KN}. \quad ; \quad R_A^u = 46,83 \text{KN}.$$

ELS:

$$R_B^s = 33,90 \text{KN} ; R_A^s = 33,84 \text{KN}.$$

❖ Effort tranchant et moment fléchissant ELU :

✓ Tronçon 01 :

$$0 \leq x \leq 1,55\text{m}$$

$$M(x) = -14,11 \frac{x^2}{2} + 46,82x$$

$$T(x) = -14,11x + 46,82$$

$$T(0) = 46,82 \text{ KN}$$

$$T(1,55) = 24,94 \text{ KN}$$

$$X = 3,31\text{m}$$

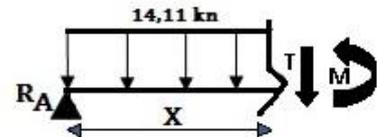


Figure III.10 Schéma statique de tronçon 01

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,55) = 55,62 \text{ KN.m}$$

$$M(3,31) = 77,67 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} T(\max) = 46,82 \text{ KN} \\ M(\max) = 77,67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 02:

$$1,55\text{m} \leq x \leq 4,63\text{m}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 3,06 \text{ m}$$

$$T(1,55) = 24,94 \text{ KN}$$

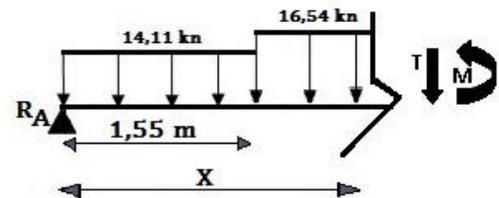


Figure III.11 Schéma statique de tronçon 02

$$T(4,63) = -26 \text{ KN}$$

$$M(1,55) = 55,62 \text{ KN.m}$$

$$M(4,63) = 54,06 \text{ KN.m}$$

$$M(3,06) = 74,47 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} T(\max) = -26 \text{ KN} \\ M(\max) = 74,47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Tronçon 03 :

$$0 \leq x \leq 1,48\text{m}$$

$$M(x) = -14,11 \frac{x^2}{2} + 46,91x$$

$$T(x) = -14,11x + 46,91$$

$$T(0) = 46,91 \text{ KN}$$

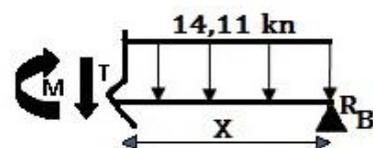


Figure III.12 Schéma statique de tronçon 03

$$T(1,48)=26 \text{ KN}$$

$$X= 3,32\text{m}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} T(max) = 46,91 \text{ KN} \\ M(max) = 77,97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(1,48) = 53,97\text{KN.m}$$

$$M(3,32) = 77,97 \text{ KN.m}$$

On trouve : $M^{max} = 77,97 \text{ KN.m}$; $V^{max} = 46,91 \text{ KN}$.

❖ **Calcul des moments réels :**

$$M_t^{max} = 0,75 \times 77,97 = 58,47 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a^{max} = -0,5 \times 77,97 = -38,98 \text{ KN.m}$$

❖ **Effort tranchant et moment fléchissant ELS :**

✓ **Tronçon 1 :**

$$\begin{cases} T(max) = -33,84 \text{ KN} \\ M(max) = 56,24\text{KN.m} \end{cases}$$

✓ **Tronçon 2 :**

$$\begin{cases} T(max) = 18,84 \text{ KN} \\ M(max) = 53,84\text{KN.m} \end{cases}$$

✓ **Tronçon 3 :**

$$\begin{cases} T(max) = 33,9 \text{ KN} \\ M(max) = 56,44\text{KN.m} \end{cases}$$

❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une section (b×h) = (100×25) cm².

Soit FPN; e = 25cm ; C=2cm. d=23 cm.

Tableau III.28 Résultats des ferraillages des volées pour tous les niveaux

Zone	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Travée	58,47	0,077	0,101	0,220	7,580	2,77	6HA14=9,24	15
Appui	38,98	0,052	0,066	0,223	5,006	2,77	5HA12=5,65	20

$A_{cal} > A_{min}$ la condition est vérifiée, donc le ferraillage est satisfait.

• **Vérifications :**

❖ **Calcul à ELU :**

❖ **Vérification de l'effort tranchant:** $V^{max} = 46,91 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{46,91 \times 10^{-3}}{1 \times 0,23} = 0,203\text{MPa} \leq \tau^{adm} = \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33\text{MPa} \dots \dots \text{verifiée}$$

donc on a pas besoin des armateurs transversales.

➤ **Calcul des armatures de répartition :**

En travée : $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = 2,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$; On choisit : 5HA8 = 2,51 cm²/ml ; st = 20cm

En appuis : $A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit : 4HA8 = 2,01 cm²/ml ; st = 25cm

➤ **Vérification des espacements :** (FPN)

a) **Sens principale :**

En travée : $S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ vérifiée.

En appuis : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ vérifiée.

b) **Sens secondaire :**

En travée : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ vérifiée.

En appuis : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ vérifiée.

❖ **Calcul à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton : (BAEL 91 Art A6.5.1)**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

En appliquant la méthode des sections de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

$$M^{max} = 56,44 \text{ KN.m}$$

moments réels :

• **En travée :**

$$A_s = 9,24\text{cm}^2 ; M_{t_{ser}}^{max} = 0,75 \times 56,44 = 42,33\text{KN.m} ; Y = 7,92\text{cm} ;$$

$$I = 48078,13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{42,33 \times 7,92}{48078,13} \times 10^3 = 6,97\text{MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}.....vérifiée.$$

• **En appui :**

$$A_s = 5,65\text{cm}^2 ; M_{a_{ser}}^{max} = -0,5 \times 56,44 = -28,22 \text{ KN.m} ; Y = 6,48\text{cm} ;$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{28,22 \times 6,48}{32198,17} \times 10^3 = 5,67\text{MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}.....vérifiée.$$

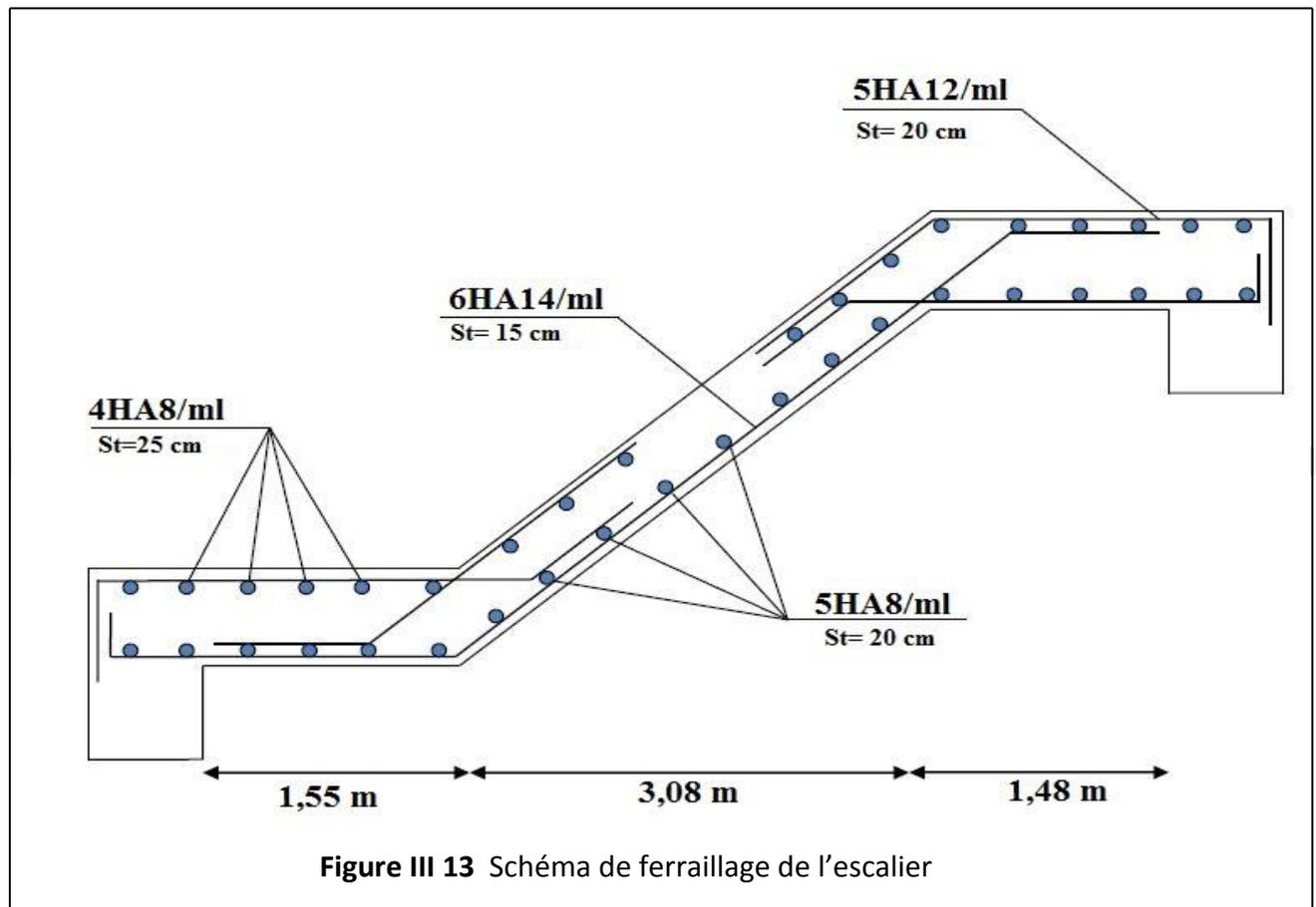
➤ Vérification de la flèche :

$$1. \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{0,25}{6,11} = 0,04 \geq 0,0375 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{Boxd} \leq \frac{2}{Fe} \Leftrightarrow \frac{9,24}{100 \times 23} = 0,004 \leq 0,005 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

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

❖ Schéma de ferrailage:



III.4 Etude de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à son poids propre, la charge transmise par le mur en double cloisons et La charge transmise par l'escalier qui représente la réaction au point B calculée déjà.

Dimensionnement :

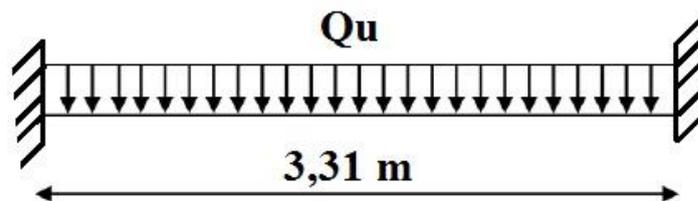


Figure III.14 Schéma statique de la poutre palière

Condition de la flèche : (RPA.VII.7.5)

$$L=301 \text{ cm ; } \quad \frac{l}{15} < H < \frac{l}{10} \quad \rightarrow \quad 20,06 < H < 30,1 \text{ cm}$$

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

a) Les charges sur la poutre :

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{ KN/ml}$$

Le poids de mur : $g_{\text{mur}} = 2,85 \times 2,015 = 5,74 \text{ KN/ml}$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B

$$\text{ELU : } R_B = 46,91 \text{ KN ; } \quad \text{ELS : } R_B = 33,9 \text{ KN}$$

• Calcul des sollicitations:

1) ELU :

$$P_U = 1,35 (g_0 + g_{\text{mur}}) + R_B \rightarrow P_U = 57,69 \text{ KN/m}$$

$$P'_U = 1,35 (g_0 + g_{\text{mur}}) \rightarrow P'_U = 10,78 \text{ KN/m}$$

2) ELS :

$$P_S = g_0 + g_{\text{mur}} + R_B = 54,9 \text{ KN/m}$$

$$P'_S = g_0 + g_{\text{mur}} = 7,99 \text{ KN/m}$$

✓ En travée :

$$\begin{cases} M_t^u = 26,34 \text{ KN} \\ M_t^s = 25,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Aux appuis :**

$$\begin{cases} M_t^u = -52,68 \text{ KN} \\ M_t^s = -50,12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Effort tranchant :**

$$V_u = \frac{Q_u \times L}{2} = 95,47 \text{ KN}$$

b) **Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple :**

$b=30\text{cm} ; h=30\text{cm} ; d=28\text{cm} ; f_{c28}=25\text{Mpa} , f_{bu}=14.2\text{MPa} ; f_{st}=348\text{MPa}.$

Tableau III.29 Résultats des ferraillages de la poutre palière ELU

Endroit	M (KN .m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{min} (cm ²) (RPA)
En travée	26,34	0,085	0.111	0,2657	2,93	0,978	4,5
En appuis	-52,68	0,17	0.234	0.244	6,19	0,978	4,5

Exigence du RPA art 7.5.2.1:

$$A_{min} = 0.5\% b \times h = 4,5\text{cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{95,47 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 1,1378\text{MPa} \leq \tau^{adm} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) \text{MPa}$$

$$= 3,33\text{MPa} \dots \dots \text{verifiée}$$

c) **Calcul d'armature à la torsion :**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier C'est le moment d'appui de l'escalier $M_a^{max}=38,98\text{KN.m}$

$$M_{tor} = -M_a^{max} \times \frac{L}{2}$$

Avec L : longueur du palier = 3,31m

$$M_{tortion} = 64,51 \text{ KN.m}$$

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 **(Art A.5.4.2 .2) [4]**

-U : périmètre de la section

- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_l : section d'acier

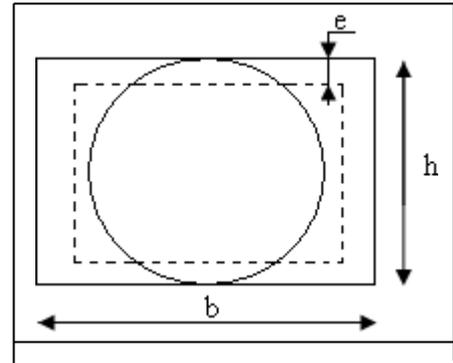


Figure III.15 Section creuse équivalente

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

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0,0625 \text{ m}^2$$

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

Les moments à prendre sont les moments d'appui de l'escalier.

$$A_l^{tors} = \frac{M_a^{tors} \times U \times \gamma_s}{2\Omega \times f_e} = 14,83 \text{ cm}^2$$

d) Section d'armature longitudinale à prendre :

- **En travée :**

$$A^t = A^{F.S} + \frac{A^{tors}}{2} = 2,93 + \frac{14,83}{2} = 10,34 \text{ cm}^2 > A^{min} = 4,5 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA16+3HA14=10,65 cm²

- **En Appui :**

$$A^a = A^{F.S} + \frac{A^{tors}}{2} = 6,19 + \frac{14,83}{2} = 13,6 \text{ cm}^2 > A^{min} = 4,5 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A \longrightarrow **soit : 9HA14= 13,85 cm²**

On doit vérifier la condition suivante :

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On vérifie que : $\tau_u \leq \tau^{adm}$

$$\tau_u = \sqrt{(\tau_{FS})^2 + (\tau_t)^2} \text{ Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant. [Art A.5.421 BAEL91].}$$

On a $\tau_{FS}=1,1378 \text{ MPa}$

$$\tau_t = \frac{M^{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot e} = \frac{64,51 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 10,32 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u^{tot} = 10,38 \text{ MPa} > \tau^{adm} = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{condition non vérifiée})$$

On redimensionne la section de la poutre palière

On augmente la section (b×h) à (45×45) cm²

On calcul les dimensions : e=0,075m ; Ω=0,14 m²; U=1,5 m²

Tableau III.30 calcul des sollicitations

ELU	ELS
Rb=46,91 kn	Rb=33,9 kn
Qu=61,49 kn/m	Qs=57,71 kn/m
Mtu=28,07 kn.m	Mts=26,34 kn.m
Mau=56,14 kn.m	Mas=52,6 kn.m
Vu=101.77 kn	

Tableau III.31 Résultats des ferrailages de la poutre palière ELS

Endroit	M (KN .m)	μbu	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} (cm ²) (RPA)
En travée	28,07	0,024	0.031	0,414	1,94	2,28	10,12
En appuis	-56,14	0,049	0,064	0.409	3,94	2,28	10,12

Les moments à prendre sont les moments d'appui de l'escalier.

$$A_l^{tors} = \frac{M_a^{tors} \times U \times \gamma_s}{2 \Omega \times f_e} = 9,93 \text{ cm}^2$$

Section d'armature longitudinale à prendre :

- **En travée :**

$$A^t = A^{F.S} + \frac{A^{tors}}{2} = 1,94 + \frac{9,93}{2} = 6,9 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA12+3HA14=8,01 cm²

- **En Appui :**

$$A^a = A^{F.S} + \frac{A^{tors}}{2} = 3,94 + \frac{9,93}{2} = 8,9 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A \longrightarrow **soit : 6HA14= 9,24 cm²**

Exigence du RPA 99v2003 art7.5.2.1:

$$A^{totale} = A^t + A^a = 15,8 \text{ cm}^2 > A^{min} = 0,5\%(b \times h) = 10,12 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On vérifie que : $\tau_u \leq \tau^{adm}$

$$\tau_u = \sqrt{(\tau_{FS})^2 + (\tau_t)^2} \text{ Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant. [Art A.5.421 BAEL91].}$$

On a $\tau_{FS}=0,538 \text{ MPa}$

$$\tau_t = \frac{M^{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot e} = \frac{64,51 \times 10^{-3}}{2 \times 0,14 \times 0,075} = 3,07 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u^{tot} = 3,11 \text{ MPa} > \tau^{adm} = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

$$A_{trans}^{tot} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tors}$$

➤ **Flexion simple :**

$$A_{trans}^{F.S} \geq \frac{0,4 \times b \times st}{fe} = 0,675 \text{ cm}^2 \quad A_{trans}^{FS} \geq \frac{b \times st \times (\tau_u - 0,3 \tau_{t28})}{0,9 fe} = -0,1725 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans}^{F.S} = \max[0,675 ; -0,1725] \text{ cm}^2 \rightarrow A_{trans}^{F.S} = 0,675 \text{ cm}^2$$

➤ **Torsion:**

$$A_{trans}^{Tor} = \frac{Mt \times st \times 1,15}{2 \times \Omega \times Fe} = 0,99 \text{ cm}^2$$

$$A_{tran}^{total} = 0,675 + 0,99 = 1,665 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales (RPA) :

$$A_{min} = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 0,15 \times 0,45 = 2,02 \text{ cm}^2 > A_{tran}^{total} = 1,665 \text{ cm}^2$$

Cadre Donc on ferraille avec $A_{min} = 2,02 \text{ cm}^2$.

On adopte : 3HA10 = 2,36 cm²

Soit : Un cadre Ø10 + 1 étrier Ø10. Avec St = 15 cm

• **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

A partir des conditions de **CBA 93** les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) \leftrightarrow S_t \leq \min(38,7 ; 40\text{cm}) = 38,7 \text{ cm}$$

$$S_t \leq A^T \times f_e / (0,4b) = 36,88 \text{ cm}$$

A partir d'art 7.5.2.2 de **RPA 99/version 2003**, les armatures doivent respectées les conditions suivantes :

- Zone courante : $S_t \leq h/2 = 22,5\text{cm}$
- Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4; 12 \Phi_s) = 10\text{cm}$

On opte pour les espacements suivants :

- Zone courante : St = 15 cm
- Zone nodale : St = 10 cm

❖ **Vérification a l'ELS :**

➤ **Vérification de la contrainte du béton:**

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

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \sigma_{st}^{adm} = \min\left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{n \times ftj}\right] = 201,63\text{MPa}.$$

• **En travée :**

Calcul de I et y :

$$y = 14,76\text{cm} \quad I = 137328,71 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2,83\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}. \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{st} = 78,3 \text{ MPa} \leq \sigma_{st}^{adm} = 201,63\text{MPa}. \quad (\text{Condition vérifiée})$$

• **En appui :**

$$y = 15,61 \text{ cm} \quad I = 153505,3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5,34\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}. \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{st} = 135,6 \text{ MPa} \leq \sigma_{st}^{adm} = 201,63 \text{ MPa.} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$1. \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{0,45}{3,31} = 0,136 \geq 0,0425 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$2. A \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \Leftrightarrow 17,25 \leq 19,845 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage de la poutre palière :

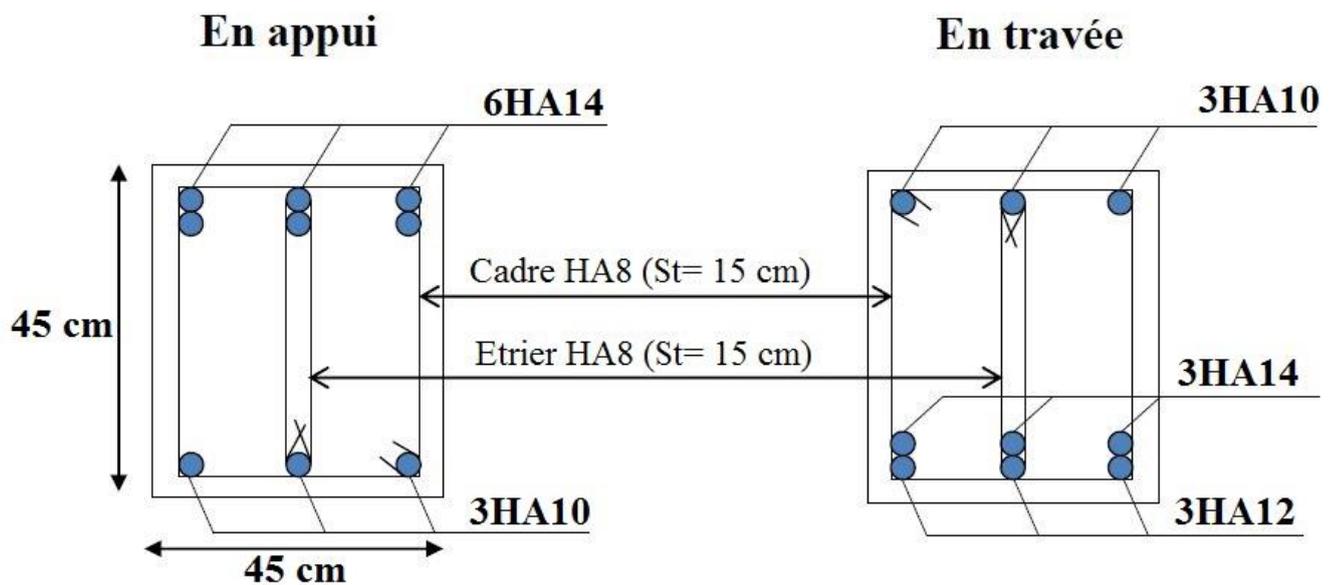


Figure III.16 Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.5 étude de la poutre de chaînage :

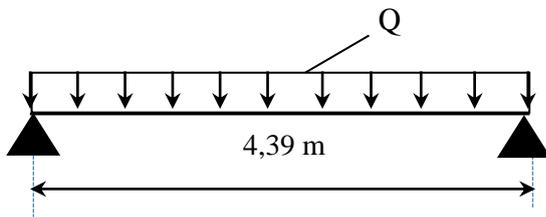


Figure III.17 Schéma statique de la poutre de chaînage

Dimensionnement :

D'après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour le plancher à dalle pleine, et pour reprendre le poids des cloisons.

❖ Condition de la flèche :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \Leftrightarrow \quad 27,26 \text{ cm} \leq h \leq 40,9 \text{ cm} \quad \text{Avec } L_{\text{Max}} = 439 - 30 = 409 \text{ cm}$$

❖ Exigences du RPA99/2003 :

$$\begin{cases} h \geq 35 \text{ cm} \\ b \geq 30 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = 30 \text{ cm ; } h = 35 \text{ cm}$$

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,35 \times 0,3 = 2,625 \text{ KN/ml}$.
- Poids du mur : $G_{\text{mur}} = 2,85 \times 2,71 = 7,723 \text{ KN/m}^2$.

Combinaison de Charge :

$$\text{ELU: } q_u = 1,35 \times (2,625 + 7,723) = 13,96 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = 2,625 + 7,723 = 10,35 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moments isostatiques } \begin{cases} \text{ELU: } M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 33,65 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 24,93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travée } \begin{cases} \text{ELU: } M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 28,6 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{ts} = 0,85 M_{0s} = 21,19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = -0,5 M_0 \begin{cases} \text{ELU: } M_{au} = -16,82 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{as} = -12,465 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 30,64 \text{ KN}$$

Ferrailage :

Tableau III.32 Ferrailage longitudinales de la poutre de chaînage.

Position	M _u KN.m	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{Cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{Choisit} (cm ² /ml)
En travée	28,6	0,065	0,085	0,309	2,66	1,159	3HA12=3,39
En appuis	16,82	0,038	0,049	0,313	1,54	1,159	3HA10=2,36

➤ Vérifications à ELU :

✓ Effort tranchant : (CBA art A.5.1.2.2)

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{30,64 \times 10^3}{0,3 \times 0,32} = 0,31 \text{ MPa}$$

$$\text{F.P.N} \Rightarrow \bar{\tau} < \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

✓ Calcul des armatures transversales :

Selon le (Art A.7.2, 2) BAEL91/99 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = 10 \text{ mm.} \Leftrightarrow (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) \text{ HA8} \Rightarrow A_t = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

✓ L'espacement (CBA art A.5.1.2.2) :

$$1) S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 28,8 \text{ cm.}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 0 \text{ cm.}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm.}$$

D'après l'article 9.3.3 de RPA2003 exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm})$. on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ Vérification à l'ELS :

Tableau III.33 Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chaînage.

Zone	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ _{st} ^{adm} (MPa)	observation
travée	21,19	10,46	35037,41	6,326	15	195,4	201,63	vérifiée
appuis	12,46	9,02	26032,75	4,32	15	165,015	201,63	vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

$$1) \quad h \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow \quad h=35 \text{ cm} > 18,65 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$2) \quad A \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \Leftrightarrow 5,75 \text{ cm}^2 < 10,08 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$3) \quad L = 4,39 \text{ m} < 8 \text{ m} \quad (\text{condition vérifiée})$$

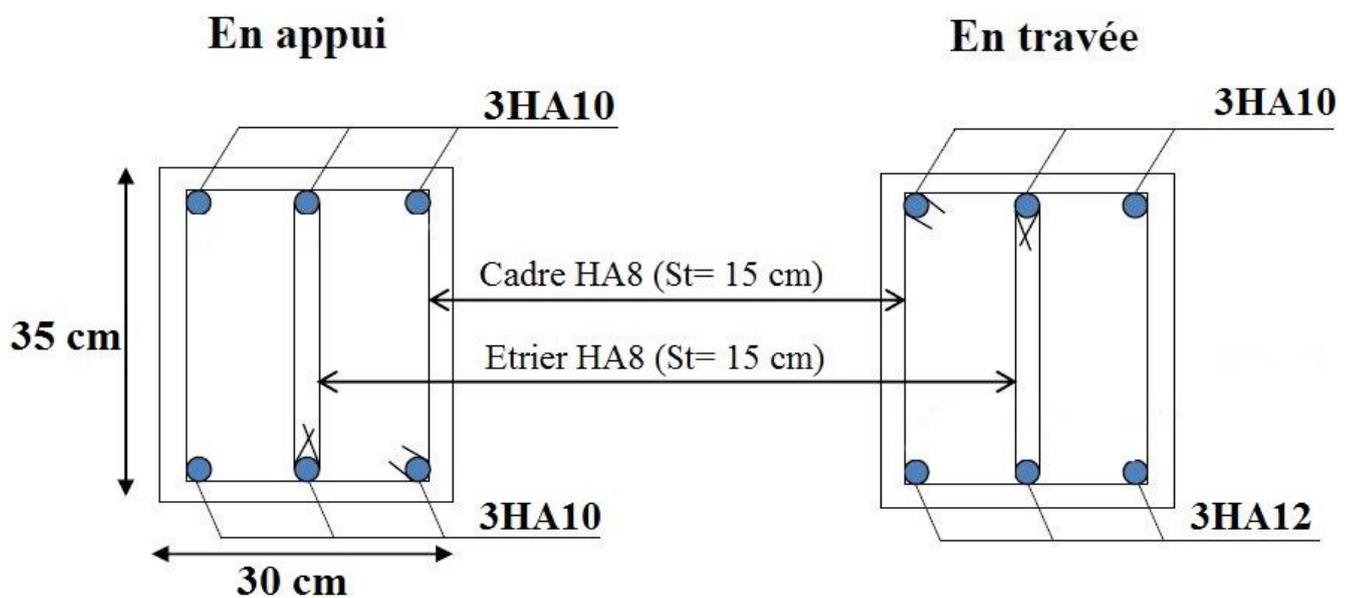


Figure. III.18 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.6 Etude de l'acrotère :

❖ Poids propre :

$$G_0 = 25 \times S_{acr} = 25 \times 0,121 = 3,025 \text{ KN}$$

$$G_1 = 20 \times 0,015 \times 0,75 = 0,225 \text{ KN}$$

$$G_2 = 20 \times 0,02 \times 0,75 = 0,3 \text{ KN}$$

D'où, la charge totale est $G = W_p = 3,55 \text{ KN}$

❖ charge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN}$$

❖ Force sismique :

La force sismique est donnée par la formule suivante :

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

Avec $\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 \text{ : facteur de force horizontale ;} \\ W_p = 3,55 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{array} \right.$

Donc, $F_p = 1,7 \text{ KN}$

➤ Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} X_G = 8,36 \text{ cm} \\ Y_G = 39,73 \text{ cm} \end{array} \right.$$

L'acrotère est sollicité par :

$$\left\{ \begin{array}{l} MG = 0 \text{ KN} \\ MQ = Q * H = 0,75 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,68 \text{ KNm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} NG = 3,55 \text{ KN} \\ NQ = 0 \text{ KN} \\ N_{Fp} = 0 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

Tableau III.34 Combinaisons d'actions de l'acrotère.

Sollicitations	Combinaison accidentelle	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35 G + 1,5 Q	G + Q
N (KN)	3,55	4,79	3,55
M (KN .m)	1,43	1,125	0,75

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = M_u / N_u = 23,49 \text{ cm} > h/6 = 12,5 \text{ cm}$$

$$e_2 = e_1 + e_a \text{ tel que : } e_a = \max(2 \text{ cm ; } L/250) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm} \rightarrow e_2 = 25,49 \text{ cm}$$

Calcul à la flexion composée en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) de second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \times (2 + \alpha \times \emptyset) \times L f^2}{h \times 10^4} = 0,9 \text{ cm}$$

$$e(\text{totale}) = e_2 + e_3 = 26,39 \text{ cm}$$

a) Ferraillage de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire qui n'influe pas sur la sécurité de la structure et ne dépend pas de l'importance de l'ouvrage, son ferraillage est standard en général et souvent ferraillée par le minimum (**CBA93. Art A.4.2.1**).

$$N_{ELU} = 4,79 \text{ KN.} ; M_u = N_u \times e = 4,79 \times 0,2639 = 1,2640 \text{ KN.m}$$

$$h = 15 \text{ cm, } d = 12 \text{ cm, } b = 100 \text{ cm}$$

Tableau III.35 Ferraillage longitudinales de l'acrotère.

Ferraillage acrotère	M_u KN.m	M_{ua} KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)
Résultats	1,264	1,475	0,007	0,009	0,119	0,21	1,44	4HA8=2,01

Vérification à l'ELU :

▪ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1,44 \text{ cm}^2 > A_{cal} = 0,21 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4HA6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

• Espacement :

Armatures principale : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow$ on prend $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow$ on prend $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$\tau \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 4\text{Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(2,5 ; 4\text{Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5\text{Mpa} .$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1,7 + 1 \Rightarrow V_u = 2,7 \text{ KN}.$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{2,7}{1 \times 0,12} \times 10^{-3} = 0,022 < \bar{\tau} = 2,5 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence :** $\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)$ (RPA Article. A.6.1, 3)

ζ_{se} : coefficient d'adhérence.

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

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 \rightarrow \Sigma \mu_i = 10,048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2,7 \times 10^{-3} / (0,9 \times 0,12 \times 0,10048) \rightarrow \zeta_{es} = 0,25 \text{ MPa}$$

$$0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

(RPA Article. A.6.1, 21)

Ψ_s Est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

b) Vérification à l'ELS :

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

- ❖ Contrainte limite de l'acier et du béton.

$$d=0,12 \text{ m} ; N_{ser} = 3,55 \text{ KN} ; M_{ser} = 0,75 \text{ KN.m} ; \eta = 1,6 \text{ pour les HR}.$$

- **Contrainte limite de l'acier :**

$$\text{Vérification de } \sigma_{bc}: \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y_{ser} \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\text{Vérification de } \sigma_{st}: \sigma_{st} = \frac{15 N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t} \leq \sigma_{st}^{adm} = \min\left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \times f_{tj}}\right] = 201,63 \text{ MPa}.$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,75}{3,55} = 0,21 \text{ m} > d=0,12 \text{ m} \rightarrow c = d - e = 0,12 - 0,21 = -0,09 \text{ m}$$

\Rightarrow Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc la Section est partiellement comprimée.

▪ **Position de centre de poussée :**

D'après la convention de singe on a :

$$C = d - e_G = 0,12 - 0,21 = - 0,09 \text{ m}$$

Tableau III.36 Vérifications nécessaires pour la position de centre de poussée

C (m)	P (m ²)	Q (m ³)	$\Delta < 0$	φ°	Y1 (cm)	Y2 (cm)	Y3 (cm)
-0,09	-0,021	0,007	$-1,53 \times 10^{-6}$	126,7	12,38	-15,9	7,78

Après calcul on obtient :

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 7,65 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

Tableau III.37 Vérification des états limites de compression du béton

N _{ser} (KN.m)	Y _{ser} (cm)	μ_t (cm ³)	σ_{st} (MPa)	σ_{st}^{adm} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm}$
3,55	3,38	7650	0,6	201,63	0,0156	15	Vérifiée

➤ **Schéma de ferrailage :**

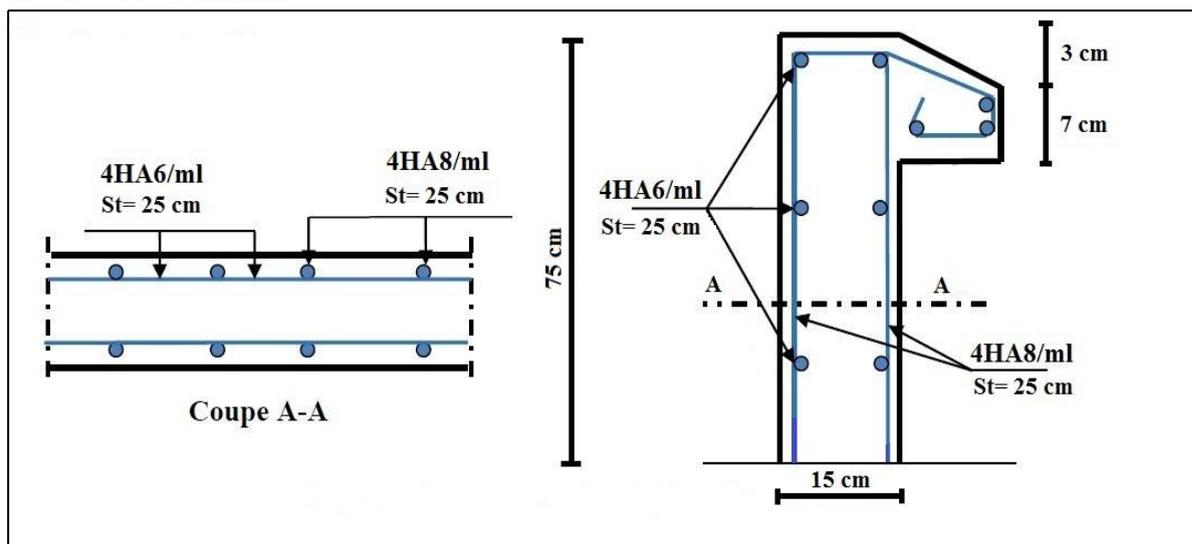


Figure. III.19 Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.7 Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Caractéristiques de l'ascenseur:**Nombre de passagers :**

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{Charge nominale}}{75} = \frac{630}{75} = 8,4$$

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

$$\text{On a : } \begin{cases} L_x = 1,5 \text{ m} \\ L_y = 1,5 \text{ m} \end{cases} \rightarrow S = 2,25 \text{ m}^2$$

Soit une épaisseur de : e = 15 cm

Etude de la dalle de l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Caractéristiques de l'ascenseur:**Nombre de passagers :**

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{Charge nominale}}{75} = \frac{630}{75} = 8,4$$

Dm=43 KN: charge due à la salle des machines.

Pm=15 KN: charge due à l'ascenseur.

Ppersonnes=6,3 KN: charge nominale.

Fc=145 KN: charge due à la cuvette.

V=1 m/s: la vitesse

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes.

On a : $l_x = 1,50\text{m}$ et $l_y = 1,50\text{m}$ donc une surface $S = 1,50 \times 1,50 = 2,25\text{m}^2$.

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{1,50}{20} = 0,075m \text{ Soit : } e = 15cm.$$

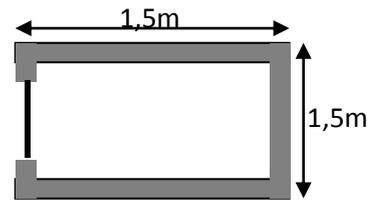


Figure III.20 Cage de l'ascenseur

Evaluation des charges et surcharges :

$$G_1 = 25 \times 0,15 = 3,75KN / m^2$$

Poids de la dalle en béton armé.

$$G_2 = 25 \times 0,05 = 1,25KN / m^2$$

Poids de revêtement en béton de 5cm.

$$G' = 5KN / m^2.$$

Somme de G_1 et G_2 .

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{2,25} = 64,44KN / m^2.$$

Poids de la machine.

$$G_{totale} = G' + G'' = 69,44KN / m^2.$$

$$Q = 1KN / m^2.$$

Cas d'une charge répartie :

- Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$q_u = 1,35 \times G_{totale} + 1,5 \times Q = 95,24KN / m^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

Annexe n°2

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7,88KNm$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7,88KNm$$

Calcul des moments réels :**➤ En travée :**

$$\text{Sens } x-x' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6,69 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6,69 \text{ KNm}$$

➤ En appui :

$$M_a^x = M_a^y$$

$$M_a = -0.5 \times M_0^x = -3,94 \text{ KNm}$$

Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 13 \text{ cm}$ et $d_y = 13 \text{ cm}$

1. En travée :**// à l_x :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0,0278$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0352$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.128 \text{ m.}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.5 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

// à l_y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0,0278.$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0352$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.128m.$$

$$A_t^y = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1,5cm^2 / ml.$$

2. En appui :

$$\mu_{bu} = 0,016$$

$$\alpha = 0.02$$

$$z = 0.1289m$$

$$A_a^{inte} = 0.879cm^2 / ml$$

➤ Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité:

On calcule A_{min} :

En travée :

$$\left. \begin{array}{l} e > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{array} \right.$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$e = 15cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = 1,2cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 1.2cm^2 / ml \end{array} \right.$$

En appui:

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,57 \text{ cm}^2$$

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 1,5 \text{ cm}^2 > 0,375 \text{ cm}^2$ c'est vérifiée.

On choisit:

Sens x-x': en travée et en appui: $A_t^x = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$

Sens y-y': en travée et en appui: $A_t^y = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$

b) 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 $S_t = 25 \text{ cm}$

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$\rho = 1 > 0,4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 47,62 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 47,62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{47,62 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,352 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

➤ **Vérification à l'ELS:**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 69,44 + 1 = 70,44 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\nu = 0,2$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 6,98 \text{ KNm}$$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6,98KNm$

En travée :

Sens x-x' : $M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 5,94KNm$

Sens y-y' : $M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 5,94KNm$

En appui :

$M_a = -0,5 \times M_0^x = -3,494KNm$

Vérification des contraintes :

En travée :

Sens x-x' :

$\sigma_{bc} = 3,24MPa < 15MPa.$

Sens y-y' :

$\sigma_{bc} = 3,24MPa < 15MPa$

En appui:

Sens x-x' :

$\sigma_{bc} = 1,9MPa < 15MPa.$

Sens y-y' :

$\sigma_{bc} = 1,9MPa < 15MPa$

Vérification de la flèche :

1) $h \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow \quad h=15 \text{ cm} > 6,375 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée})$

2) $A \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \Leftrightarrow 3,14 \text{ cm}^2 < 13,65 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$

3) $L = 1,5 \text{ m} < 8m \quad (\text{condition vérifiée})$

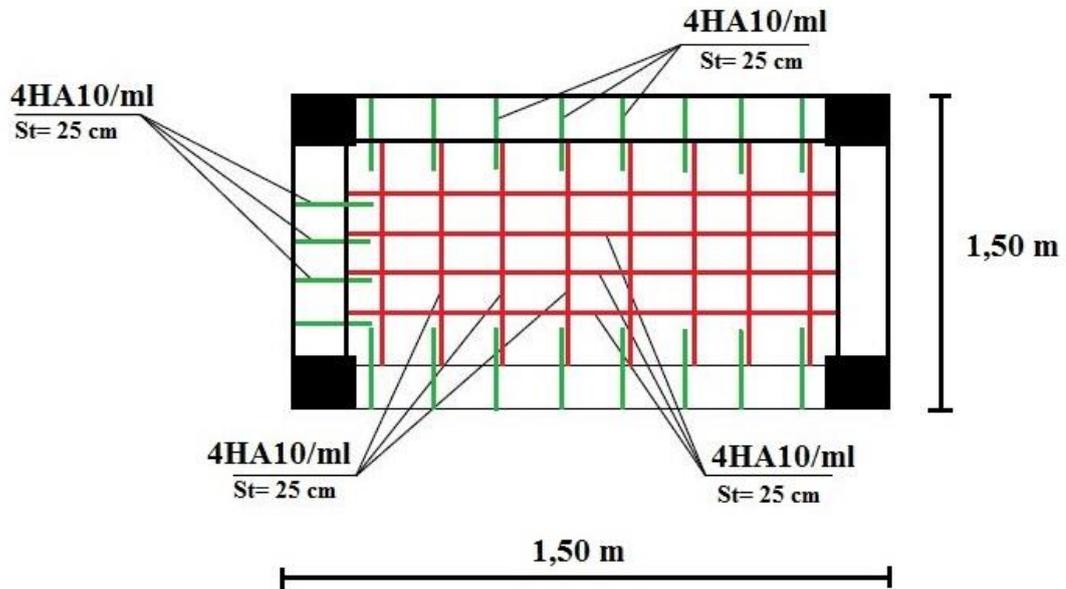


Figure. III.21 Schéma de ferrailage de l'ascenseur (cas charge répartie)

Cas d'une charge concentrée:

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 Et u : Dimensions suivant le sens $x-x'$.

b_0 Et v : Dimensions suivant le sens $y-y'$.

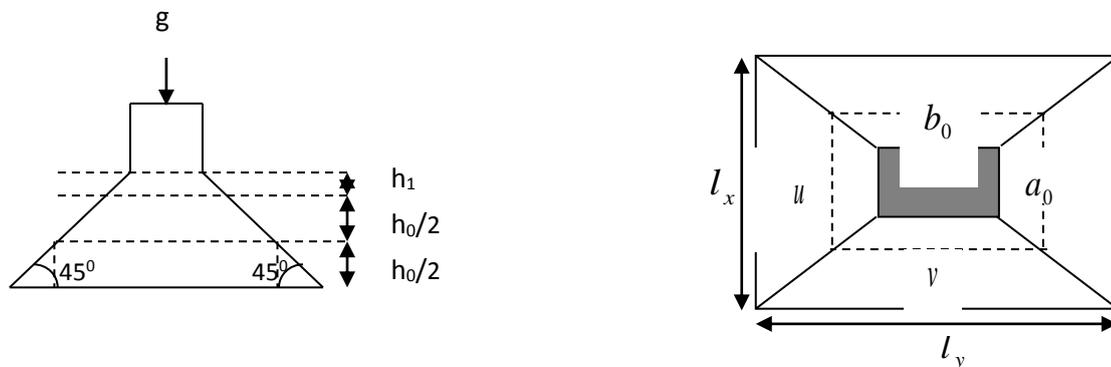


Figure III.22 Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

On a une vitesse : $V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm. \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm. \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 0.7 \quad \text{et } \rho = 1$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.7 \quad \text{et } \rho = 1$$

En se référant à l'annexe n° 3 on trouve $M_1 = 0.064$ et $M_2 = 0.064$

➤ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$P_u = 1.35 \times g$$

$$g = Dm + Pm + Pp = 64,3KN$$

$$P_u = 86,805KN$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 5.55 \text{KNm} \\ M_{y1} = 5.55 \text{KNm} \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$q_u = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8.25 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.683 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.683 \text{KNm}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.24 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.24 \text{KNm} \end{cases}$$

Les moments réels :

En travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 5.30 \text{KNm} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 5.30 \text{KNm} \end{cases}$$

En appui :

$$\begin{cases} M_{ax} = -0.5 M_x = -3.12 \text{KNm} \\ M_{ay} = -0.5 M_y = -3.12 \text{KNm} \end{cases}$$

Ferraillage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 13 \text{cm}$ et $d_y = 13 \text{cm}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.38 Résultats des calculs.

Endroit	M_t (KNm)	M_a (KNm)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_{min} travée	A_{min} appui	A_t adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	5,30	3,12	1,18	0,55	1,2	1,57	4HA10=3.14
Sens y-y'	5,30	3,12	1,18	0,55	1,2	1,57	4HA10=3.14

➤ **Vérification à l'ELU :**

a) Condition de non fragilité :

En travée :

$$A_t^x = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \text{ et } A_t^y > \frac{A_x^t}{4} = 3.14 > 0.785 \text{ cm}^2$$

En appui:

$$A_t^x = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.57 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.57 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

b) Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

BAEL91 (Article H. III.10)

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (105 + 105)$$

$$U_c = 420 \text{ cm}.$$

$$Q_u = 86,805 \text{ KN}; \gamma_b = 1.5$$

Après calcul on constate que $Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow 86,805 < 472,5 \text{ kn}$

(condition vérifiée) → pas de risque de poinçonnement

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

$$\text{On a } v = u \Rightarrow V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 27,56 \text{KN}$$

Donc :

$$V_{\max} = 27,56 \text{KN}$$

$$\tau_u = 0.212 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

d) Diamètre maximum des barres :

$$\phi_{\max} < \frac{h}{10} = 15 \text{mm.}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{mm} < 15 \text{mm.}$$

e) Espacement des barres :

$$\text{Sens x-x': } S_t = 25 \text{cm} \leq \min(2e; 22 \text{cm}) = 22 \text{cm.}$$

$$\text{Sens y-y': } S_t = 25 \text{cm} \leq \min(3e; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm.}$$

III.4.5.3. Calcul à l'ELS:

Les moments engendrés par le système de levage:

$$q_{ser} = g = 64,3 \text{KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 4,94 \text{KNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 4,94 \text{KNm.} \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5 + 1 = 6 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0,497 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0,497 \text{KNm}$$

Superposition des moments :**Les moments agissants sur la dalle sont :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,437 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,437 \text{ KNm} \end{cases}$$

Les moments réels :**En travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 4,62 \text{ KNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 4,62 \text{ KNm} \end{cases}$$

En appui :

$$\begin{cases} M_{ax} = -0,5 M_x = -2,72 \text{ KNm} \\ M_{ay} = -0,5 M_y = -2,72 \text{ KNm} \end{cases}$$

a) Vérification des contraintes:**En travée:**

$$\text{Sens } x-x' : \sigma_{bc} = 2,96 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens } y-y' : \sigma_{bc} = 2,96 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

En appui:

$$\text{Sens } x-x' : \sigma_{bc} = 1,48 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens } y-y' : \sigma_{bc} = 1,48 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

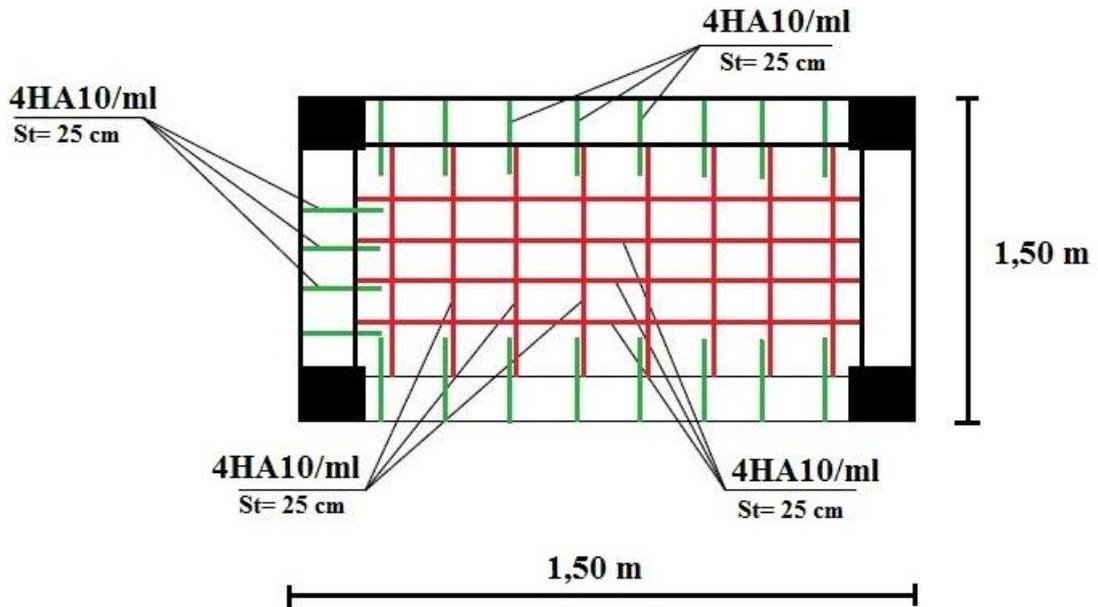


Figure. III.23 Schéma de ferrailage de l'ascenseur (cas charge concentrée)

III.8 Conclusion :

Le but de ce chapitre a été la détermination des sections d'acier nécessaires pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires avec la satisfaction de différentes vérifications. Toute en respectant les différents règlements.

CHAPITRE IV

Etude sismique

IV.1 Introduction :

L'effet des actions sismiques est un risque major que peut subir une structure.

L'objectif de ce chapitre est de réduire les risques de ces actions, tout en respectant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Pour atteindre cet objectif, on procède à une étude sismique complète avec la satisfaction des différents réglementations, cet étude a été faite avec ETABS V.16 qui est un logiciel de calcul et d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

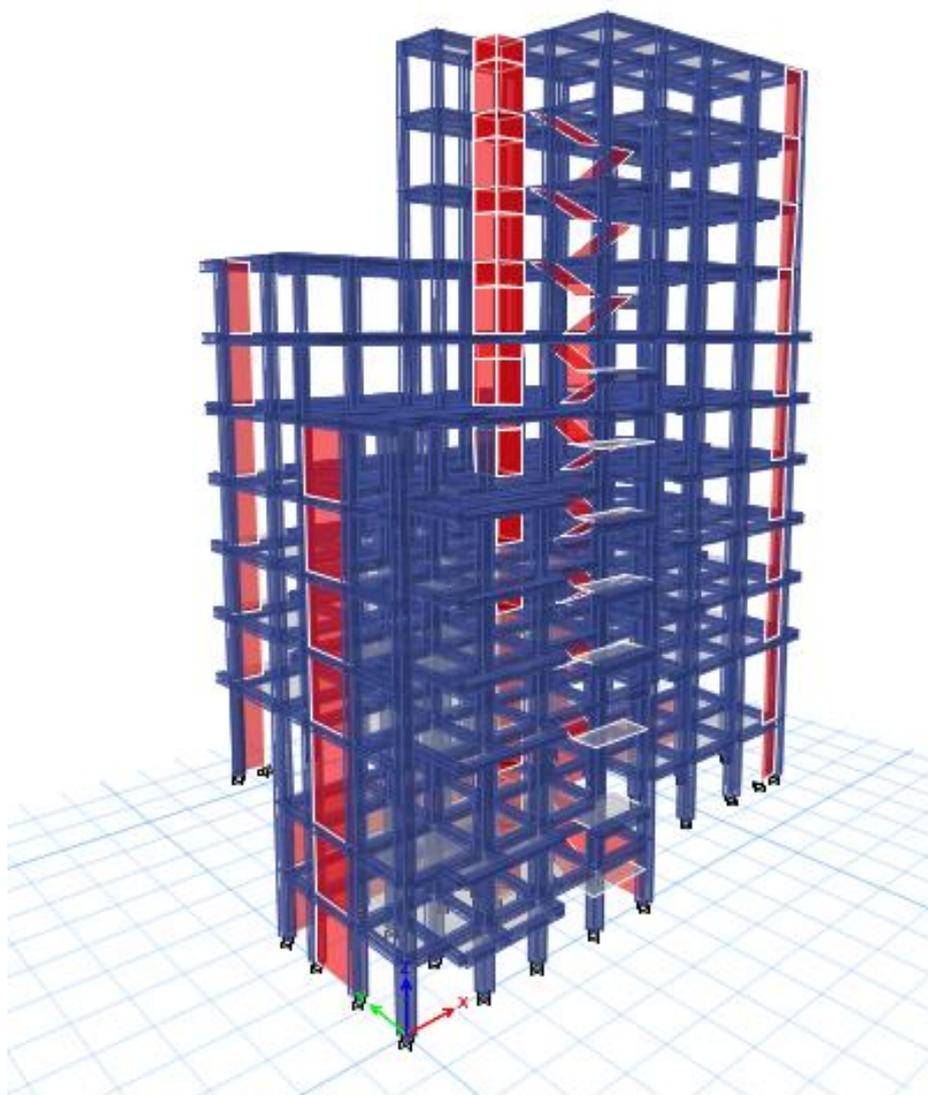


Figure IV.1 Modélisation 3D de la structure sur ETABS 2016.

IV.2 Méthodes de calcul :

Les règles parasismiques algériennes (**RPA99/Version2003**) donnent deux méthodes de calcul :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

IV.3 Méthode d'analyse :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. La méthode d'analyse dynamique par Accélérogrammes peut être utilisée dans tous les cas, tous en justifiant auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées.

Notre structure n'est pas régulière en élévation (discontinuité d'éléments porteurs) ainsi les conditions complémentaires de **RPA99/Version 2003 art (4.1.2)** $H_{\text{structure}} > 23\text{m}$.

Donc les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'est pas satisfait ; ci pourquoi on adopte la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3.1 Méthode statique équivalente :**Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) :**

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{Article 4.2.3 (RPA99/Version 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D'après le tableau **4.1 de RPA99/Version 2003** et suivant notre structure on aura :

- Groupe d'usage : 2(moyen importance)
- zone sismique : IIa $\Rightarrow A=0.15$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \text{ Avec } \xi : \text{ Pourcentage d'amortissement critique donner par le Tableau 4.2}$$

de RPA99/Version2003 $\Rightarrow \xi = ((10+7)/2) = 8,5\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816$

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol, est donnée par le tableau 4.7 (RPA99/version 2003).

On a : site sol meuble (S3) donc : $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.5s \end{cases}$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure T :**

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/Version2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$h_N = 37,99 \text{ m.}$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0,05$.

$T = 0.05 \times (37,99)^{\frac{3}{4}} = 0.765s \dots \dots \dots (I)$

Et $T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$

$L_{x,y}$: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x=24,71m$: étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$L_y= 12,61m$: étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

- Calcul de la période suivant l'axe longitudinal (x) :

$$T_x = \frac{0.09 \times 37,99}{\sqrt{24,71}} = 0,687s \dots \dots \dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable : **$T_x=0,687s$**

- Calcul de la période suivant l'axe transversal (y) :

$$T_y = \frac{0.09 \times 37,99}{\sqrt{12,61}} = 0,962s \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable : **$T_y=0,765 s$** .

$$T_2 = 0,5s \leq T_{sx} = 0,687s \quad d'ou \quad 2,5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} \rightarrow donc : D_x = 1,650$$

Q : facteur de

$$T_2 = 0,5s \leq T_{sy} = 0,765s \quad d'ou \quad 2,5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} \rightarrow donc : D_y = 1,536$$

qualité.

$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q$ Avec : p_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité qu'est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau **4.4 de RPA99/ Version 2003**.

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités P_q

Critère Q	Valeurs de P_q Selon x-x		Valeurs de P_q Selon y-y	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
1) Condition minimale des files porteuses	Oui	0	Oui	0
2) Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3) Régularité en plan	Non	0,05	Non	0.05
4) Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0.05
5) Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6) Contrôle de la qualité de la construction	Oui	0	Oui	0

Ce qui donne : $\begin{cases} Q_x = 1,10 \\ Q_y = 1,10 \end{cases}$

R: Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement. il est donné dans le tableau **4.3 (RPA99/ Version 2003)**. (Dans ce projet on a un contreventement mixte $\Rightarrow R=5$)

W: poids total de la structure.

Calcul du poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation

$\beta = 0,2$ {pour les étages à usage d'habitation...Tableau **4.5 du RPA99/ Version 2003**}

W_{Gi}: Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi}: charges d'exploitation.

A partir des résultats du logiciel **ETABS V.16** on a trouvé :

$$W_{tot} = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 27660,25 \text{ KN}$$

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure

$$\text{est : } \begin{cases} \text{Selon X - X : } \Rightarrow V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 1506,10 \text{ KN} \\ \text{Selon Y - Y : } \Rightarrow V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 1402,40 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1 Principe :

Le principe de cette méthode est d'estimer les efforts sismiques engendrer pour chaque une des modes ainsi établir un spectre de réponse en se servant des expressions suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/ Version 2003(4.3.3)}$$

Avec : η : Facteur de correction d'amortissement.

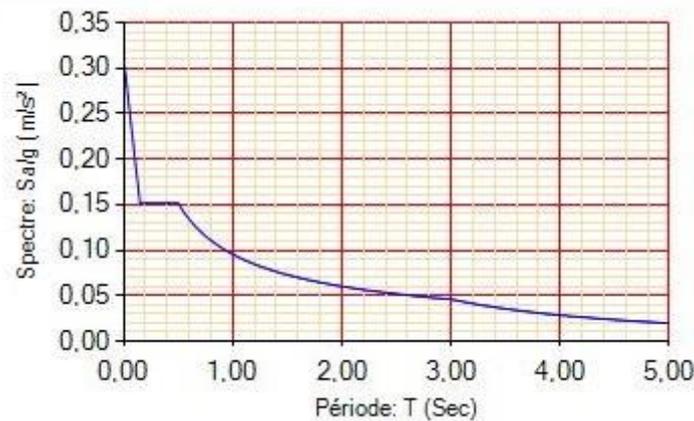


Figure IV.2 Graph du spectre de réponse sens x et y

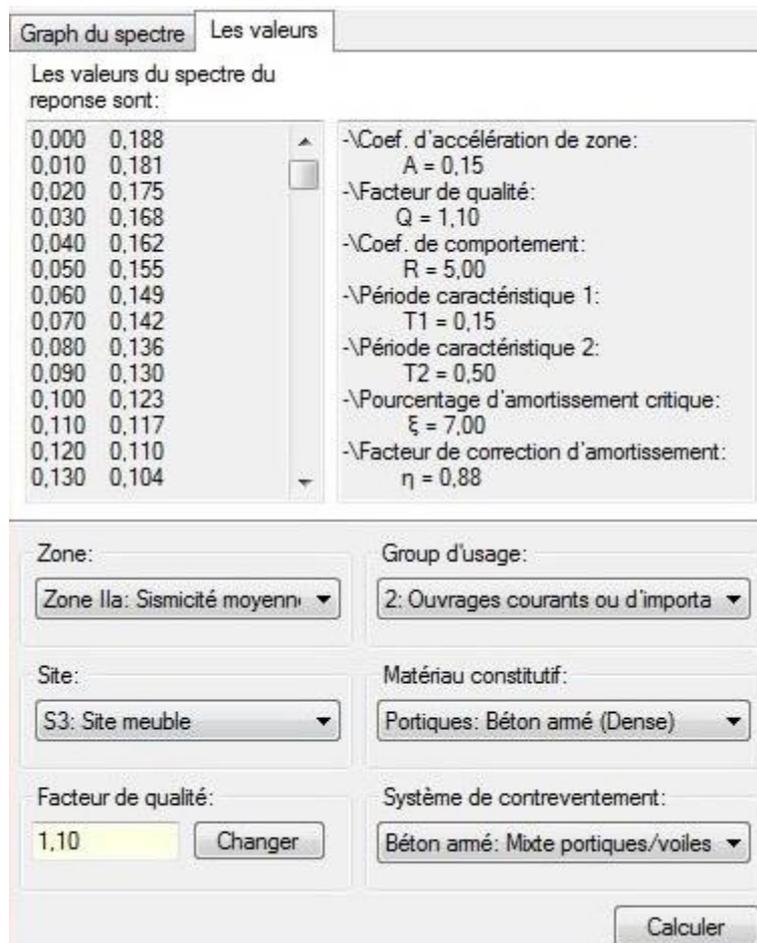


Figure IV.3 Spectre de réponse sens x et y

IV.3.2.2 Disposition des voiles :

Afin d'avoir une structure ductile avec une bonne distribution des rigidité pour à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales ainsi que les exigences de **RPA99/2003**, on a opté pour la disposition suivante :

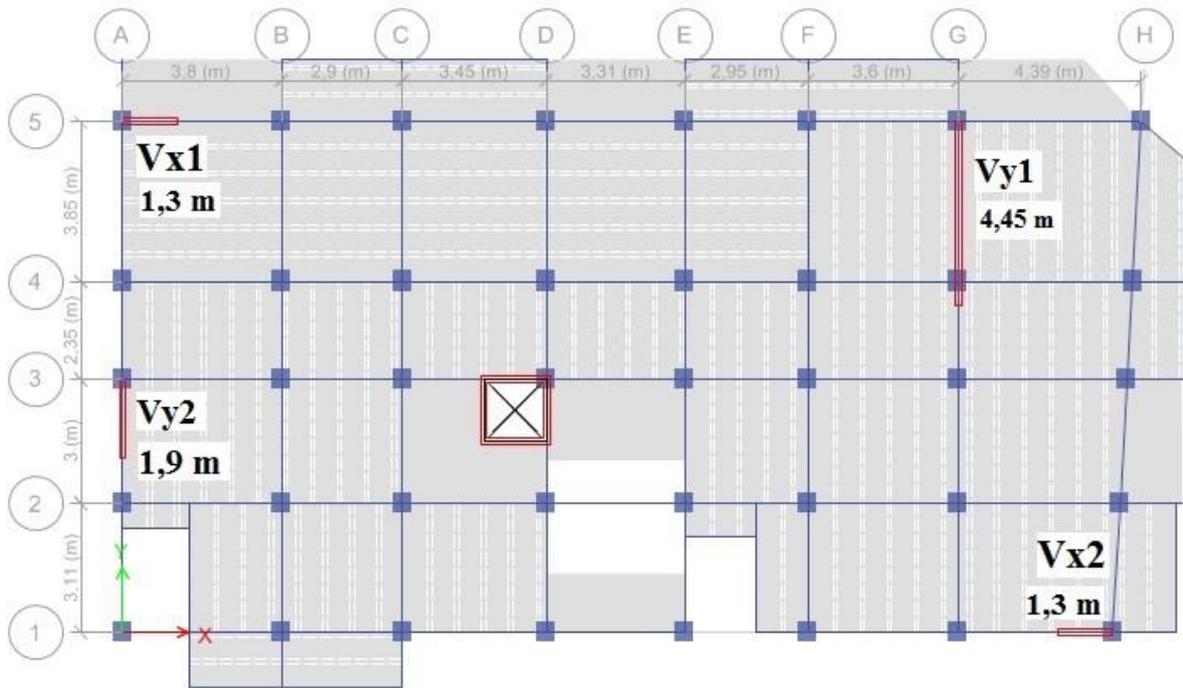


Figure IV.4 Schéma de disposition des voiles.

❖ **Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS 2016 :**

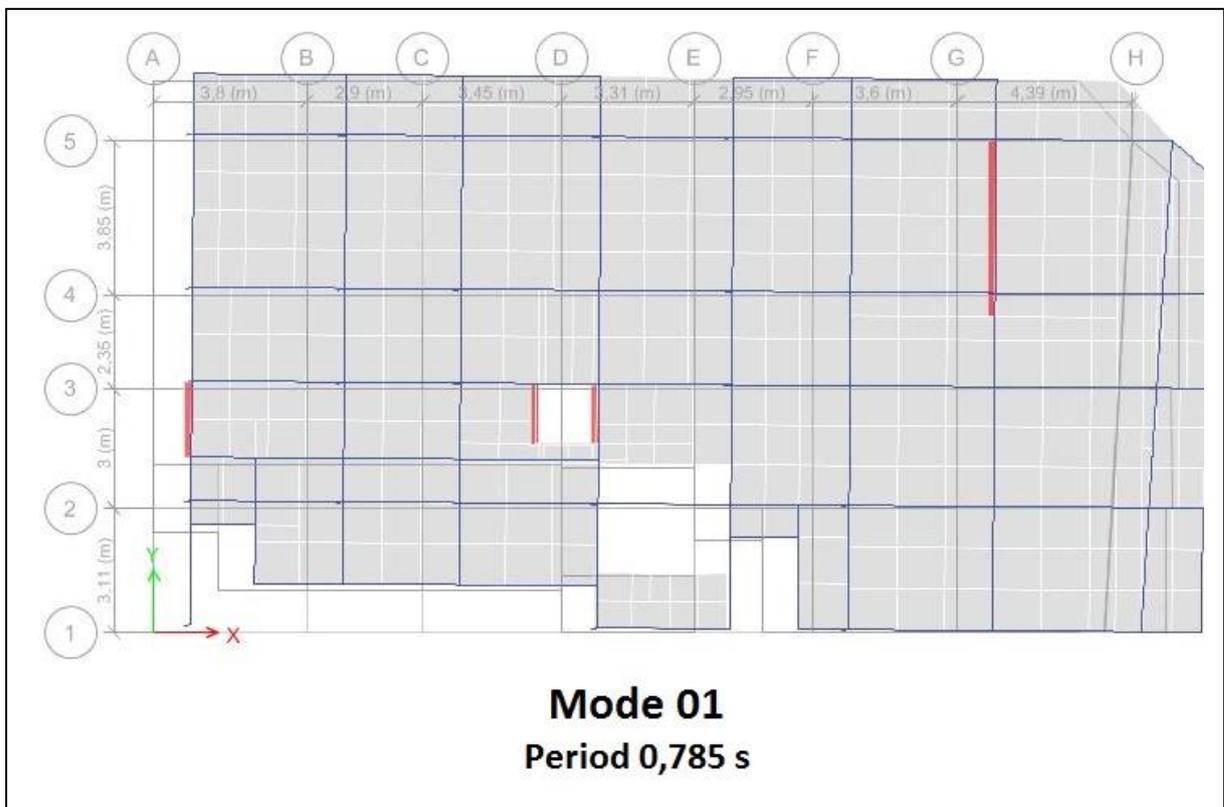


Figure IV.5 1^{ère} mode de déformation (translation suivant x-x)

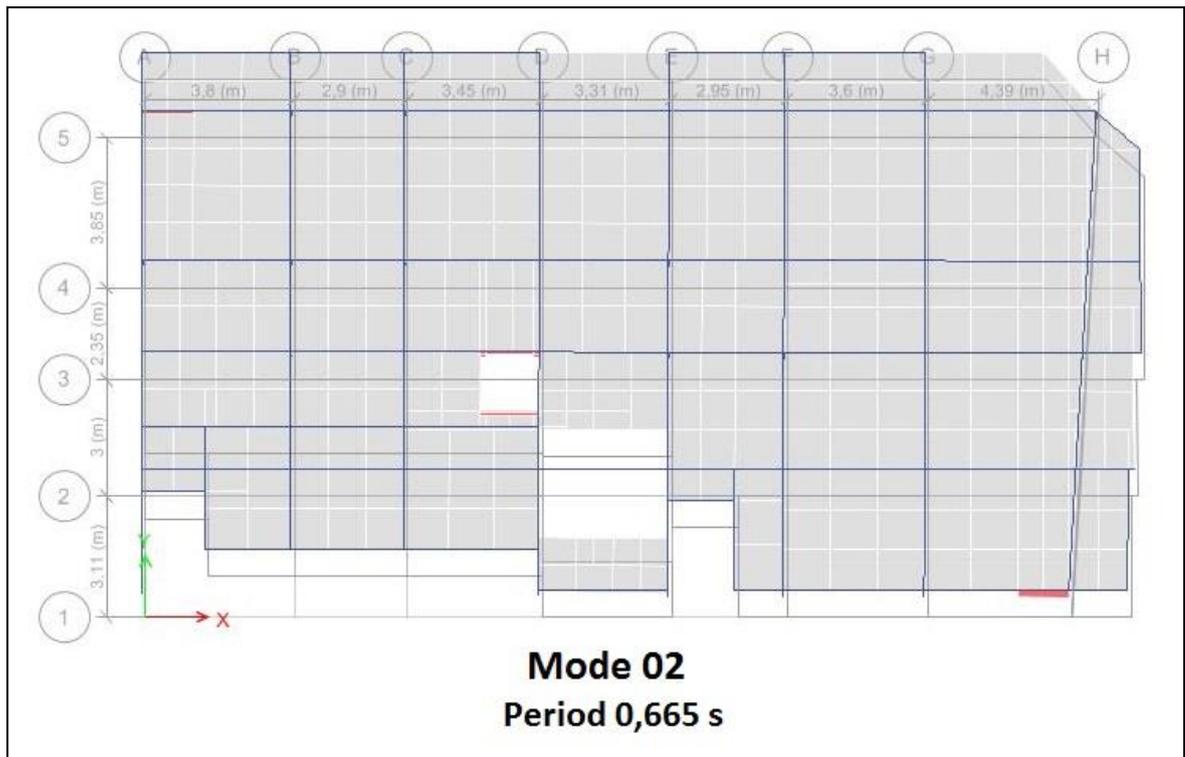


Figure IV.6 2^{ème} mode de déformation (translation suivant y-y)



Figure IV.7 3^{ème} mode de déformation (torsion autour de z-z)

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 suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2 Période de vibration et taux de participation massique.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0,785	0,6482	0,0062	0	0,6482	0,0062	0
Modal	2	0,665	0,0083	0,6218	0	0,6565	0,628	0
Modal	3	0,632	0,0012	0,0166	0	0,6578	0,6446	0
Modal	4	0,305	0,0986	0,0007	0	0,7564	0,6453	0
Modal	5	0,267	0,0172	0,0331	0	0,7736	0,6784	0
Modal	6	0,246	0,001	0,084	0	0,7745	0,7624	0
Modal	7	0,171	0,0378	0,0005	0	0,8123	0,7629	0
Modal	8	0,147	0,0092	0,0027	0	0,8214	0,7656	0
Modal	9	0,14	0,0009	0,0634	0	0,8224	0,829	0
Modal	10	0,11	0,0027	0,0275	0	0,8251	0,8565	0
Modal	11	0,107	0,0058	0,0001	0	0,8309	0,8567	0
Modal	12	0,105	0,0136	0,0019	0	0,8445	0,8585	0
Modal	13	0,092	0,0015	0,005	0	0,846	0,8635	0
Modal	14	0,077	0,0001	0,0012	0	0,8461	0,8647	0
Modal	15	0,074	0,0083	0,0048	0	0,8544	0,8695	0
Modal	16	0,072	0,0041	0,0087	0	0,8585	0,8783	0
Modal	17	0,065	0,0027	0,0439	0	0,8612	0,9221	0
Modal	18	0,064	0,0022	0,0001	0	0,8634	0,9223	0
Modal	19	0,056	0,0065	0,0043	0	0,8699	0,9265	0
Modal	20	0,055	0,0009	0,0329	0	0,8708	0,9594	0
Modal	21	0,054	0,0014	0,0002	0	0,8722	0,9596	0
Modal	22	0,051	0,001	0,0087	0	0,8732	0,9683	0
Modal	23	0,048	1,154E-05	0,0008	0	0,8732	0,9691	0
Modal	24	0,046	0,0059	0,0008	0	0,8791	0,9699	0
Modal	25	0,044	0,0008	0,0004	0	0,8799	0,9702	0
Modal	26	0,043	0,0003	0,0013	0	0,8801	0,9715	0
Modal	27	0,041	0,0033	0,0023	0	0,8834	0,9739	0
Modal	28	0,039	0,001	0,0003	0	0,8844	0,9742	0
Modal	29	0,037	0,0001	0,0001	0	0,8846	0,9742	0
Modal	30	0,037	0,0033	0,0001	0	0,8879	0,9744	0
Modal	31	0,036	0,0007	0,0001	0	0,8886	0,9745	0
Modal	32	0,036	0,0005	4,996E-05	0	0,8891	0,9745	0
Modal	33	0,035	0,0029	0,0021	0	0,892	0,9766	0
Modal	34	0,034	0,0033	0,0006	0	0,8952	0,9771	0
Modal	35	0,032	0,0123	2,936E-06	0	0,9075	0,9771	0

Observation : D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, la condition de le RPA99 art 4.3.4, sur le nombre de mode à retenir est satisfaite à partir de mode 35.

Le nombre élevé de mode s'explique par le fait qu'on modélisé le voile périphérique de l'entresol ce qui a généré des modes dit locaux dans la participation modale reste très faible.

NB : L'excentricité accidentelle additionnelle $\pm 0,05$ est introduite dans le programme de calcul lors de la définition des réponses sismiques EX et EY

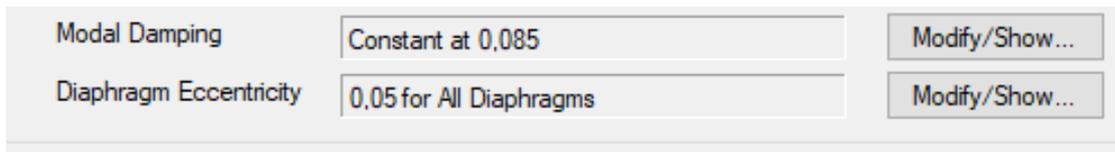


Figure IV.8 Excentricité accidentelle des réponses sismiques

Interprétation des résultats :

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale : $\begin{cases} T_x = 0,783s \\ T_y = 0,664s \end{cases}$
- ✓ Les 1^{er} et 2^{eme} modes sont des modes de translation selon x-x et y-y respectivement
- ✓ Le 3^{eme} mode est un mode de rotation selon z-z.
- ✓ On doit retenir les 32 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% **(selon le RPA99/2003)**.
- ✓ Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS dans le premier mode est inférieur à celle calculées après majoration de 30% **(RPA99 art 4.2.4.4)**

Les périodes majorées de 30% $\rightarrow \begin{cases} T_x = 0,893s \\ T_y = 0,994s \end{cases}$

Tableau IV.3 Vérification de la période fondamentale

Résultats des périodes	Tdyn (s)	Tst (s)	1,3×Tst (s)	Observation
Sens x-x	0,785	0,687	0,893	vérifiée
Sens y-y	0,665	0,765	0,994	vérifiée

IV.4 vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003 :

❖ **Vérification de l'interaction voiles portiques :**

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 suivant :

Tableau IV.4 Vérification de l'interaction sous charges verticales

Etages	Portique (KN)	Voiles(KN)	Portique (%)	Voiles(%)
La base	26433,19	2588,82	91,079	8,92
			Vérifiée	Vérifiée

La condition est satisfaite à la base, donc l'interaction sous charges verticales est vérifiée.

b. Sous charges horizontales :

$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Tableau IV.5 Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon x-x

Etages	Sens x-x				Observation
	voile (KN)	Portique (KN)	P(%)	V(%)	
Entre-sol 01	63,174	60,83	49,05	50,94	Vérifiée
Entre-sol 02	122,84	169,79	58,02	41,97	Vérifiée
RDC	270,88	751,145	73,49	26,5	Vérifiée
1 ^{er} étage	111	982,039	89,84	10,15	Vérifiée
2 ^{ème} étage	97,19	899,51	90,24	9,74	Vérifiée
3 ^{ème} étage	90,19	745,37	89,2	10,79	Vérifiée
4 ^{ème} étage	64,28	728,26	91,88	8,11	Vérifiée
5 ^{ème} étage	81,12	481,12	85,57	14,42	Vérifiée
6 ^{ème} étage	96,17	453,78	82,51	17,48	Vérifiée
7 ^{ème} étage	44,89	207,01	82,17	17,82	Vérifiée
8 ^{ème} étage	18,33	193,58	91,35	8,64	Vérifiée
9 ^{ème} étage	15,35	129,41	89,39	10,6	Vérifiée

Tableau IV.6 Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon y-y

Etages	Sens y-y				Observation
	voile (KN)	Portique (KN)	P(%)	V(%)	
Entre-sol 01	0,118	197,975	99,94	0,059	Vérifiée
Entre-sol 02	140,33	238,42	62,94	37,05	Vérifiée
RDC	110,55	396,7	78,2	21,79	Vérifiée
1 ^{er} étage	52,39	559,52	91,43	8,56	Vérifiée
2 ^{ème} étage	18,9	609,05	96,99	3	Vérifiée
3 ^{ème} étage	21,68	509,58	95,91	4,08	Vérifiée
4 ^{ème} étage	18,06	517,017	96,62	3,37	Vérifiée
5 ^{ème} étage	19,42	342,09	94,62	5,38	Vérifiée
6 ^{ème} étage	38,12	341,49	89,95	10,04	Vérifiée
7 ^{ème} étage	5,81	270,88	97,9	2,09	Vérifiée
8 ^{ème} étage	3,49	200,2	98,28	1,71	Vérifiée
9 ^{ème} étage	4,14	126,71	96,83	3,16	Vérifiée

Interprétation des résultats : Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontal et vertical pour tous les étages.

❖ **Vérification de la résultante des forces sismiques :**

En se référant à l'article **4-3-6 du RPA99/Version2003**, le rapport des forces sismiques à la base obtenue V_{dy} / V_{st} ne doit pas être inférieure à 80%, ces rapports est résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$V_{dyn}/V_{st}>0,8$	Observation
X-X	1430,21	1506,10	0,949	Vérifiée
Y-Y	1520,015	1402,4	1,083	Vérifiée

Interprétation des résultats : La condition des efforts tranchants est vérifiée.

❖ Vérification vis-à-vis des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots\dots\dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

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 RPA99/2003 (art 5.10) Exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage $\rightarrow \Delta_k < 1\% \times h_e$ **Avec:** h_e la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 Vérification des déplacements selon x-x

Niveaux	Sens x-x						Observation
	h_k (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	
9 ^{ème} étage	306	1,628	8,14	7,55	0,59	0,192	Vérifiée
8 ^{ème} étage	306	1,51	7,55	6,85	0,7	0,228	Vérifiée
7 ^{ème} étage	306	1,370	6,85	6,24	0,61	0,199	Vérifiée
6 ^{ème} étage	306	1,248	6,24	5,455	0,785	0,256	Vérifiée
5 ^{ème} étage	306	1,091	5,455	4,55	0,905	0,295	Vérifiée
4 ^{ème} étage	306	0,91	4,55	3,655	0,895	0,292	vérifiée
3 ^{ème} étage	306	0,731	3,655	2,755	0,9	0,294	vérifiée
2 ^{ème} étage	306	0,551	2,755	1,855	0,9	0,294	vérifiée
1 ^{er} étage	306	0,372	1,855	0,98	0,875	0,286	vérifiée
RDC	433	0,196	0,98	0,1	0,88	0,203	vérifiée
Entre-sol 02	306	0,0209	0,1	0,029	0,071	0,023	vérifiée
Entre-sol 01	306	0,0058	0,029	0	0,029	0,0094	vérifiée

Tableau IV.9 Vérification des déplacements selon y-y

Niveaux	Sens y-y						Observation
	h_k (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	
9 ^{ème} étage	306	1,431	7,155	6,975	0,18	0,0588	vérifiée
8 ^{ème} étage	306	1,395	6,975	6,085	0,89	0,29	vérifiée
7 ^{ème} étage	306	1,217	6,085	4,685	1,4	0,457	vérifiée
6 ^{ème} étage	306	0,937	4,685	4,005	0,68	0,222	vérifiée
5 ^{ème} étage	306	0,801	4,005	3,36	0,645	0,21	vérifiée
4 ^{ème} étage	306	0,672	3,36	2,695	0,665	0,217	vérifiée
3 ^{ème} étage	306	0,539	2,695	1,965	0,73	0,238	vérifiée
2 ^{ème} étage	306	0,393	1,965	1,405	0,56	0,183	vérifiée
1 ^{er} étage	306	0,281	1,405	0,84	0,565	0,184	vérifiée
RDC	433	0,168	0,84	0,315	0,525	0,121	vérifiée
Entre-sol 02	306	0,063	0,315	0,137	0,178	0,058	vérifiée
Entre-sol 01	306	0,0275	0,137	0	0,137	0,0447	vérifiée

Interprétation des résultats :

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

Sens (x - x) : $\Delta_{k \max} = 0,75 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 306 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée

Sens (y - y) : $\Delta_{k \max} = 1,7 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 306 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée

❖ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :** RPA99/V2003(Article5.9)

L'effet P-Δ(effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 \quad \text{Formule (5.6)}$$

Tel que :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » avec
$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.10 Vérification à L'effet P- Δ .

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y			Observation
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	
9 ^{ème} étage	306	1121,65	0,59	141,76	0,0152	0,18	165,94	0,00397	Vérifiée
8 ^{ème} étage	306	2644,27	0,7	298,72	0,0202	0,89	331,44	0,0232	Vérifiée
7 ^{ème} étage	306	4104,79	0,61	305,75	0,0267	1,4	477,92	0,0392	Vérifiée
6 ^{ème} étage	306	6774,97	0,785	618,74	0,0280	0,68	688,23	0,0218	Vérifiée
5 ^{ème} étage	306	9774,36	0,905	812,05	0,0355	0,645	897,39	0,0229	Vérifiée
4 ^{ème} étage	306	13162,56	0,895	994,95	0,0386	0,665	1083,87	0,0263	Vérifiée
3 ^{ème} étage	306	16665,75	0,9	1156,027	0,0424	0,73	1243,52	0,032	Vérifiée
2 ^{ème} étage	306	19972,97	0,9	1275,48	0,046	0,56	1357,054	0,0269	Vérifiée
1 ^{er} étage	306	23570,39	0,875	1371,51	0,0491	0,565	1451,31	0,03	Vérifiée
RDC	433	27660,25	0,88	1430,21	0,0393	0,525	1520,015	0,022	Vérifiée
Entre- sol 02	306	22032,55	0,071	965,24	0,0052	0,178	682,69	0,0187	Vérifiée
Entre- sol 01	306	13591,07	0,029	305,75	0,00421	0,137	707,94	0,0086	Vérifiée

Interprétation des résultats : On remarque que les valeurs de θ_k inférieur à 0.1 donc l'effet (P- Δ) n'a pas d'influence sur la structure est peut-être négliger.

❖ **Vérification de l'effort normal réduit :**

Pour éviter le risque de rupture de la section du béton, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : $v = \frac{N_d}{B \times f_{cj}} \leq 0,3$ RPA99/version 2003(Art : 7.4.3.1).

L'effort sera vérifié à ELA :

N_d : désigne l'effort normal de 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

Tableau IV.11 Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	B_r (cm ²)	N_d (KN)	V	Observation
9 ^{ème} étage	30×30	109,12	0,0484	Vérifiée
8 ^{ème} étage	35×30	195,73	0,0745	Vérifiée
7 ^{ème} étage	35×30	287,56	0,109	Vérifiée
6 ^{ème} étage	40×35	394,25	0,112	Vérifiée
5 ^{ème} étage	40×35	525,38	0,1501	Vérifiée
4 ^{ème} étage	45×40	647,13	0,143	Vérifiée
3 ^{ème} étage	45×40	807,89	0,179	Vérifiée
2 ^{ème} étage	50×45	1005,42	0,178	Vérifiée
1 ^{ère} étage	50×45	1206,705	0,214	Vérifiée
RDC	55×50	1782,44	0,259	Vérifiée
Entre-sol 02	55×50	1456,92	0,211	Vérifiée
Entre-sol 01	55×50	1320,64	0,192	Vérifiée

Interprétation des résultats : On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0,3.

Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

IV.5 Conclusion :

La modélisation avec logiciel de calcul ETABS 2016, nous a permis d'avoir un modèle meilleur qui se rapproche du comportement réel de la structure. Ainsi que la vérification à la fois des exigences de RPA pour l'étude sismique d'un contreventement mixte.

Au final nous avons optés le choix des sections suivantes pour notre structure :

Tableau IV.12 Dimensions finales des éléments structuraux.

Niveaux	Entre Sol 01	Entre sol 02	RDC	1 ^{ère} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage
Poteaux (cm ²)	55×50			50×45		45×40		40×35		35×30		30×30
Voiles (cm)	15											
Poutres Principales (cm)	30×40											
Poutres Secondaires (cm)	30×35											

CHAPITRE V

Etude des éléments structuraux

V.1 Introduction :

Les éléments principaux porteurs représentent le système de contreventement du bâtiment (Les portiques et les voiles). Ces éléments sont réalisés en béton armé pour assurer la résistance et la stabilité de la structure face aux sollicitations verticales et horizontales durant et après la phase de construction.

V.2 Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS 2016 dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**. [1]

- ✓ 1.35 G+ 1.5 Q(1)
- ✓ G + Q(2)
- ✓ G + Q ±E(3)
- ✓ 0.8 G ±E(4)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$
3. Moment maximum et effort normal correspondant : $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$

V.2.1 Recommandations du RPA99/2003 :**V.2.1.1 Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1) :**

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % ($b_1 \times h_1$) en zone **Ila**.
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone **Ila**.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (Ila).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure **(V.1)**.

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$l' = 2 \times h$; h_e : La hauteur d'étage.

$b_1; h_1$: Dimensions de la section transversale du poteau.

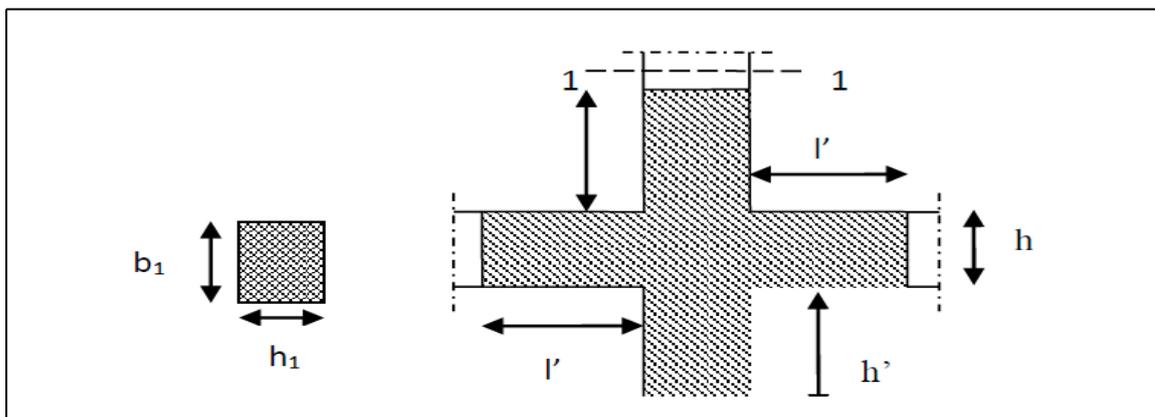


Figure V.1 Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 Armateurs minimaux et maximaux dans les poteaux

Niveau	section du poteau (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²) Zone courante	A_{max} (cm ²) zone de recouvrement
Entre-sol 1&2 et RDC	55×50	22	110	165
Étage 1&2	50×45	18	90	135
Étage 3&4	45×40	14,40	72	108
Étage 5&6	40×35	11,20	56	84
Étage 7&8	35×30	8,40	42	63
Étage 9	30×30	7,20	36	54

V.2.1.2 Armatures transversales : (Article 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente, par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixé comme suit :

- **Dans la zone nodale** : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone **Ila**.
- **Dans la zone courante** : $t' \leq 15\phi_l$. En zone **Ila**.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} \text{ En \% est donnée comme suit : } \begin{cases} A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right); \text{ Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de}$$

déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum .
- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2 Les sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS 2016, sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.2 Les sollicitations dans les poteaux

Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		Vmax
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Entresol 1	-1320,64	-63,43	-154,46	-59,59	357,91	19,52	-175,52
Entresol 2	-1477,7	15,93	93,37	-596,032	118,1	36,46	105,46
RDC	-1782,44	-41,6	-95,76	-470,1	941,49	6,39	72,57
Étage 1	-1206,7	-3,64	72,98	-213,14	473,88	2,8	100,61
Étage 2	-1005,42	-12,91	78,61	-326,95	302,35	2,95	96,26
Étage 3	-840,93	-4,26	68,16	-309,64	160,47	2,41	-72,81
Étage 4	-716,76	-6,56	82,51	-298,96	77,96	1,87	65,48
Étage 5	-594,39	-5,78	61,45	-287,39	27,68	1,69	-50,67
Étage 6	-477,35	-8,33	70,07	-277,97	39,16	7,04	46,82
Étage 7	-359,43	-4,70	58,38	-213,21	26,3	4,77	36,94
Étage 8	-246,63	-7,71	43,23	-128,52	12,96	4,81	29,01
Étage 9	-139,19	-3,42	30,95	-39,65	12,43	16,51	21,04

V.2.3 Calcul de ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Soit à calculer le poteau le plus sollicité de RDC, avec les sollicitations suivantes :

a) $N_{max} = -1782,44$ kn (compression) $\rightarrow M_{cor} = -41,6$ KN.m \rightarrow (ELA)

$f_{c28} = 25$ MPa $f_{bu} = 14,2$ MPa ; $f_{st} = 348$ MPa \Rightarrow combinaison durable.

acier Fe E400 ; $f_{bu} = 18,47$ MPa; $f_{st} = 400$ MPa \Rightarrow combinaison accidentale.

$d = 0,52$ m ; $d' = 0,03$ m.

$e_G = M/N = 0,023$ m

$e_G < h/2 = 0,55/2 = 0,275$ m \Rightarrow le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (A et A').

Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \geq (b)$(I).

$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$

$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 41,6 + 1782,44 \times (0,52 - 0,55/2) = 478,29$ KN.m

$(0,337 \times 0,55 - 0,81 \times 0,03) \times 0,55 \times 0,5 \times 18,47 = 0,82 \geq [1782,44 \times (0,52 - 0,03) - 478,29] \times 10^{-3} = 0,395$ vérifier

Donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{478,29 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,52^2 \times 18,47} = 0,191 \Rightarrow \mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,191}) = 0,268$$

$$\xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1-0,272}{0,272} \right) \Rightarrow \xi_{st} = 9,36 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

On a : $\mu_{bu} = 0,191 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

Calcul de A : $A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,464 \text{ m} \Rightarrow A_1 = \frac{478,29 \times 10^{-3}}{0,464 \times 400} \times 10^4 = 25,77 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 25,77 - \frac{1782,44 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = -18,79 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

⇒ Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira.

b) Mmax = -95,76 KN.m → Ncor = -470,1 KN → ELA

Fst = 400 MPa

$$e_G = M/N = 0,203 \text{ m}$$

$e_G < h/2 = 0,55/2 = 0,275 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur. Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \geq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 95,76 + 470,1 \times (0,52 - 0,55/2) = 210,93 \text{ KN.m.}$$

$$(0,337 \times 0,55 - 0,81 \times 0,03) \times 0,55 \times 0,5 \times 18,47 = 0,82 \geq [470,1 \times (0,52 - 0,03) - 210,93] \times 10^{-3} = 0,019 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0,084 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \alpha = 0,110$$

Calcul de A :

$$z = 0,497 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 10,61 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 10,61 - \frac{470,1 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = -1,14 \text{ cm}^2 \leq 0$$

c) $N_{min}=941,49\text{kn}$

$\rightarrow M_{cor}=6,39\text{KN.M}$

$\rightarrow(\text{ELA})$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6,39}{941,49} = 0,0067 \quad m < \frac{h}{2} = \frac{0,55}{2} = 0,275 \quad m \Rightarrow c \text{ à l'intérieur de la section}$$

Le centre de pression est à l'intérieur. Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \geq (b) \dots \dots \dots (I).$

$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$

$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 6,39 + 941,49 \times (0,52 - 0,55/2) = 237,055 \text{ KN.m}$

$(0,337 \times 0,55 - 0,81 \times 0,03) \times 0,55 \times 0,5 \times 18,47 = 0,82 \geq [941,49 \times (0,52 - 0,03) - 237,055] \times 10^{-3} = 0,224 \dots \dots \dots \text{vérifier}$

Donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$\mu_{bu} = 0,094 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \alpha = 0,124$

Calcul de A :

$z = 0,494\text{m} \Rightarrow A_1 = 11,99\text{cm}^2$

$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 11,99 - \frac{941,49 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = -11,54\text{cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$

\Rightarrow Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira.

$A_{min} (\text{RPA}) = 0,8\% \times b \times h = 22 \text{ cm}^2 > A$

Donc on ferraille avec Amin.

V.2.3.1 Armatures longitudinale :

Le tableau suivant résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.3. Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min RPA} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Entre-sol 1&2 et RDC	55×50	0	22	8HA20=25,13
Étage 1&2	50×45	1,27	18	4HA20+4HA16=20,61
Étage 3&4	45×40	0,32	14,40	8HA16=16,08
Étage 5&6	40×35	0,801	11,20	8HA14=12,32
Étage 7&8	35×30	2,3	8,40	8HA14=12,32
Étage 9	30×30	2,47	7,20	8HA14=12,32

V.2.3.2. Armatures transversales :

On prend comme exemple le poteau (55×50) cm² de l'entre-sol 1 pour le calcul des armatures transversales :

$$L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times (3,06 - 0,40) = 1,862\text{m.} \quad \text{On fixe } St = 12\text{cm}$$

$$\lambda_g = L_f/b = 1,862/0,5 = 3,724 > 3 \rightarrow 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow A_{t \min} = [(0,8\% t b_1) + (0,3\% t b_1)]/2 = 4,125\text{cm}^2$$

$$Lr \geq 40 \Phi_l^{\max} = 80\text{cm}$$

$$\rho_a = 3,75 \longrightarrow A^t = \frac{3,75 \times 175,52 \times 10^{-3}}{0,55 \times 400} \times 0,15 \times 10^4 = 4,48\text{cm}^2$$

On opte pour : 6HA10 = 4,71 cm² ; soit 2cadre Φ_{10} + 1 étriers Φ_{10}

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.4 Calcul des armatures transversales pour les poteaux.

Section (cm ²)	Φ_l^{\min} (cm)	Φ_l^{\max} (cm)	Vd (KN)	lr (cm)	t zone nodale	t zone courante	λ_g	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{t^{adop}} (cm ²)	barres
55×50	2	2	175,52	80	10	15	3,7 24	4,48	4,125	4,71	6HA10
50×45	1,6	2	100,61	80	10	15	4,1 3	2,83	3,71	4,71	6HA10
45×40	1,6	1,6	72,81	64	10	15	4,6 55	2,27	3,3	4,71	6HA10
40×35	1,4	1,4	50,67	56	10	15	5,3 2	1,18	1,57	4,71	4HA10
35×30	1,4	1,4	36,94	56	10	15	6,2	0,99	1,35	3,02	6HA8
30×30	1,4	1,4	21,04	56	10	15	6,2	0,66	1,35	3,02	6HA8

IV.2.4. Vérifications nécessaire :

IV.2.4.1. Vérification au flambement :

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. [3]

On doit vérifier que :

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

As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élançement mécanique est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 3.46 \times l_f / b \text{ pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f \text{ pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 1782,44 \text{ kn}$$

$$l_f = 1,862 \text{ m}$$

$$I = \frac{0,5 \times 0,55^3}{12} = 6,93 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{6,93 \times 10^{-3}}{0,275}} = 0,158 \text{ m} \quad \text{Ce qui donne : } \lambda = 1,862 / 0,158 = 11,73 < 50$$

$$\text{donc } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} = 0,831$$

$$Br = (0,55 - 0,02) \times (0,5 - 0,02) = 0,264 \text{ m}^2.$$

$$N_d \leq N_u = 0,831 \left[\frac{0,264 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{25,13 \times 10^{-4} \times 400}{1,15} \right] = 4,79 \text{ MN.}$$

$$N_d = 1,78244 \text{ MN} < N_u = 4,79 \text{ MN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Le tableau ci-après résume les résultats de vérifications de flambement pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau IV.5 Vérifications du flambement des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	I_f (m)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Observation
Entre-sol 1&2	55×50	3,06	1,862	11,73	0,831	25,13	0,264	4,79	1,477	vérifiée
RDC	55×50	4,33	2,75	17,41	0,809	25,13	0,264	4,51	1,782	vérifiée
Étage 1&2	50×45	3,06	1,862	12,9	0,829	20,61	0,225	3,75	1,206	vérifiée
Étage 3&4	45×40	3,06	1,862	14,43	0,822	16,08	0,18	2,94	0,840	vérifiée
Étage 5&6	40×35	3,06	1,862	16,19	0,815	12,32	0,14	2,23	0,594	vérifiée
Étage 7&8	35×30	3,06	1,862	18,43	0,805	9,24	0,105	1,63	0,359	vérifiée
Étage 9	30×30	3,06	1,862	21,5	0,790	9,24	0,09	1,4	0,139	vérifiée

IV.2.4.2 Vérifications des contraintes :

Comme la fissuration est 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 :

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{11,84}{1073,42} = 0,011 \text{ m} < \frac{h}{6} = \frac{0,55}{6} = 0,091 \text{ m} \Rightarrow c \text{ à l'intérieur de la section}$$

N_{ser} (compression) et c à l'intérieur de la section.

Pour le cas SEC :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots \dots \dots \text{ fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots \dots \dots \text{ fibre inférieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

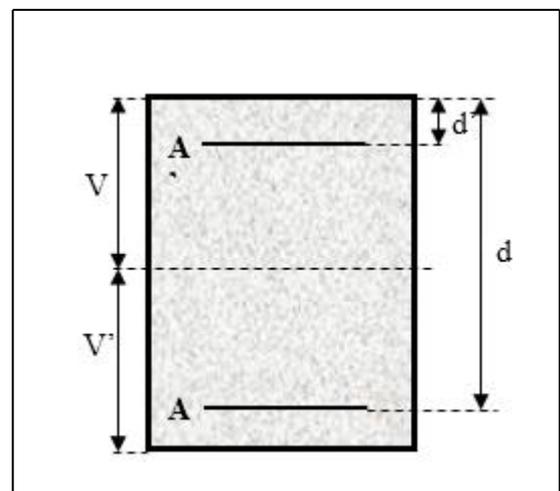


Figure V.2 Section du poteau

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.6 Vérifications de la contrainte dans le béton pour poteaux.

Niveau	Entre-sol 1&2 et RDC	Étage 1&2	Étage 3&4	Étage 5&6	Étage 7&8	Étage 9
Section (cm ²)	55×50	50×45	45×40	40×35	35×30	30×30
d (cm)	52	47	42	37	32	27
A' (cm ²)	0	0	0	0	0	0
A (cm ²)	25,13	20,61	16,08	12,32	9,24	9,24
S (m ²)	0,312	0,255	0,204	0,158	0,118	0,104
V (cm)	30,5	27,7	24,8	22,04	19,33	16,57
V' (cm)	24,5	22,3	20,2	17,96	15,67	13,43
I _{yy} ' (cm ⁴) × 10 ⁵	8,92	5,48	4,23	2,33	1,33	0,85
N ^{ser} (KN)	1073,42	835,87	613,58	433,72	262,38	102,11
M ^{ser} (KN.m)	11,84	6,81	3,12	4,21	3,42	2,5
Type de section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
M ^{serG} (KN.m)	44,04	29,37	17,23	13,05	8,22	4,10
σ _{bc1} (MPa)	4,94	4,76	4,017	3,98	3,41	1,78
σ _{bc2} (MPa)	2,23	2,08	2,18	1,74	1,254	0,33
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée

V.2.4.3 Vérifications aux sollicitations tangentes :

D'après le **RPA99** version 2003 **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 : [1]

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec:}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} \quad ; \quad \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λg	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Entre-sol 1&2	55×50	1,862	3,724	0,04	52	175,52	0,675	1	vérifiée
RDC	55×50	2,75	4,13	0,04	52	72,57	0,279	1	vérifiée
Étage 1&2	50×45	1,862	4,655	0,04	47	100,61	0,475	1	vérifiée
Étage 3&4	45×40	1,862	5,32	0,075	42	72,81	0,433	1,875	vérifiée
Étage 5&6	40×35	1,862	6,2	0,075	37	50,67	0,391	1,875	vérifiée
Étage 7&8	35×30	1,862	6,2	0,075	32	36,94	0,384	1,875	vérifiée
Étage 9	30×30	1,862	3,724	0,075	27	21,04	0,259	1,875	vérifiée

➤ **Disposition constructives :**

• **Longueur des crochets des armatures transversales :**

$$L = 10 \times \Phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm.}$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r \geq 40 \Phi_l^{\max} = 80 \text{ cm.}$$

$$\Phi_l = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \quad \text{on adopte :} \quad L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\Phi_l = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \quad \text{on adopte :} \quad L_r = 64 \text{ cm}$$

$$\Phi_l = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \quad \text{on adopte :} \quad L_r = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi_l = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \quad \text{on adopte :} \quad L_r = 48 \text{ cm}$$

➤ **Détermination de la zone nodale :**

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zones nodales (zones critiques). La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

➤ Schéma de ferrailage :

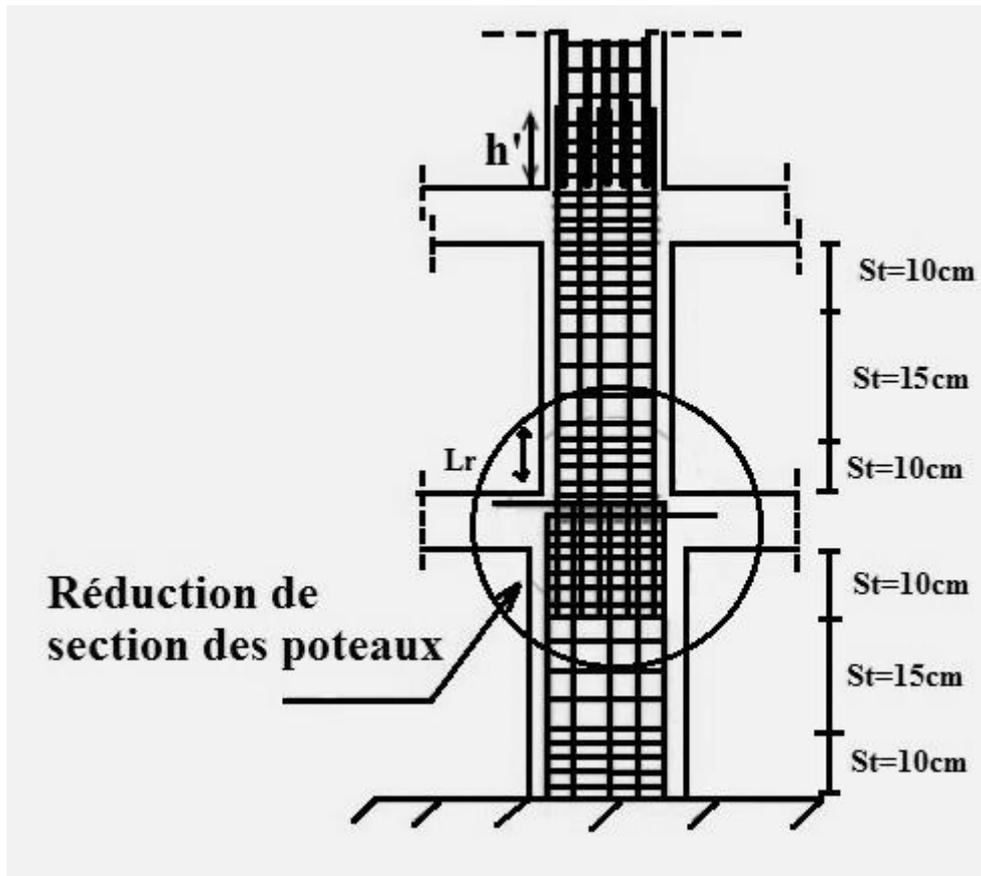


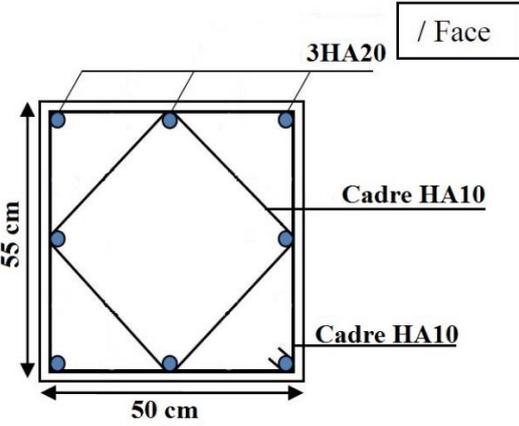
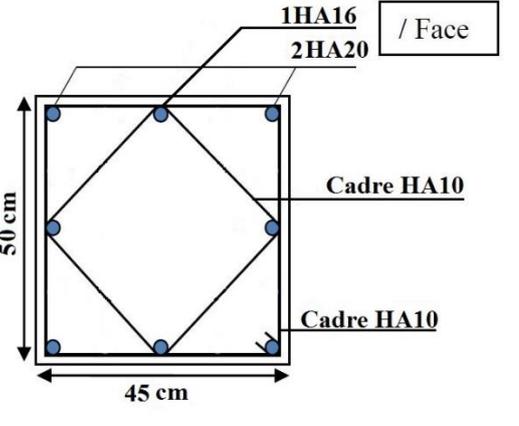
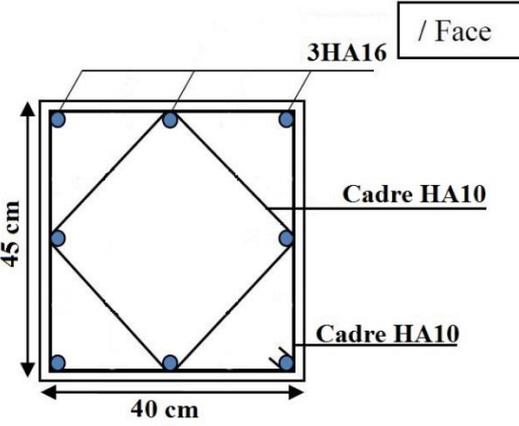
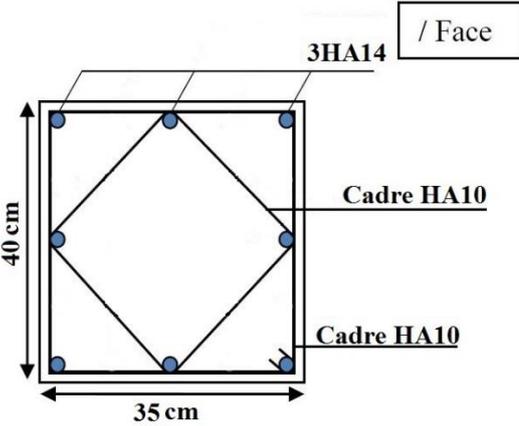
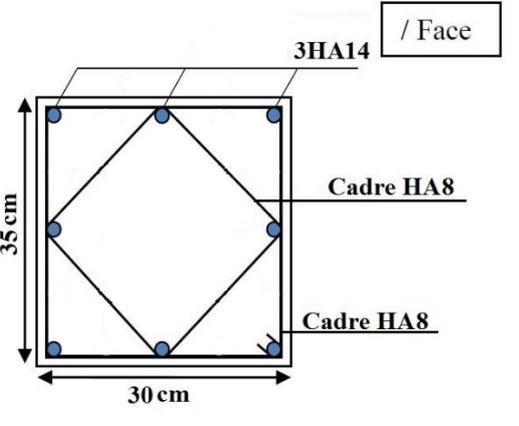
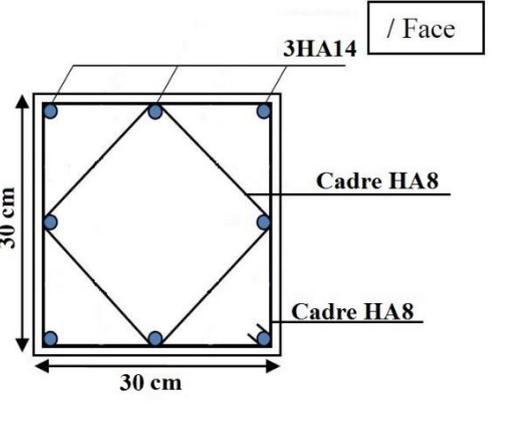
Figure V.3 ferrailage des sections des poteaux

Avec :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right) = 60\text{cm} \text{ pour tous les niveaux.}$$

$$L' = 2 \times h' = 120 \text{ cm pour tous les niveaux.}$$

Tableau V.8 Schémas de ferrailage des poteaux

ENTRE-SOL 1&2 ET RDC	ÉTAGE 1&2
 <p>55 cm</p> <p>50 cm</p> <p>3HA20 / Face</p> <p>Cadre HA10</p> <p>Cadre HA10</p>	 <p>50 cm</p> <p>45 cm</p> <p>1HA16 / Face</p> <p>2HA20</p> <p>Cadre HA10</p> <p>Cadre HA10</p>
ÉTAGE 3&4	ÉTAGE 5&6
 <p>45 cm</p> <p>40 cm</p> <p>3HA16 / Face</p> <p>Cadre HA10</p> <p>Cadre HA10</p>	 <p>40 cm</p> <p>35 cm</p> <p>3HA14 / Face</p> <p>Cadre HA10</p> <p>Cadre HA10</p>
ÉTAGE 7&8	ÉTAGE 9
 <p>35 cm</p> <p>30 cm</p> <p>3HA14 / Face</p> <p>Cadre HA8</p> <p>Cadre HA8</p>	 <p>30 cm</p> <p>30 cm</p> <p>3HA14 / Face</p> <p>Cadre HA8</p> <p>Cadre HA8</p>

V.3 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 qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL91/99**. [1] [3]

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ETABS 2016 combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 /2003** suivantes :

- ✓ 1.35 G+ 1.5 Q(1)
- ✓ G + Q(2) **RPA99/ 2003 (article 5.2)**
- ✓ G + Q ±E(3)
- ✓ 0.8 G ±E(4)
- ✓

V.3.1 Recommandation du RPA99 :**V.3.1.1 Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1) :**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section. $A_t = 0,5\% \times b \times h$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone **Ila**.

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

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure, 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 (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- 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 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

V.3.1.2 Armateurs minimales et maximales dans les poutres :

Tableau V.9 Armateurs minimales et maximales dans les poutres

Type de poutre	section du poteau (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{max}(cm^2)$ Zone courante	$A_{max}(cm^2)$ zone de recouvrement
Principale	30×40	6	48	72
secondaire	30×35	5,25	42	63

V.3.1.3 Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

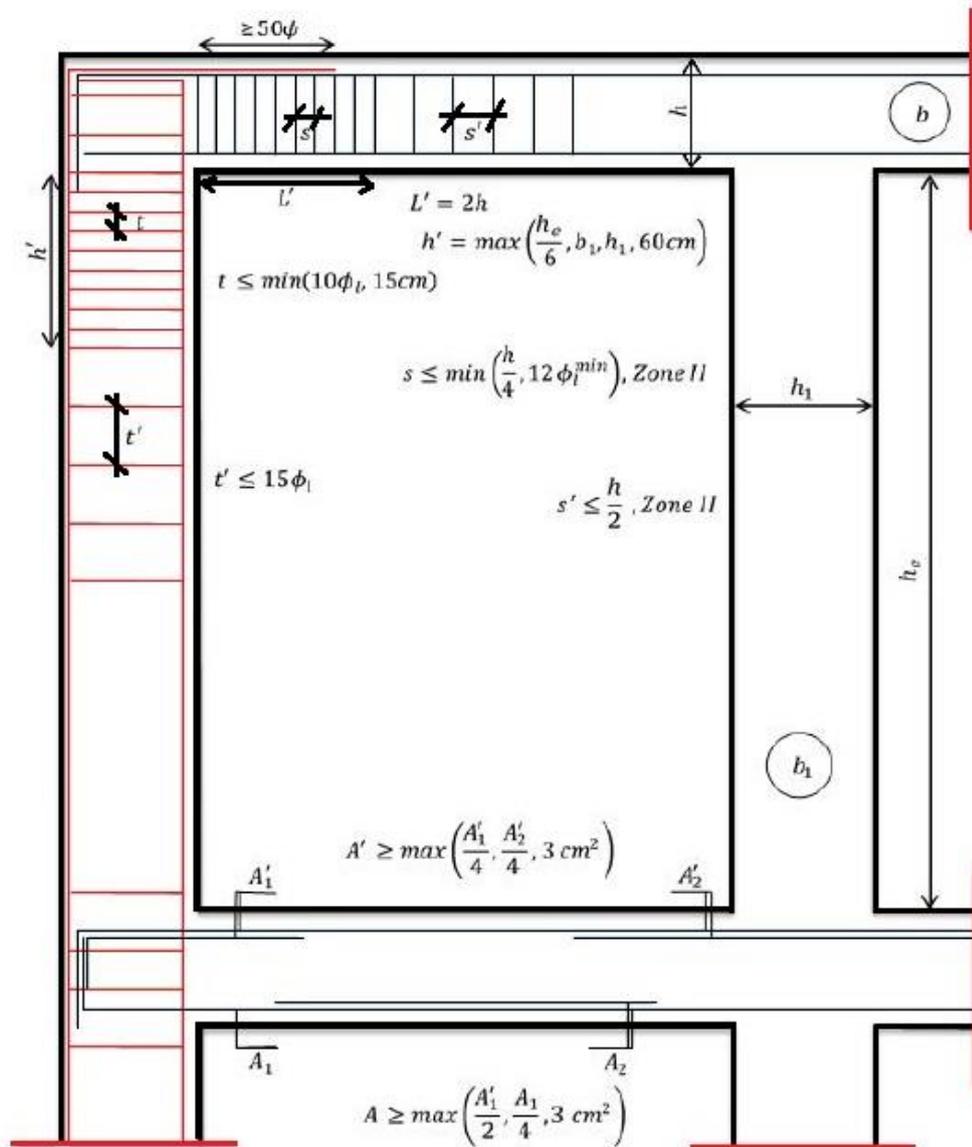
St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\Phi_l)$ en zone nodale.
- $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_l 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.

V.3.1.4 Dispositions constructives des portiques : (RPA 99/2003)



Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale



2U superposé (avec alternation dans l'orientation)

Figure V.4 Dispositions constructive des portiques

V.3.2 Recommandation de BAEL 91/99 :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V.3.3 Les sollicitations dans les poutres :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS 2016, sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.10 Les sollicitations dans les poutres

Niveau	Poutres principales			Poutres secondaires		
	Mtravée (KN.m)	Mappui (KN.m)	V(KN)	Mtravée (KN.m)	Mappui (KN.m)	V(KN)
Entresol1&2, RDC	66,019	-73,44	-86,75	74,53	-74,07	-133,24
Étages courants	65,011	-76,88	-78,039	73,16	-99,48	-95,32
Terrasse inaccessible	30,34	-61,48	59,48	32,21	-42,29	59,13

V.3.4 Calcul du ferrailage :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre secondaire (30×35) la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes :

$$M_t = 73,16 \text{ KN.m} ; \quad M_a = -99,48 \text{ KN.m}$$

- **Armatures en appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; \quad Z = d(1 - 0,4\alpha) ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0,09948}{0,3 \times 0,32^2 \times 18,47} = 0,175 ;$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,175}) = 0,242 ;$$

$$Z = 0,37(1 - 0,4 \times 0,242) = 0,289 ;$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z \cdot f_{st}} = \frac{0,09948}{0,289 \times 400} = 8,6 \text{ cm}^2$$

- **Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; \quad Z = d(1 - 0,4\alpha) ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0,07316}{0,3 \times 0,32^2 \times 18,47} = 0,129$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,129}) = 0,173$$

$$Z = 0,32(1 - 0,4 \times 0,173) = 0,297$$

$$A_t = \frac{Mt}{Z \cdot f_{st}} = \frac{0,07316}{0,297 \times 400} = 6,14 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

Tableau V.11 choix d'armatures des poutres principales et secondaires.

Niveau	Type de poutre	Section (cm ²)	Localisation	Vu	A calcul (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Entresol 1&2 et RDC	Poutre principale	40x30	Appui	-86,75	5,22	6	6,16	4HA14
			Travée		4,67		6,16	4HA14
	Poutre secondaire	35x30	Appui	-133,24	6,22	5,25	6,79	6HA12
			Travée		6,26		6,79	6HA12
Étages courants	Poutre principale	40x30	Appui	-78,039	5,48	6	6,16	4HA14
			Travée		4,59		6,16	4HA14
	Poutre secondaire	35x30	Appui	-95,32	8,6	5,25	9,24	6HA14
			Travée		6,1		6,16	4HA14
Terrasse	Poutre principale	40x30	Appui	59,48	4,33	6	6,16	4HA14
			Travée		2,09		6,16	4HA14
	Poutre secondaire	35x30	Appuis	59,13	3,47	5,25	6,16	4HA14
			Travée		2,59		6,16	4HA14

➤ **Vérification des armatures selon le RPA 99 :**

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

Poutres principales :

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

Poutres secondaires :

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

- **Les longueurs de recouvrement :**

$\Phi_l = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

on adopte : $L_r = 56 \text{ cm}$

$\Phi_l = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

on adopte : $L_r = 48 \text{ cm}$

• **Les armatures transversales :**

✓ **Calcul de Φ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = 1,14 \text{ cm.} \quad \text{pour les poutres principales.}$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = 1 \text{ cm.} \quad \text{pour les poutres secondaires.}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ Donc on opte pour :

$A_t = 4 \text{ HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ pour les poutres secondaires.

$A_t = 4 \text{ HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ pour les poutres principales.

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA8 pour les poutres secondaires.

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA10 pour les poutres principales.

✓ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

1. $S_t < \min(S_{t1}, S_{t2} \text{ et } S_{t3})$:

On prend le cas le plus défavorable (poutres principales EC) avec :

1) $S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33,3 \text{ cm.}$

2) $S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 35,73 \text{ cm.}$

3) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm.}$

2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$

$S_t \leq \min(10; 19,2) = 10 \text{ cm, Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm, Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$

✓ **Vérification des sections d'armatures transversales :**

Poutres secondaires :

$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times h = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{ cm}^2$

$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Poutres principales :

$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times h = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2$

$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,8 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

➤ **Vérifications nécessaires :**

- **Vérification à l'ELU : BAEL91 (Art F.IV.2)**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,34 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,15 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

✓ **Contrainte tangentielle maximale : BAEL91 (Art H.III.2) [3]**

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

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ / *Tel que* : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 Vérifications des contraintes tangentielles.

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	86,75	0,78	3.33	Vérifiée
Secondaires	133,24	1,38	3.33	Vérifiée

→Donc pas de risque de cisaillements

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement : BAEL91 (Art H.IV.2)**

Appuis de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$

Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2)$ $\gamma_s = 1,15$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.13 Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_l (cm ²)	Vu (KN)	Ma(KN.m)	A_1^{rive} (cm ²)	A_1^{int} (cm ²)	Observation
Principales	6,16	86,75	-76,88	2,21	-4,14	Vérifiée
Secondaires	9,24	133,24	-99,48	2,86	-6,1	Vérifiée

→Donc pas de risque de cisaillement pour les armatures longitudinales.

- **Vérifications ELS : BAEL91 (Art E.III.1) [3] :**

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15y(A_s + A_s') - 15(dA_s + d'A_s') = 0; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y; \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.14 Vérifications de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	-38,33	74980,65	12,32	6,297	15	vérifiée
	Travées	25,075	74980,65	12,32	4,12	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	-31,13	71959,34	13,18	5,70	15	vérifiée
	Travées	34,26	57981,53	11,73	6,93	15	vérifiée

✓ **Etat limite de déformation :**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si : [3] [2]

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V.15 Vérification de la flèche pour les poutres.

poutres	h _t cm	b (cm)	L (m)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	4,39	6,16	0,09	0,075	0,005	0,01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	3,86	9,24	0,09	0,075	0,09	0,01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc la flèche est vérifiée.

V.3.5 Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

V.3.5.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ des dimensions de la section du béton
- ✓ de la quantité d'armatures dans la section.
- ✓ de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad ; \quad \text{Avec : } Z=0,9 \times h$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

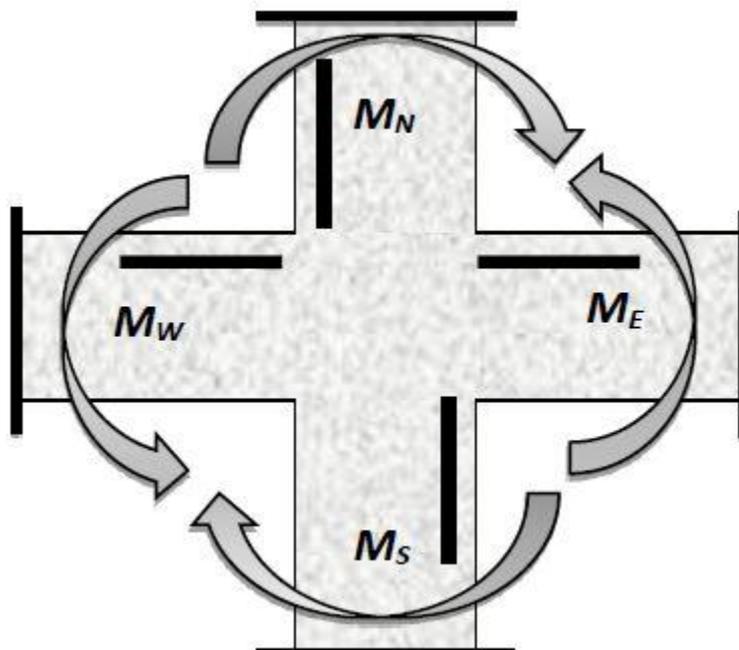


Figure V.5 Les moments résistants dans la zone nodale.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.16 Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	MR (KN.m)
Entre-sol 1&2 et RDC	55×50	49,5	25,13	432,88
Étage 1&2	50×45	45	20,61	322,75
Étage 3&4	45×40	40,5	16,08	226,63
Étage 5&6	40×35	36	12,32	154,34
Étage 7&8	35×30	31,5	12,32	135,05
Étage 9	30×30	27	12,32	115,75

Remarque : Pour le calcul de M_N on prend en considération les barres d'attente car la rotule plastique est toujours proche de l'appui, et pour le calcul de M_S on prend seulement les armatures sur une seule face (A/3).

V.3.5.2 Déterminations des moments résistants dans les poutres :

M_W et M_E sont les moments (en KN) calculés en fonction des aciers adoptés en appuis à gauche et à droite du nœud (face tendue de la poutre au niveau du nœud).

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau de vérification des zones nodales. On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central :

Tableau V.17 Les moments résistant dans les poutres.

Niveaux	Local	H (m)	Z (m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	MR (KN.m)
Entresol1&2 Et RDC	Poutres P	0,40	0,36	6,16	348	77,17
	Poutres S	0,35	0,315	6,79	348	74,43
Étage courant	Poutres P	0,40	0,36	6,16	348	77,17
	Poutres S	0,35	0,315	9,24	348	101,28
Terrasse	Poutres P	0,40	0,36	6,16	348	77,17
	Poutres S	0,35	0,315	6,16	348	67,52

Tableau V.18 Vérifications de la zone nodale des poutres principales

Niveau	Poutres principales						Observation
	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	
Entre-sol 1	432,88	432,88	865,76	77,17	77,17	192,925	vérifiée
Entre-sol 2	432,88	432,88	865,76	77,17	77,17	192,925	vérifiée
RDC	432,88	432,88	865,76	77,17	77,17	192,925	vérifiée
Étage 1	322,75	322,75	645,5	77,17	77,17	192,925	vérifiée
Étage 2	322,75	322,75	645,5	77,17	77,17	192,925	vérifiée
Étage 3	226,63	226,63	453,26	77,17	77,17	192,925	vérifiée
Étage 4	226,63	226,63	453,26	77,17	77,17	192,925	vérifiée
Étage 5	154,34	154,34	308,68	77,17	77,17	192,925	vérifiée
Étage 6	154,34	154,34	308,68	77,17	77,17	192,925	vérifiée
Étage 7	135,05	135,05	270,1	77,17	77,17	192,925	vérifiée
Étage 8	135,05	135,05	270,1	77,17	77,17	192,925	vérifiée
Étage 9	115,75	115,75	231,5	77,17	77,17	192,925	vérifiée

Tableau V.19 Vérifications de la zone nodale des poutres secondaires

Niveau	Poutres secondaires						Observation
	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	
Entre-sol 1	432,88	432,88	865,76	74,43	74,43	186,075	vérifiée
Entre-sol 2	432,88	432,88	865,76	74,43	74,43	186,075	vérifiée
RDC	432,88	432,88	865,76	74,43	74,43	186,075	vérifiée
Étage 1	322,75	322,75	645,5	101,28	101,28	253,2	vérifiée
Étage 2	322,75	322,75	645,5	101,28	101,28	253,2	vérifiée
Étage 3	226,63	226,63	453,26	101,28	101,28	253,2	vérifiée
Étage 4	226,63	226,63	453,26	101,28	101,28	253,2	vérifiée
Étage 5	154,34	154,34	308,68	101,28	101,28	253,2	vérifiée
Étage 6	154,34	154,34	308,68	101,28	101,28	253,2	vérifiée
Étage 7	135,05	135,05	270,1	101,28	101,28	253,2	vérifiée
Étage 8	135,05	135,05	270,1	101,28	101,28	253,2	vérifiée
Étage 9	115,75	115,75	231,5	67,52	67,52	168,8	vérifiée

Commentaire : les vérifications de zone nodale sont vérifiées dans tous les niveaux.

V.3.6 Schéma de ferrailage des poutres :

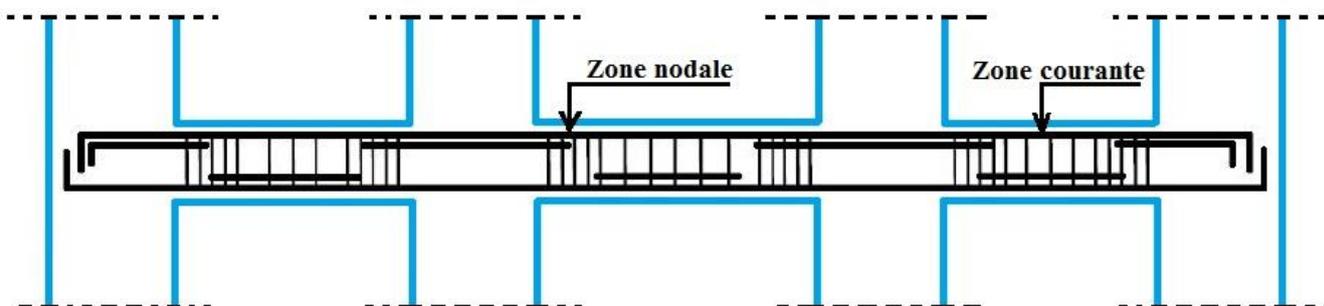


Figure V.6 dispositions constructives des poutres.

Tableau V.20 Schémas de ferrailage des poutres dans l'entresol 1&2 et RDC

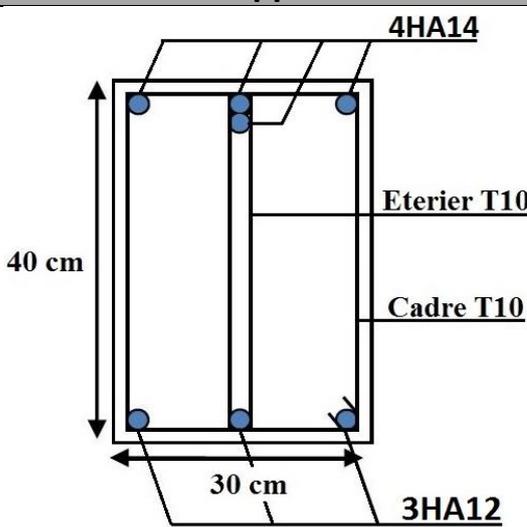
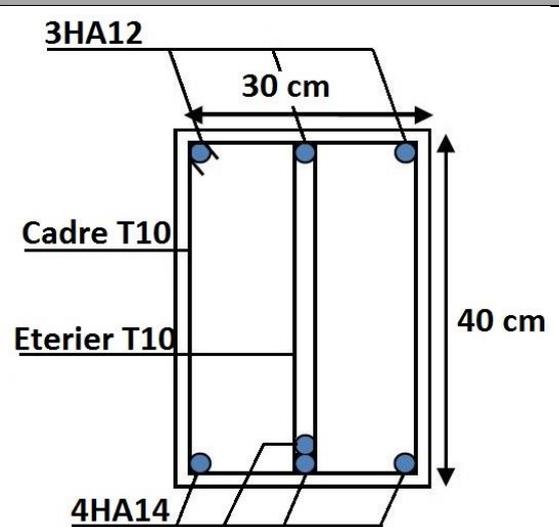
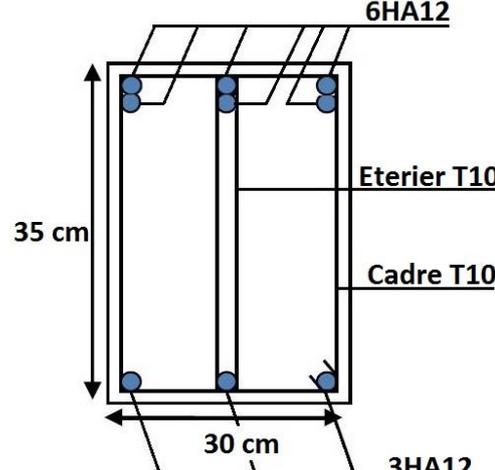
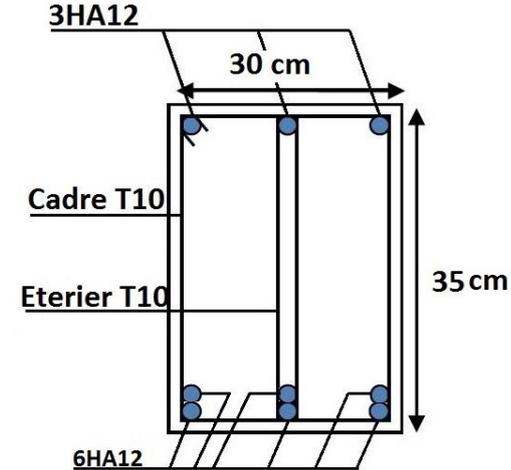
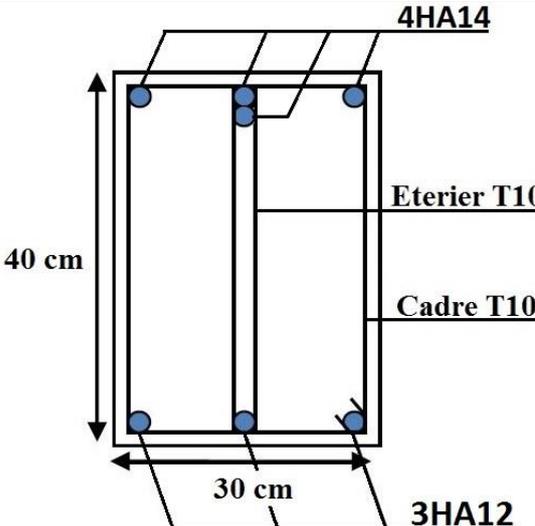
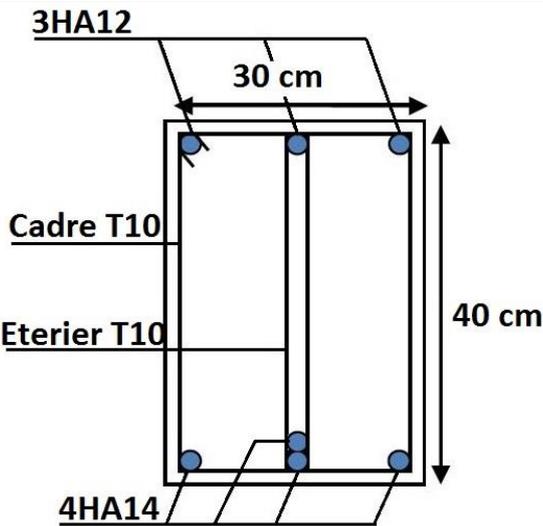
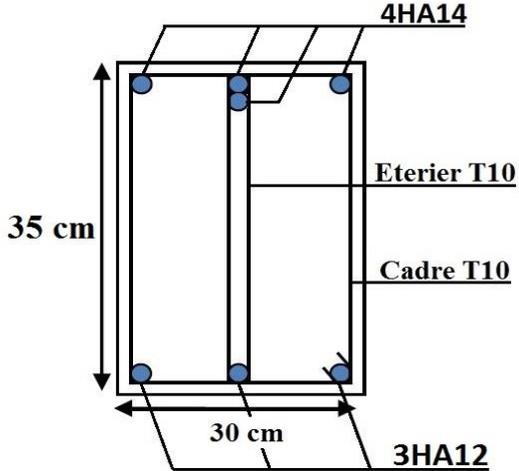
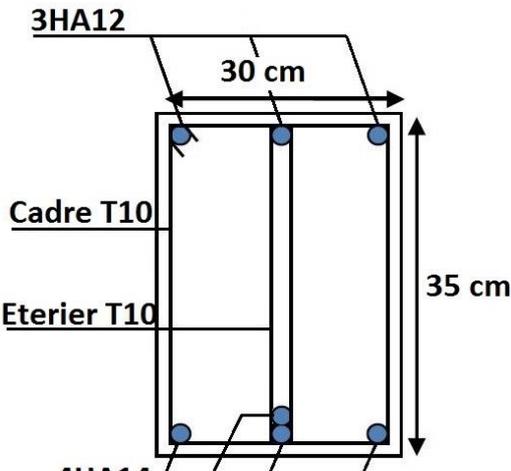
		Entresol1&2, RDC		
		Appui	Travée	
Poutres principales				
				

Tableau V.21 Schémas de ferrailage des poutres dans l'étage courant

Etage courant		
	Appui	Travée
Poutres principales	<p>4HA14 Eterier T10 Cadre T10 30 cm 3HA12 40 cm</p>	<p>3HA12 30 cm Cadre T10 Eterier T10 40 cm 4HA14</p>
Poutres secondaires	<p>6HA14 Eterier T10 Cadre T10 30 cm 3HA12 35 cm</p>	<p>3HA12 30 cm Cadre T10 Eterier T10 35 cm 4HA14</p>

Tableau V.22 Schémas de ferrailage des poutres dans la terrasse

Terrasse		
	Appui	Travée
Poutres principales		
Poutres secondaires		

V.4 Étude des voiles :**V.4.1 Introduction :**

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- ✓ 1.35 G+ 1.5 Q(1)
- ✓ G + Q(2)
- ✓ G + Q±E(3)
- ✓ 0.8 G ±E(4)

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\left\{ \begin{array}{l} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{array} \right.$$

V.4.2 Recommandation du RPA99 version 2003 :**➤ Armatures verticales :**

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton , $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue, e : épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

➤ **Armatures Horizontal :**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

➤ **Armatures Transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

➤ **Règles communes : [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]**

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser l/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Sollicitations dans les voiles :

Tableau V.23 Sollicitations maximales dans le voile V_{y1} // à Y-Y

Voile V_{y1} avec L = 4,45 m							
Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N(KN)	M (KN. m)	M (KN. m)	N(KN)	N(KN)	M(KN. m)	
Entre-sol 2, RDC Et 1 ^{ere} Etage	-1998,72	-208,11	-4342,09	-1614,84	-666,074	2144,93	-940,72
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , Etage	-1389,22	-151,86	-1427,34	-1243,44	-361,48	755,71	-435,55
4 ^{eme} , 5 ^{eme} , Etage	-821,91	-186,13	-726,19	-759,58	-117,42	181,97	321,58

Tableau V.24 Sollicitations maximales dans le voile V_{y2} // à Y-Y

Voile V_{y2} avec L = 1,9 m							
Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N(KN)	M (KN. m)	M (KN. m)	N(KN)	N(KN)	M(KN. m)	
Entre-sol 1 entre-sol 2, RDC	-758,43	-969,32	-1107,43	-695,72	-267,71	-184,42	-529,015
1 ^{ere} , 2 ^{eme} , Etage	-350,82	-23,46	162,58	-187,4	-96,29	108,6	-139,97
3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} Etage	-255,56	15,71	-155,22	-104,17	2,76	146,31	-81,76

Tableau V.25 Sollicitations maximales dans le voile V_{x2} // à X-X

Voile V_{x2} avec L = 1,3 m							
Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N(KN)	M (KN. m)	M (KN. m)	N(KN)	N(KN)	M (KN. m)	
Entre-sol 2, RDC Et 1 ^{ere} Etage	-647,79	-99,37	522,66	-318,24	-162,85	68,13	258,96
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} , Etage	-516,58	9,6	104,015	-272,45	-126,028	88,78	62,5
6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme} , Etage	-280,52	8,18	155,28	-117,39	-23,42	69,83	91,79

Tableau V.26 Sollicitations maximales dans le voile V_{x1} // à X-X

Voile V_{x1} avec L = 1,3 m							
Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N(KN)	M (KN. m)	M (KN. m)	N(KN)	N(KN)	M (KN. m)	
Entre-sol 2, RDC Et 1 ^{ere} Etage	-602,66	-923,13	-923,13	-602,66	-34,07	742,28	-359,32
2 ^{eme} , 3 ^{eme} Etage	-364,65	-41,42	-124,08	-315,31	-89,1	74,53	-77,04
4 ^{eme} , 5 ^{eme} , 6 ^{eme} Etage	-251,042	-21,53	-83,73	-189,46	-10,35	43,09	-60,3

V.4.3 Exemple de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.27 Sollicitations maximales dans le voile V_{y1} // à Y-Y

$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
N (KN)	M (KN. m)	M (KN. m)	N (KN)	N (KN)	M (KN. m)	
-1998,72	-208,11	-4342,09	-1614,84	-666,074	2144,93	-940,72

V.4.4 Ferrillages :

- **Calcul du ferrillage :**
- **A)-Sous N_{max} et M_{cor} :**

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 4,45 \text{ m}, d = 4,4 \text{ m}, e = 0.15m.$$

$$N_{max} = -1998,72 \text{ KN}, \quad M_{cor} = -208,11 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{208,11}{1998,72} \times 100 = 10,41 \text{ cm} < \frac{l}{2} = \frac{4,45}{2} = 222,5 \text{ cm}$$

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - l/2) = 208,11 + 1998,72(4,4 - 4,45/2) = 4555,3 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 413,91 \text{ KN.m} < (0,337l - 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 17999,19 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée → la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4555,3 \times 10^{-3}}{0,15 \times 4,4^2 \times 14,2} = 0,011 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,013 \quad \xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1 - 0,310}{0,310} \right) \Rightarrow \xi_{st} = 7,79 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{On a: } \mu_{bu} = 0,011 < \mu = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Calcul de A : } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 4,37 \text{ m} \Rightarrow A_1 = \frac{4555,3 \times 10^{-3}}{4,37 \times 348} \times 10^4 = 29,95 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 29,95 - \frac{1998,72 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -27,4 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile :**

Selon RPA99/2003 on a : $A_{min} = 0.15\% b \times h = 0.15\% \times 0.15 \times 4.45 = 10.01 \text{ cm}^2$

❖ **Longueur de la partie tendue L_t :**

$$A_{min}^{tendu} = 0.2\% b \times l_t$$

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V = \frac{1998.72 \times 10^{-3}}{0.15 \times 4.45} + \frac{208.11 \times 10^{-3}}{1.1} 2.225 = 0.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V = \frac{1998.72 \times 10^{-3}}{0.15 \times 4.45} - \frac{208.11 \times 10^{-3}}{1.11} 2.225 = 0.25 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{0.25 \times 4.45}{0.34 + 0.25} = 1.913 \text{ m} \quad A_{min}^{tendu} = 0.2\% 0.15 \times 1.913 = 5.73 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales dans la zone comprimée :**

$$A_{min}^{comp} = 0.1\% b \times l_c \quad ; l_c = L - 2l_t = 4.45 - 2 \times 1.913 = 0.624 \text{ m}$$

$$A_{min}^{comp} = 0.1\% \times 0.15 \times 0.624 = 0.936 \text{ cm}^2.$$

✓ **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1.5 e; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures horizontales :**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 940.72 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} \quad \tau_u = \frac{1.4V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 940.72 \times 10^{-3}}{0.15 \times 4.4} = 1.99 \text{ MPa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales :**

$$S_t \leq \min(1.5 e; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_h = \frac{1.99 \times 0.15 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 1.86 \text{ cm}^2$$

➤ **B)-Sous M_{max} et N_{cor} :**

$$M_{max} = -4342.09 \text{ KN}, N_{cor} = -1614.84 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{4342.09}{1614.84} \times 100 = 268.88 \text{ cm} \geq \frac{l}{2} \equiv \frac{445}{2} = 222.5 \text{ cm}$$

le centre de pressions est à l'extérieur de la section Donc la section est partiellement comprimée

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 4342.09 + 1614.84 \times \left(4.4 - \frac{4.45}{2}\right) = 7854.36 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = -829.81 \text{ KN.m} < (0.337l - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = 17999.19 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée → la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{7854,36 \times 10^{-3}}{0,15 \times 4,4^2 \times 18,47} = 0,146$$

$$\mu_{bu} = 0,146 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,146}) = 0,198 \quad z = 4,4(1 - 0,4 \times 0,198) = 4,05\text{m}$$

$$A_1 = \frac{7854,36 \times 10^{-3}}{4,05 \times 400} = 48,48 \text{ cm}^2$$

$$A = 48,48 \times 10^{-4} - \frac{1614,84 \times 10^{-3}}{400} = 8,11 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile :**

Selon RPA99/2003 on a : $A_{\min} = 0,15\% b \times h = 0,15\% \times 0,15 \times 4,45 = 10,01 \text{ cm}^2$

❖ **Longueur de la partie tendue L_t :**

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0,2\% b \times l_t$$

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = 1,611\text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = 11,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = -6,35 \text{ MPa}$$

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0,2\% \times 0,15 \times 1,611 = 4,833 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales dans la zone comprimée :**

$$A_{\min}^{\text{comp}} = 0,1\% b \times l_c \quad ; l_c = L - 2l_t = 4,45 - 2 \times 1,611 = 1,228\text{m}$$

$$A_{\min}^{\text{comp}} = 0,1\% \times 0,15 \times 1,611 = 1,84 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 22,5 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures horizontales :**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 991,85 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e} \quad \tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 940,72 \times 10^{-3}}{0,15 \times 4,4} = 1,99 \text{ MPa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales :**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 22,5\text{cm} \quad \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_h = \frac{1,99 \times 0,15 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1,86 \text{ cm}^2$$

➤ **C)-Sous N_{min} et M_{cor} :**

$$N_{min} = -666,074 \text{ KN}, M_{cor} = 2144,93 \text{ KN.m.}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2144,93}{666,074} \times 100 = 322,02 \geq cm \frac{l}{2} \equiv \frac{445}{2} = 222,5 \text{ cm}$$

le centre de pressions est à l'extérieur de la section Donc la section est partiellement comprimée

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 2144,93 + 666,074 \times \left(4,4 - \frac{4,45}{2}\right) = 3593,64 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3593,64 \times 10^{-3}}{0,15 \times 4,4^2 \times 18,48} = 0,066$$

$$\mu_{bu} = 0,066 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,066}) = 0,086 \quad z = 4,4(1 - 0,4 \times 0,086) = 4,24\text{m}$$

$$A_1 = \frac{3593,64 \times 10^{-3}}{4,24 \times 400} = 21,15 \text{ cm}^2$$

$$A = 21,27 \times 10^{-4} - \frac{666,074 \times 10^{-3}}{400} = 4,5 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile :**

Selon RPA99/2003 on a : $A_{min} = 0,15\% b \times h = 0,15\% \times 0,15 \times 4,4 = 10,01 \text{ cm}^2$

❖ **Longueur de la partie tendue L_t :**

$$A_{min}^{tendu} = 0,2\% b \times l_t$$

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = 1,713\text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = 5,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = -3,33 \text{ MPa}$$

$$A_{min}^{tendu} = 0,2\% \times 0,15 \times 1,713 = 5,13 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales dans la zone comprimée :**

$$A_{min}^{comp} = 0,1\% b \times l_c \quad ; l_c = L - 2l_t = 4,45 - 2 \times 1,713 = 1,024\text{m}$$

$$A_{min}^{comp} = 0,1\% \times 0,15 \times 1,024 = 1,536 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 22,5 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures horizontales :**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 991,85 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e} \quad \tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 940,72 \times 10^{-3}}{0,15 \times 4,4} = 1,99 \text{ MPa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales :**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 22,5\text{cm} \quad \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_h = \frac{1,99 \times 0,15 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1,86 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

Tableau V.28 Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux.

Niveau	Entre-sol 2, RDC Et 1 ^{ere} Etage	2 ^{eme} , 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage
Section	0,15×4,45	0,15×4,45	0,15×4,45
N(KN)	-1614,84	-1243,44	-117,42
M(KN.m)	-4342,09	-1427,34	181,97
V(KN)	-940,72	435,55	321,58
τ (MPa)	1,99	0,92	0,682
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
σ_{max} (MPa)	11,19	4,74	0,54
σ_{min} (MPa)	-6,35	-1,02	-0,19
A_{cal} (cm ²)	8,11	0	0
A_{min} (cm ²)	10,01	10,01	10,01
L_t	1,611	0,787	1,16
A_{min}^{tendu} (cm ²)	4,833	2,36	3,48
$N^{barre}/face$	9HA12	9HA12	9HA12
A_{adopt} (cm ²)	10,18	10,18	10,18
S_t (cm)	20	20	20
A_{min}^{comp} (cm ²)	1,84	4,31	3,19
A_h^{cal} (cm ²)	1,86	0,862	0,64
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	2,26	1,61	1,61
N^{barre}	2HA12	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.29 Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux

Niveau	Entre-sol 1	Entre-sol2 ,RDC ,1 ^{ere} et 2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage
Section	0,15×1,9	0,15×1,9	0,15×1,9
N(KN)	-695,72	-96,29	2,76
M(KN.m)	-1107,43	-108,6	146,31
V(KN)	-529,015	-139,97	-81,76
τ (MPa)	2,661	0,706	0,412
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
σ_{max} (MPa)	14,71	1,54	1,63
σ_{min} (MPa)	-9,82	-0,86	-1,61
A_{cal} (cm ²)	8,68	0,25	1,95
A_{min} (cm ²)	4,27	4,27	4,27
L_t	0,761	0,683	0,944
A_{min}^{tendu} (cm ²)	2,28	2,04	2,83
$N^{barre}/face$	8HA12	4HA12	4HA12
A_{adopt}	9,05	4,52	4,52
S_t (cm)	20	20	20
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,56	0,8	0
A_h^{cal} (cm ²)	2,49	0,66	0,386
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	3,08	1,61	1,61
N^{barre}	2HA14	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.30 Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux

Niveau	Entre-sol 2, RDC 1 ^{ère} Etage	2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} Etage	6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} Etage
Section	0,15×1,3	0,15×1,3	0,15×1,3
N(KN)	-318,24	-126,028	-117,39
M(KN.m)	522,66	88,78	155,28
V(KN)	258,96	62,5	91,79
τ (MPa)	1,93	0,46	0,68
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
σ_{max} (MPa)	14	2,74	4,27
σ_{min} (MPa)	-10,73	-1,45	-3,07
A_{cal} (cm ²)	7,73	0,2	1,7
A_{min} (cm ²)	2,92	2,92	2,92
L_t	0,564	0,45	0,544
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1,69	1,35	1,63
$N_{barre}/face$	7HA12	4HA10	4HA10
A_{adopt}	7,92	3,14	3,14
S_t (cm)	20	20	20
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,27	0,6	0,31
A_h^{cal} (cm ²)	1,81	0,43	0,63
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	2,26	1,61	1,61
N_{barre}	2HA12	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.31 Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux.

Niveau	Entre-sol 2, RDC 1 ^{ere} Etage	2 ^{eme} , 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} , 5 ^{eme} , 6 ^{eme} Etage
Section	0,15×1,3	0,15×1,3	0,15×1,3
N(KN)	-602,66	-89,1	-189,46
M(KN.m)	-923,13	74,53	-83,73
V(KN)	-359,32	-77,04	-60,3
τ (MPa)	2,68	0,57	0,45
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
σ_{max} (MPa)	24,93	2,22	2,95
σ_{min} (MPa)	-18,75	-1,3	-1,01
A_{cal} (cm ²)	16,31	0,37	0
A_{min} (cm ²)	2,92	2,92	2,92
L_t	0,558	0,48	0,331
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1,67	1,44	0,99
$N^{barre}/face$	7HA14+5HA12	4HA10	4HA10
A_{adopt}	16,43	3,14	3,14
S_t (cm)	20	20	20
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,27	0,5	0,95
A_h^{cal} (cm ²)	2,51	0,54	0,42
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	3,08	1,61	1,61
N^{barre}	2HA14	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

➤ **Schémas de ferrailage :**

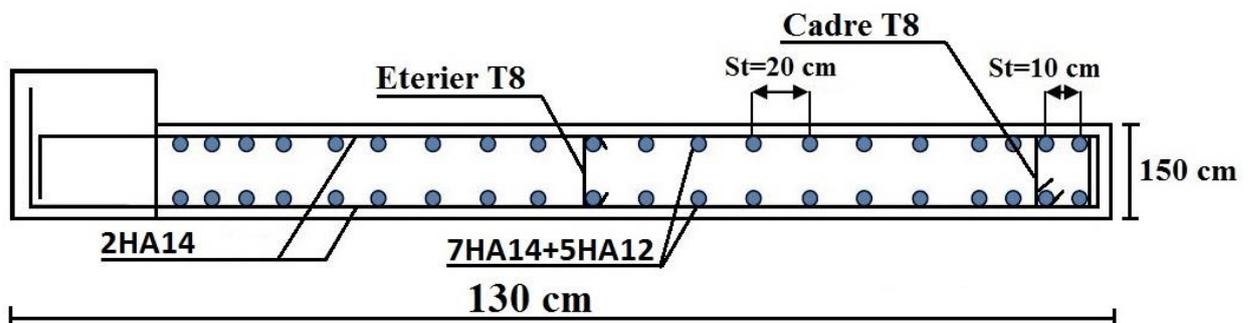


Figure V.7 Schéma de ferrailage du voile V_{x1} (entre-sol 02/RDC/1er étage)

V.5 Conclusion :

Les éléments principaux (poutres, poteaux et voiles) jouent le rôle principal dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent être dimensionnés et armés sans la moindre erreur de calcul.

Le ferrailage des différents éléments principaux est lié à l'influence de l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques sur les sollicitations extraites du logiciel de calcul (ETABS 2016), à cet effet tous les poteaux et la plupart des autres sections des éléments de contreventements sont ferrillés avec le minimum exigé par le RPA.

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction :

Le but de ce chapitre est d'étudier l'ensemble des éléments de l'infrastructure, ces derniers sont réalisés en béton armé, leur objectif est d'assurer la transmission des différentes sollicitations au sol, et avoir un bon encastrement à la base de la structure, ainsi que de limiter les tassements différentiels, afin d'assurer une bonne stabilité de l'ouvrage, tout en respectant les différents règlements utilisés.

VI.2 Choix du type de fondation :

Le choix de type de fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

La capacité portante du sol d'assise.

La distance entre axes des poteaux.

Les charges transmises au sol.

La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à une profondeur du fond de fouille à 6,12 m de la surface du sol et de prendre une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1,7 \text{ bars}$.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

✓ G+Q±E

✓ 0,8G±E **RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)**

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.

VI.2.1 Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée (sous le poteau le plus sollicité).

Avec :

\underline{N} : L'effort normal agissant sur la semelle calculé selon la combinaison ELS,

Obtenue par le logiciel **ETABS2016**.

\underline{S} : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$$A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

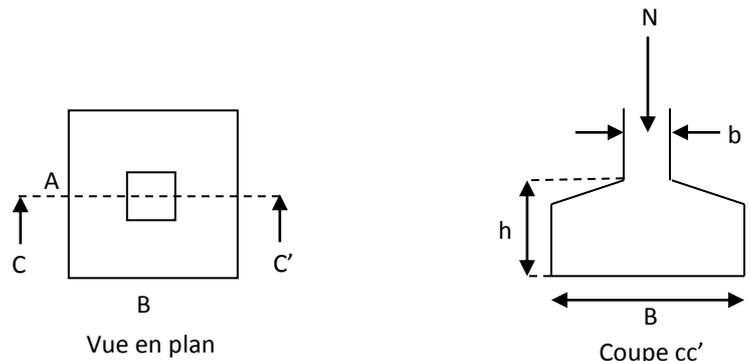


Figure VI.1 Vue d'une semelle isolée

On a une semelle et un poteau homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$$

On remplace la valeur de A

Dans (*) et on trouve la valeur de B : $B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.55}{0.50} \times \frac{1073,42}{170}} = 2,63m > L_{min}=2,34m$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles isolées sous les poteaux dans le sens y-y, donc ce choix ne convient pas.

On doit vérifier les semelles filantes.

VI.2.2 Vérification des semelles filantes :

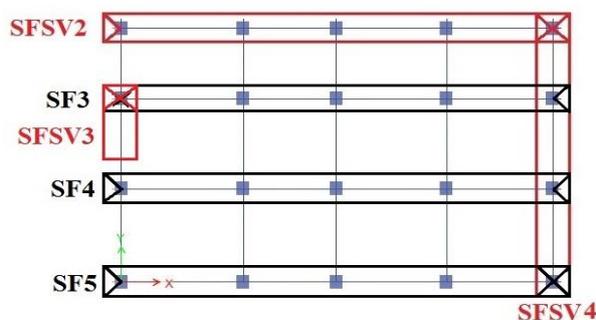


Fig VI.2 Disposition des semelles filantes Niv 00,00 m

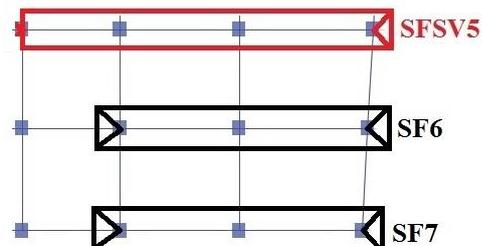


Fig VI.3 Disposition des semelles filantes Niv 03,06 m

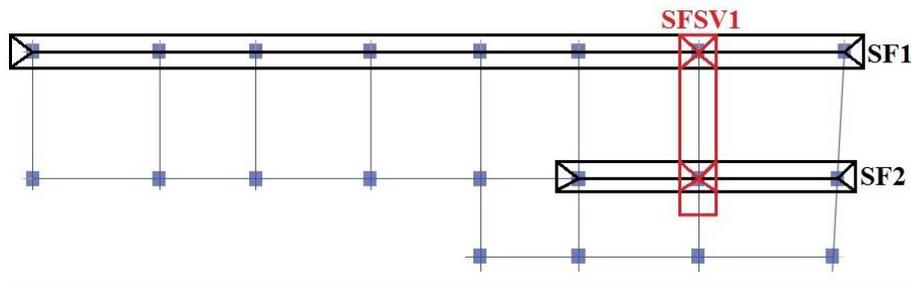


Figure VI.4 Disposition des semelles filantes Niv 06,12 m

Semelle filante sous-poteau :

Choissant la semelle filante la plus sollicitée **SF1**, de largeur B et de longueur L situé sous le portique n°5 avec 8 poteaux.

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

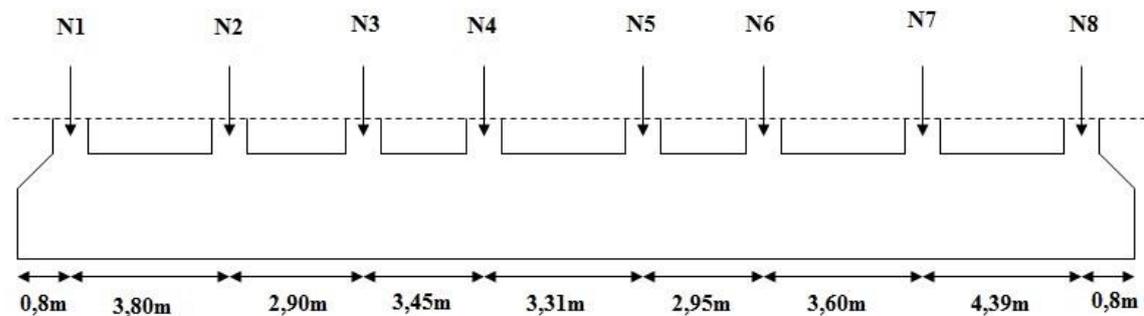


Figure VI.5 Schéma de la semelle filante type SF5 (X-X)

$$\left. \begin{array}{l}
 N_1 = 376,6 \text{ KN} \\
 N_2 = 696,78 \text{ KN} \\
 N_3 = 786,27 \text{ KN} \\
 N_4 = 803,23 \text{ KN} \\
 N_5 = 738,5 \text{ KN} \\
 N_6 = 705,93 \text{ KN} \\
 N_7 = 515,58 \text{ KN} \\
 N_8 = 612,48 \text{ KN}
 \end{array} \right\} \rightarrow \Sigma N_i = 5235,37 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$B \geq \frac{\sum Ni}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{5235,37}{170 \times 26} = 1,18m.$$

On opte pour : B=1,6 m

Remarque :

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2,90 m, on remarque qu'il n'y aura pas de chevauchement entre les semelles filantes.

Calcul de la surface de la semelle filante :

$$B \geq \frac{\sum Ni}{\sigma_{sol}} = \frac{5235,37}{170} = 30,79m$$

Calcul de la hauteur total de la semelle filante :

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par la formule suivantes :

$$h_t = d + d'$$

Avec :

d' : Enrobage des armatures $d' = 5cm$

d : Hauteur utile que doit vérifier la condition suivante : $d > \frac{B-b}{4}$

$d = 30 cm$ donc $h_t = 35 cm$

Vérification en tenant compte de la semelle filante :

La semelle est soumise à son poids propre ainsi qu'au poids de la superstructure :

$$N_T = N_{sup} + N_{inf}$$

Avec :

$$N_{sup} = \sum Ni$$

$$N_{inf} = N_{A.P} + N_{S.F}$$

$$N_{Avant poteau} = \gamma b \times S_{A.P} \times h \times n$$

$$N_{semelle filante} = \gamma b \times S_{S.F} \times h_t$$

Avec :

$S_{A.P}$: Surface de l'avant poteaux (55×50).

h : Hauteur de l'avant poteaux $h = 1m$.

n : Nombre de poteaux revenant à la semelle filante $n = 8$

h_t : Hauteur de la semelle filante $h_t = 0.35$

A.N:

$$N_{A.P} = 25 \times 0,5 \times 0,55 \times 1,5 \times 8 = 82,5 kn$$

$$N_{S.F} = 25 \times 30,79 \times 0,35 = 269,41 kn$$

$$N_{sup} = 5297,62 kn$$

$$N_{inf} = 351,91 \text{ kn}$$

$$N_T = 5587,28 \text{ kn}$$

Vérification de la contrainte :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_t}{S} \Rightarrow \frac{5587,28}{30,79} = 0,181 > 0,17 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(1)$$

Vérification des surfaces :

Semelles filantes Niv 06,12 m :

$$\left\{ \begin{array}{l} S \text{ fondation} = SF1+SF2+SFSV1=8,32+41,6+15=64,92 \text{ m}^2 \\ S \text{ sol d'assise} = 122,7 \text{ m}^2 \\ \frac{S \text{ fondation}}{S \text{ sol d'assise}} = 53\% \end{array} \right.$$

Semelles filantes Niv 03,06 m :

$$\left\{ \begin{array}{l} S \text{ fondation} = SF6+SF7+SFSV5=14,51+14,51+17,98=47 \text{ m}^2 \\ S \text{ sol d'assise} = 67,295 \text{ m}^2 \\ \frac{S \text{ fondation}}{S \text{ sol d'assise}} = 69,8\% \end{array} \right.$$

Semelles filantes Niv 00,00 m :

$$\left\{ \begin{array}{l} S \text{ fondation} = SF3+SF4+SF5+SFSV2+ SFSV3+ SFSV4 = 116,554 \text{ m}^2 \\ S \text{ sol d'assise} = 117,1821 \text{ m}^2 \\ \frac{S \text{ fondation}}{S \text{ sol d'assise}} = 99 \% \end{array} \right.$$

$$\frac{S \text{ fondation totale}}{S \text{ sol d'assise total}} = \frac{248,76}{307,2} = 81\% > 50 \% \dots\dots\dots(2)$$

De (1) et (2) :

On remarque que la surface totale des semelles filantes est supérieure à la moitié (50 %) de la surface de bâtiment et la contrainte de la semelle est supérieure à la contrainte admissible de sol, ce qui revient à dire que ce type de semelle ne convient pas à notre structure.

Donc on opte pour un radier général appuyée sur les nervures.

VI.2.3 Etude du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les piliers de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide) et Le dimensionnement du radier se fait selon les sept conditions principales concernant la raideur du radier, sa résistance au cisaillement, au poinçonnement, au renversement, la contrainte du sol, la poussée hydrostatique et une condition forfaitaire de coffrage.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité et une facilité d'exécution.

Pré dimensionnement :

❖ Condition de coffrage :

✓ **Nervure:** $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{4,39}{10} \geq 0,439 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq 45\text{cm} \dots \dots \dots (1)$

✓ **Dalle:** $h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{4,39}{20} \geq 0,2195 \text{ m} \Rightarrow h_r \geq 25\text{cm}$

$L_{max} = 4,39\text{m}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

h_t : Hauteur de la nervure.

h_r : Hauteur du radier.

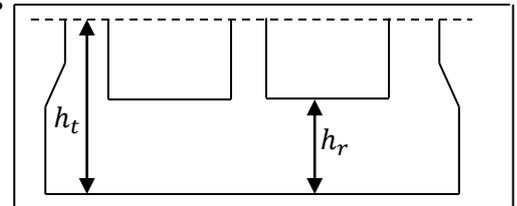


Figure VI.6 Dimensions du radier

❖ 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 $E = 3.2 \times 10^7 \text{KN/m}^2$.

I: Inertie de la section du radier.

K: Coefficient de réaction du sol, pour un sol très mauvais :

$K = 4 \times 10^4 \text{KN/m}^3$ (FUNTES ALBERT, 1988)

b: La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

On a: $I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \Rightarrow h \geq 0,612\text{m}$ **Soit:** $\Rightarrow h = 0,65\text{m} \dots \dots \dots (2)$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,65^3 \times 3.2 \times 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 2,93\text{m}.$$

$$\frac{\pi}{2} \times L_e = 4,6\text{m} \geq L_{max}=4,39\text{m} \dots \dots \dots (1)$$

A partir des deux conditions (1) et(2) on adopte pour les dimensions suivantes :

La hauteur nervure : $h_t = 65\text{cm}$

La hauteur de radier : $h_r = 25\text{cm}$

❖ Calcul de la surface du radier :

N_{ser} : L'effort de service de la superstructure a l'ELS, obtenu par logiciel **ETABS 2016**.

$N_{ser} = 30862,42 \text{ kn}$

Poids propre de radier : $P_{rad} = 25 \times 0,25 \times 307,24 = 1920,25 \text{ kn}$

Poids propre des terres : $P_{terre} = 18 \times 307,24 \times 1,1 = 6083,352 \text{ kn}$

$N_T = N_{ser} + P_{rad} + P_{terre} = 38866,022 \text{ kn}$

$$\frac{N_T}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_T}{\sigma_{sol}} = 228,62\text{m}^2 \Rightarrow S_{radier} \geq 228,62\text{m}^2$$

La surface du bâtiment : $S_{\text{bat}} = 307,24\text{m}^2 > S_{\text{radier}}$
 Donc on prend $S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} = 307,24\text{m}^2$

Vérifications nécessaires :

a) Vérification au poinçonnement :

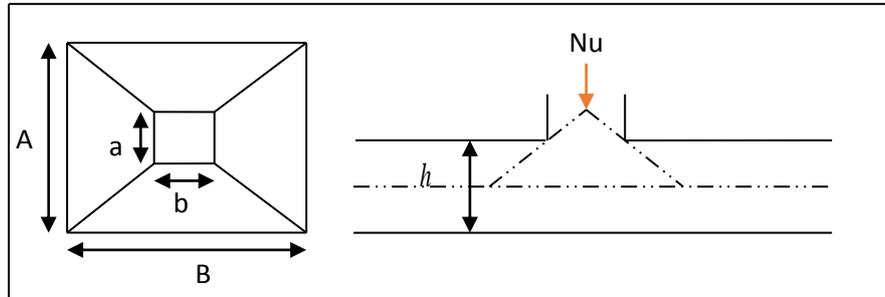


Figure VI.7 Présentation de la zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **BAEL91 (Art A.5.2 ,42)**

N_U : L'effort normal sur le poteau.

h : hauteur de la nervure.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier : $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} ; \Rightarrow B = 0,55 + 0,65 = 1,2\text{m} \Rightarrow A = 0,5 + 0,65 = 1,15\text{m}$$

On trouve $U_c = 4,7$ m.

$$N_U = 1477,7 \text{ KN} \leq 0,045 \times 4,7 \times 0,65 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 2291,25 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée \Rightarrow Pas risque au poinçonnement.

b) Vérification des contraintes dans le sol : DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 a)

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

Il faut vérifier que : $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$ Avec : $\sigma_{(\text{max},\text{min})} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$

N: L'effort normal dû aux charges verticales (à l'ELS)

M_y, M_x: Moments sismiques à la base tirée du logiciel ETABS, V16.

Avec **M_x** :(moment max sous EX) et **M_y** :(moment max sous EY).

$$\begin{cases} X_G = 12,18 \text{ m} ; I_{xx} = 4071,5 \text{ m}^4 \\ Y_G = 6,31 \text{ m} ; I_{yy} = 15191,6 \text{ m}^4 \\ S = 307,2 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Dans le sens x-x : $N = 38866,022 \text{ KN} ; M_x = 6917,22 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{38866,022}{307,2} + \frac{6917,22}{4071,5} \times 12,18 = 0,147 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{38866,022}{307,2} - \frac{6917,22}{4071,5} \times 12,18 = 0,105 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,136 \text{ MPa} < 0,17 \text{ MPa}$$

Dans le sens y-y : N=38866,022KN ; My=27689,18kn.m

$$\sigma_{\max} = \frac{38866,022}{307,2} + \frac{27689,18}{15191,6} \times 6,31 = 0,138 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{38866,022}{307,2} - \frac{27689,18}{15191,6} \times 6,31 = 0,114 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,132 \text{ MPa} < 0,17 \text{ MPa}$$

Remarque : la contrainte est vérifiée selon les deux sens.

c. Vérification de la stabilité au renversement :

Selon (**Article 10.1.5**) du **RPA99/2003**, 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.

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ **Dans le sens x-x :**

$$e = \frac{6917,22}{38866,022} = 0,177 \text{ m} < \frac{24,71}{4} = 6,17 \text{ m} \Rightarrow \text{Pas risque au renversement dans le sens } x - x.$$

✓ **Dans le sens y-y :**

$$e = \frac{27689,18}{38866,022} = 0,712 \text{ m} < \frac{12,61}{4} = 3,15 \text{ m} \Rightarrow \text{Pas risque au renversement dans le sens } y - y.$$

d. Vérification de la poussé hydrostatique :

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$$N = 38866,022 \text{ KN}$$

$$H = 6,12 \text{ m, (la hauteur de la partie ancrée du bâtiment).}$$

$$F_s = 1,15 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$S_{rad} = 307,2 \text{ m}^2$ (surface du radier avec débord).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique d'eau)

On trouve :

$$N = 38866,022 \text{ KN} \geq 1,15 \times 6,12 \times 307,2 \times 10 = 21620,73 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée \Rightarrow Le bâtiment est stable vis-à-vis la poussée hydrostatique de l'eau.

e. Vérification de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}.$$

On considère une bonde de 1m de largeur, et de 3,85 m de longueur, $d = 0,9 \times h_r = 0,58 \text{ m}$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times S} \times b = \frac{42264,68 \times 3,85}{2 \times 307,2} \times 1 = 264,84 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{264,84}{1 \times 0,62} = 0,427 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa}.$$

Ferraillage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple. Le calcul se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et On adoptera le même ferraillage pour les autres.

Soit G_0 : le poids propre de radier

$$G_0 = \rho \times h_r = 25 \times 0,25 = 6,25 \text{ KN/m}^2$$

$$l_x = 3,3 \text{ m}, \quad l_y = 3,3 \text{ m}$$

❖ Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35 G_0 \Rightarrow q_u = \frac{42264,68}{307,2} + 1,35 \times 6,25 = 146,01 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{38866,022}{307,2} + 6,25 = 132,76 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{Alors, la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\checkmark \text{ L'ELU: } \begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = 1 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1 } \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0,0368 \times 146,01 \times 3,3^2 = 58,51 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 58,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

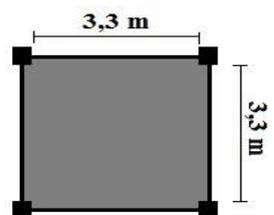


Figure VI.8 Dalle sur quatre appuis.

- **En travée** : $\begin{cases} M_t^x = 0,75M_0^x = 43,88 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75M_0^y = 43,88 \text{ KN.m} \end{cases}$
- **En appui** : $\begin{cases} M_a^x = -0,5M_0^x = -29,25 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -29,25 \text{ KN.m} \end{cases}$

Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0,25) \text{ m}^2$

❖ **Vérification de condition de non fragilité :**

- ✓ **En travée** : $\begin{cases} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho = 1 \end{cases} \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$ (Acier HA FeE400)

$d = h_r - 3 = 22 \text{ cm}$.

Sens xx: $A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times h_r = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens yy: $A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_r = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- ✓ **En appuis :**

$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 Ferrailage du radier a l'ELU

		$M(\text{kn.m})$	$A_{\text{cal}}(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}})$	$A_{\text{min}}(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}})$	$A_{\text{choisie}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t(\text{cm})$
En travée	Sens x-x	43,88	5,93	2	4HA14=6,16	25
	Sens y-y	43,88	5,93	2	4HA14=6,16	25
En appuis	Sens x-x	-29,25	3,9	2,65	4HA12=4,52	25
	Sens y-y	-29,25	3,9	2,65	4HA12=4,52	25

Remarque : On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

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

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 120,45 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 120,45 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{\max} = 120,45 \text{ KN}$$

$\tau_u = \frac{120,45 \times 10^{-3}}{1 \times 0,22} = 0,547 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

- ✓ **L'ELS** : $\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$

$$\begin{cases} \rho = 1 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 0,1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0,0441 \times 12,76 \times 3,3^2 = 63,75 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 6,375 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **En travée** : $\begin{cases} M_t^x = 0,75M_0^x = 47,81 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75M_0^y = 4,781 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **En appui** : $\begin{cases} M_a^x = -0,5M_0^x = -31,87 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0,5M_0^y = -3,187 \text{ KN.m} \end{cases}$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,64 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).

$\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)

F. N: $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$, avec $\eta = 1,6$ acier HA.

M_{ser} : Moment max à l'ELS ; **Y**: Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2 \quad ; \quad \frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

Tableau VI.2 Vérifications des contraintes du radier

Sens	Mser (KN.m)	Aadoptée (cm ² /ml)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (MPa)	Obs σ _b ≤ σ̄ _b	σ _s (Mpa)	Obs σ _s ≤ σ̄ _s
Travée x-x	47,81	6,16	5,52	30701,5	8,59	Vérifier	384,95	Non Vérifier
Travée y-y	4,781	6,16	5,52	30701,5	0,859	Vérifier	38,495	Vérifier
Appuis x-x	31,87	4,52	4,82	23744,005	6,46	Vérifier	345,89	Non Vérifier
Appuis y-y	3,187	4,52	4,82	23744,005	0,646	Vérifier	34,589	Vérifier

Remarque : On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier A_s à l'ELS.

Tableau VI.3 Les nouvelles sections d'acier adoptées à l'ELS

Sens		$M(kn.m)$	$\beta(10^{-2})$	α'	$A_{SER}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{ELU}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{adopté}(\frac{cm^2}{ml})$	St (cm)
En travée	Sens x-x	47,81	0,49	0,372	12,4	5,92	9HA14	11
	Sens y-y	4,781	0,049	0,117	1,13	5,92	4HA14	25
En appuis	Sens x-x	31,87	0,33	0,308	8,07	3,9	6HA14	15
	Sens y-y	3,187	0,033	0,097	0,74	3,9	4HA12	25

❖ **Espacement des armatures :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x: } S_t \leq \min[3h_r, 25 \text{ cm}] = 25 \text{ cm} \\ \text{Sens y-y: } S_t \leq \min[4h_r, 25 \text{ cm}] = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

❖ **Schéma de ferrailage du radier :**

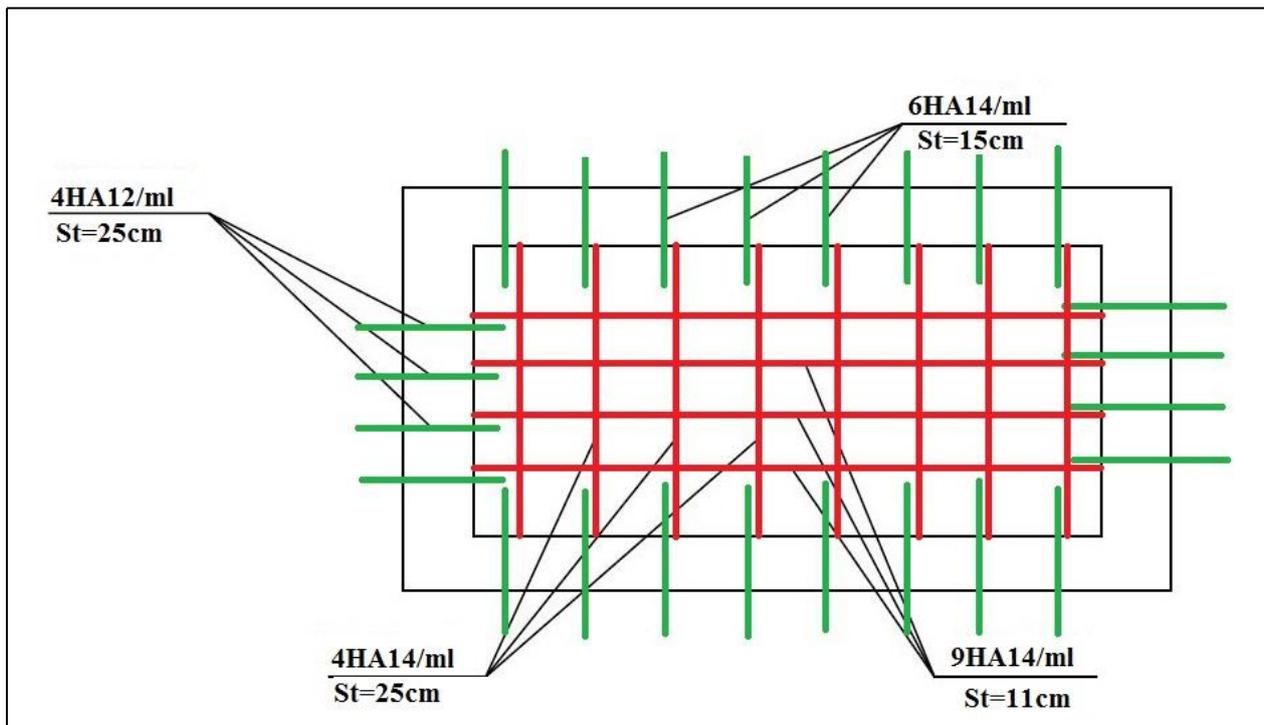


Figure VI.9 Schéma de ferrailage du radier

VI.2.3.1 Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier sollicitées par leurs poids propre et la charge transmise par le radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de rupture, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

P_m : Charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.

P_v : Charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale :

$$\begin{cases} P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right] \\ P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) L_{xd} \right] \end{cases}$$

Charge triangulaire :

$$P_m = \frac{2}{3} q l_x$$

$$P_v = \frac{1}{2} q l_x$$

Avec : $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$, $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$

$Q_u = 146,01 \text{ KN/m}^2$, $Q_s = 132,76 \text{ KN/m}^2$

On traitera un exemple de nervure dans chaque sens :

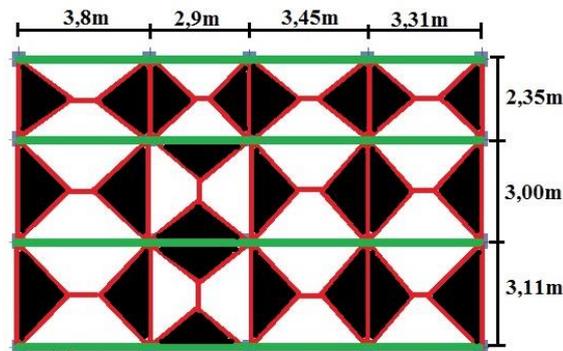


Figure VI.10 Schéma de rupture des dalles de radier niveau 00,00 m

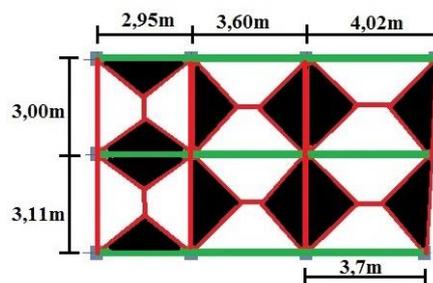


Figure VI.11 Schéma de rupture des dalles de radier niveau 03,06 m

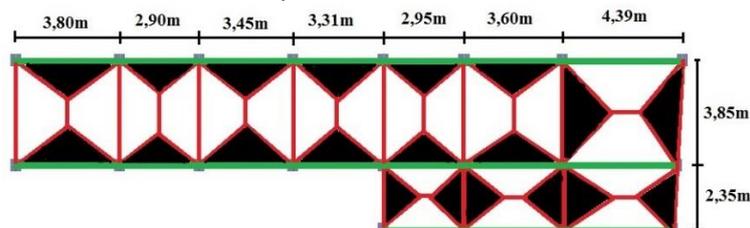


Figure VI.12 Schéma de rupture des dalles de radier niveau 06,12 m

On traitera un exemple de nervure dans chaque sens :

Remarque : les distances sont entre axes, on va prendre les distances entre nus intérieurs pour le calcul de la charge sur la nervure, et entre axes pour le calcul des moments.

✓ **Sens X-X :**

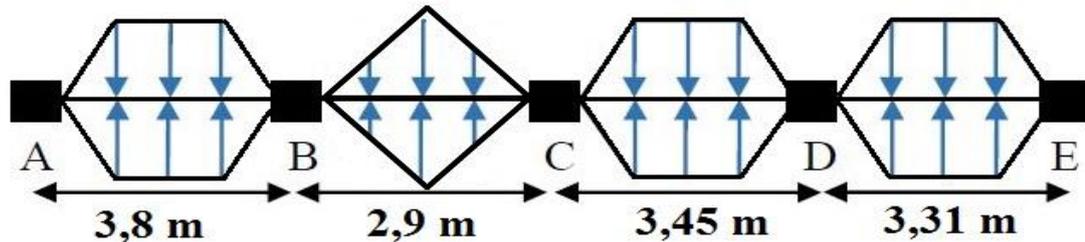


Figure VI.13 Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x

✓ **Sens Y-Y :**

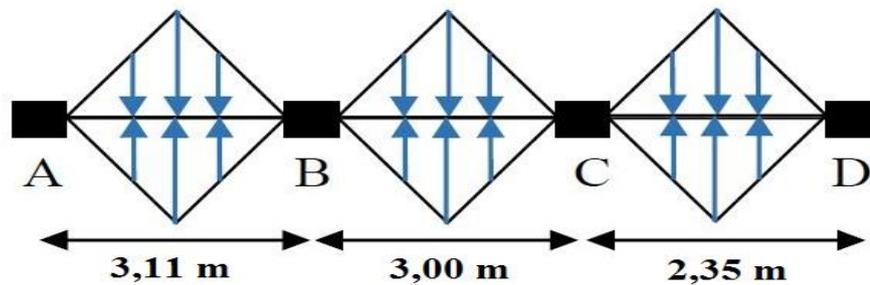


Figure VI.14 sollicitations sur les nervures dans le sens y-y

Calcul des sollicitations :

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 : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Pour une travée de rive.} \\ 0.8 \times l & \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$

Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis gauche et droit respectivement

➤ **ELU :**

➤ **Sens x-x :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.4 Sollicitations des nervures dans le sens x-x

Travée	I_x (m)	I'_x (m)	P_u (KN/m)	M_a (KN.m)		x (m)	M_{tu} (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	3,8	3,8	350,7	0	-437,67	1,572	433,091
B-C	2,9	3,04	282,21	-437,67	-242	1,689	-35,09
C-D	3,45	2,32	329,41	-242	-358,3	1,623	191,67
D-E	3,31	3,31	318,79	-358,3	0	1,995	275,81

Sens y-y :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.5 Sollicitations des nervures dans le sens y-y

Travée	I_y (m)	I'_y (m)	P_u (KN/m)	M_a (KN.m)		x (m)	M_{tu} (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	3,11	3,11	302,64	0	-280,54	1,257	239,06
B-C	3	2,4	291,94	-280,54	-173,463	1,622	103,61
C-D	2,35	2,35	228,68	-173,463	0	1,498	83,04

➤ **ELS :**

➤ **Sens x-x :**

Tableau VI.6 Sollicitations des nervures dans le sens x-x

Travée	I_x (m)	I'_x (m)	P_s (KN/m)	M_a (KN.m)		x (m)	M_{ts} (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	3,8	3,8	321,19	0	-400,909	1,572	396,621
B-C	2,9	3,04	258,74	-400,909	-221,87	1,689	-32,026
C-D	3,45	2,32	302,01	-221,87	-329,06	1,623	175,462
D-E	3,31	3,31	293,08	-329,06	0	1,995	253,705

➤ **Sens y-y :**

Tableau VI.7 Sollicitations des nervures dans le sens y-y

Travée	I_y (m)	I'_y (m)	P_s (KN/m)	M_a (KN.m)		x (m)	M_{ts} (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	3,11	3,11	277,47	0	-257,21	1,257	219,18
B-C	3	2,4	267,66	-257,21	-159,039	1,622	94,99
C-D	2,35	2,35	209,67	-159,039	0	1,498	76,14

Ferraillage de la nervure :

$$h_t = 0,65 ; h_r = 0,25m ; b_0 = 0,55 m ; d = 0,62 m$$

$$b \leq 2 \times \min\left(\frac{l_y}{10} ; \frac{l_x}{2}\right) + b_0$$

$$\Rightarrow \text{Sens } x : b \leq \min\left(\frac{3}{10} ; \frac{3,8}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,15m.$$

$$\text{soit } : b = 1,15m$$

$$\Rightarrow \text{Sens } y : b \leq \min\left(\frac{3,31}{10} ; \frac{3,11}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,212m.$$

$$\text{soit } : b = 1,2m$$

Moment équilibré par la table :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 \times 1,15 \times 0,25 \times \left(0,62 - \frac{0,25}{2}\right) = 2020,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 2020,84 \text{ KN.m} > M_u. \text{ (Pour les deux sens).}$$

→Donc l'axe neutre passe par la table de compression : calcul d'une section rectangulaire (b×h).

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.8 Calcul de ferraillage de la nervure sens x-x

Sens	Localisation	$M_u(\text{KN.m})$	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{min \text{ RPA}}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
X-X	Travée	433,091	21,79	4,11	17,87	22,39	2HA25+4HA20
	Appui	437,67	22,04			22,39	2HA25+4HA20

Tableau VI.9 calcul de ferraillage de la nervure sens y-y

Sens	Localisation	$M_u(\text{KN.m})$	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{min \text{ RPA}}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
Y-Y	Travée	239,06	11,56	4,11	17,87	18,85	6HA20
	Appui	280,54	13,68			18,85	6HA20

Vérifications :

A l'ELU :

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

$$V_s = \frac{q \times l}{2} - \frac{M_s - M_d}{l} ; V_d = \frac{q \times l}{2} - \frac{M_s - M_d}{l}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

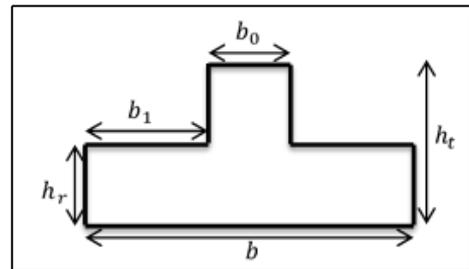


Figure VI.15 Section de la nervure

Tableau VI.10 Vérification de l'effort tranchant dans les nervures

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens x-x	625,53	1,83	2,5	Vérifiée
Sens y-y	443,16	1,3	2,5	Vérifiée

- **Vérification de la jonction de table nervures :**

$$\tau_{bu} = \frac{Vu \left(\frac{b-b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Tableau VI.11 Vérification de la jonction de table nervures.

Sens	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens x-x	1,17	2,5	Vérifiée
Sens y-y	0,86	2,5	Vérifiée

A l'ELS :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **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.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

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

Tableau VI.12 Vérification des contraintes dans la nervure

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I 10^5 (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
x-x	travée	396,621	22,08	7,32	11,91	15	Vérifiée	325,1	201,63	Non Vérifiée
	appui	400,9	22,08	7,32	12,09	15	Vérifiée	327,69	201,63	Non Vérifiée
y-y	travée	219,18	20,62	6,45	7,02	15	Vérifiée	210,92	201,63	Non Vérifiée
	appui	257,21	20,62	6,45	8,22	15	Vérifiée	247,52	201,63	Non Vérifiée

Remarque : On remarque que la condition $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s en recalculant à l'ELS.

Tableau VI.13 Les nouvelles sections d'acier adoptées à l'ELS

		$M(kn.m)$	$\beta(10^{-3})$	α	$A_{SER}(cm^2)$	$A_{ELU}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$
Sens x-x	travée	396,621	9,3	0,49	37,92	21,79	8HA25=39,27
	appui	400,9	9,4	0,492	38,36	22,04	8HA25=39,27
Sens Y-Y	travée	219,18	0,0514	0,037	17,75	11,56	6HA20=18,85
	appui	257,21	0,0603	0,040	20,85	13,68	2HA25+4HA20=22,39

- **Armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min})$$

$$\Phi_t \leq \min (55 \text{ mm} ; 18,6 \text{ mm} ; 25 \text{ mm}) \leq 18,6 \text{ mm} \quad \text{soit : cadres } \Phi 10.$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

Soit : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 = 4T10$

$$St \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow St = \min(55,8; 40cm) = 40cm$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3,14 \times 400}{0.4 \times 55} = 57,09 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 15,22 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Armatures de peau :**

D'après le **CBA (Article A.7.3)**, on doit mettre des armatures de peau de section $A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ par la hauteur des nervures.

Nous avons : $h_n = 65 \text{ cm} \Rightarrow A_p = 3 \times 0,65 = 1,95 \text{ cm}^2$. On adopte $2HA14 = 3,08 \text{ cm}^2/\text{face}$.

❖ Schéma de ferrailage des nervures :

Tableau VI.14 Schéma de ferrailage des nervures.

sens x-x	
Travée	Appui
<p>8HA25 2 Cadre HA10 2HA14/Face 4HA20 (55X65) cm²</p>	<p>4HA20 2 Cadre HA10 2HA14/Face 8HA25 (55X65) cm²</p>
sens y-y	
Travée	Appui
<p>6HA20 2 Cadre HA10 2HA14/Face 4HA20 (55X65) cm²</p>	<p>4HA20 2 Cadre HA10 2HA14/Face 4HA20 2HA25 (55X65) cm²</p>

VI.3 Etude du voile périphérique :

D'après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques 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.

Dimensionnement des voiles :

- Hauteur $h=6,12$ m
- Longueur $L=3,8$ m
- Épaisseur $e=18$ cm

Caractéristiques du sol :

- Poids spécifique $\gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion (Sol non cohérent) $c = 0,4 \text{ bar}$
- Angle de frottement est : $\varphi = 10^\circ$

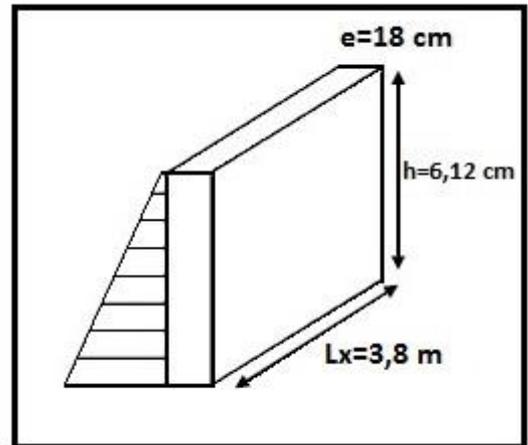


Figure VI.16 Poussée des terres sur le voile périphérique

Pour plus de sécurité on prends le cas le plus défavorable ($C=0$)

Evaluation des charges et surcharges :

Poussée des terres :

$$G = h \times \gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 6,12 \times 18 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{10}{2} \right)$$

$$G = 77,562 \text{ kn/m}^2$$

Surcharge accidentelle : $q=10 \text{ kn/m}^2$

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{10}{2} \right) = 7,04 \text{ kn/m}^2$$

Ferraillage 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.

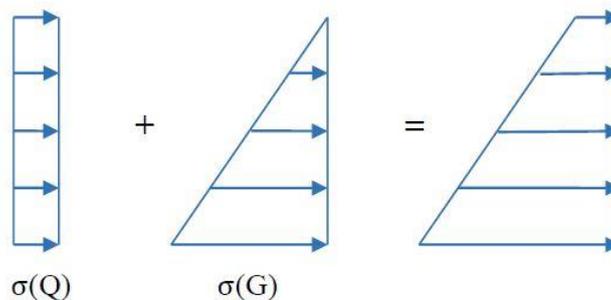


Figure VI.17 Répartition des contraintes sur le voile périphérique

ELU : $\sigma_{min}=1,5Q=10,56 \text{ kn/m}^2$

ELU : $\sigma_{max}=1,35G+1,5Q=115,27 \text{ kn/m}^2$

ELS : $\sigma_{min}=Q=7,04 \text{ kn/m}^2$

ELS : $\sigma_{max}=G+Q=84,6 \text{ kn/m}^2$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU : } \sigma_{moy} = 89,092 \text{ kn/m}^2 \\ \text{ELS : } \sigma_{moy} = 65,21 \text{ kn/m}^2 \end{cases}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$L_x = 6,12 \text{ m}$ $b = 1 \text{ m}$ $L_y = 3,8 \text{ m}$ $e = 0,18 \text{ m}$

$\rho = 3,8/6,12 = 0,62 > 0,4 \Rightarrow$ Le voile porte dans les deux sens.

Calcul des moments isostatiques :

$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$; $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$ $\rho = 0,62 \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0794 \\ \mu_y = 0,3205 \end{cases}$

$M_{0x} = 0,0794 \times 89,092 \times 6,12^2 = 102,147 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = 0,3205 \times 65,21 = 32,738 \text{ KN.m}$

Les moments corrigés :

$M_x = 0,85 M_{0x} = 86,82 \text{ KN.m}$ $M_y = 0,85 M_{0y} = 27,827 \text{ KN.m}$

$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -51,073 \text{ KN.m}$

$M_{ay} = -16,36 \text{ KN.m}$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 18 \times 100 = 1,8 \text{ cm}^2$

Tableau VI.15 Ferrailage des voiles périphérique

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	X-X	86,825	0,239	0,347	0,137	18,12	1,8	6HA20=18,85	15
	Y-Y	27,827	0,0767	0,099	0,153	5,20	1,8	4HA14=6,16	25
Appui	X-X	51,073	0,140	0,190	0,147	9,934	1,8	5HA16=10,05	20
	Y-Y	16,36	0,045	0,057	0,156	3,01	1,8	4HA12=4,52	25

✓ **Espacements :**

Sens x-x : $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Sens y-y : $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Vérifications :**

$\rho = 0,62 > 0,4$ $e = 18 \text{ cm} > 12$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho)b \times e = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,62)100 \times 18 = 1,71 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1,44 \text{ cm}^2$$

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

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{89,092 \times 3,8}{2} \times \frac{6,12^4}{3,8^4 + 6,12^4} = 147,37 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{89,092 \times 6,12}{2} \times \frac{3,8^4}{3,8^4 + 6,12^4} = 35,27 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Tableau VI.16 Vérification de l'effort tranchant.

sens	V _u (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)	Observation
X-X	147,37	0,921	1,17	vérifiée
Y-Y	35,27	0,22	1,17	vérifiée

On doit vérifier :

✓ **Vérification A L'ELS :**

$$\rho = 0,62 \Rightarrow \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0844 \\ \mu_y = 0,4892 \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{0x} = 0,0844 \times 65,21 \times 3,8^2 = 79,47 \text{ KN.m} ; M_{0y} = 0,4892 \times M_{0x} = 38,87 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés :**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 67,55 \text{ KN.m} ; M_y = 0,85 M_{0y} = 33,046 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -39,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 19,43 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

Tableau VI.17 Vérifications des contraintes à l'ELS dans les voiles.

Localisation		M^s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	67,55	7,09	34327	13,95 < 15	Vérifiée	263 > 201,63	Non vérifiée
	y-y	33,04	4,59	15252,47	9,94 < 15	Vérifiée	370,74 > 201,63	Non vérifiée
Appui	x-x	39,73	5,6	22158,98	10,04 < 15	Vérifiée	279,7 > 201,63	Non vérifiée
	y-y	19,43	4,02	11896,17	6,56 < 15	Vérifiée	293,49 > 201,63	Non vérifiée

On doit calculer les armatures à l'ELS en travée dans le sens xx et on appuis car la contrainte de traction n'est pas vérifiée.

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\sigma} ; \alpha = \sqrt{\frac{90\beta(1-\alpha)}{3-\alpha}}$$

Tableau VI.18 calcul de ferrailage des voiles à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A_{cal} (cm ² / ml)	A_{adop} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres
Travée	x-x	67,55	13	0,513	25,26	25,76	5HA20+5HA16
	y-y	33,04	6,4	0,408	11,85	12,06	6HA16
Appuis	x-x	39,73	7,69	0,439	14,43	16,08	8HA16
	y-y	19,43	3,76	0,323	6,75	6,79	6HA12

❖ **Schéma de ferrailage du voile périphérique :**

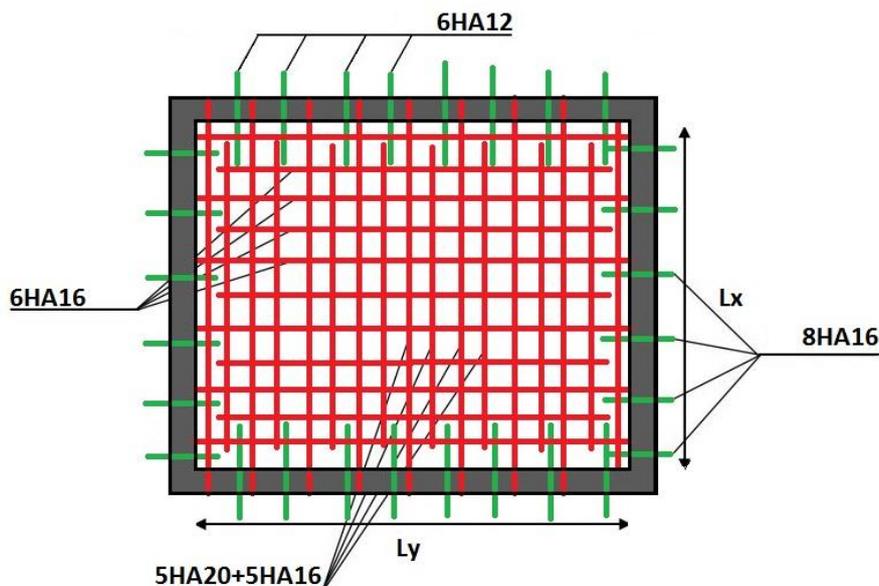


Figure VI.18 Schéma de ferrailage du voile périphérique

VI.4 Conclusion :

En tenant compte de différentes sollicitations transmises qui s'exercent sur le sol, la disposition des poteaux, l'influence de la forme irrégulière en (élévation, plan) du bâtiment et après avoir effectué toutes les vérifications nécessaires recommandées par les réglementations, nous avons optés pour un radier général qui nous a permis d'assurés la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Le travail effectué dans ce projet est une étude d'un bâtiment R+9 étages + 2 entresol à usage multifonctionnel (commerces et habitations), nous a montré la façon d'appliquer nos connaissances acquises durant le long chemin de la carrière estudiantine, sur le domaine de génie civil en général et du bâtiment en particulier et d'approfondir nos compétences sur la conception et le calcul des structures en béton armé d'une manière à respecter les recommandations des réglementations.

Les points essentiels tirés de cette étude :

- ❖ La modélisation doit-être effectuée sur les normes et elle doit contenir tous les éléments de la structure pour avoir de bons résultats avec un comportement proche du réel.
- ❖ L'obstacle majeur pour l'ingénieur c'est la difficulté qui trouve lors de la disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, ces contraintes architecturales s'influencent directement sur le comportement de la structure vis-à-vis les charges extérieures tel que le séisme, ainsi que le temps de réalisation et le coût de l'exécution.
- ❖ Les résultats obtenus du logiciel de calcul ETABS V2016, doivent-être vérifiés selon les exigences des règlements parasismiques Algériennes.
- ❖ La vérification de l'interaction voiles-portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans le cas contraire il est impérativement obligatoire de procéder au redimensionnement des éléments structuraux.
- ❖ L'influence des voiles dans la structure est illustrée dans la réduction des sollicitations au niveau des portiques, elle nous a conduites à ferrailer la plupart des éléments de contreventement avec le minimum du RPA qui valorise la sécurité sur le critère économique.
- ❖ Pour l'infrastructure on a opté pour le type de fondation (radier général) pour assurer une bonne résistance et une bonne stabilité de l'ouvrage face aux multiples sollicitations subies par la structure.
- ❖ C'est aussi important de signaler l'avantage de travailler en collaboration avec l'architecte afin d'éviter toutes les obstacles sur l'étude et la conception du bâtiment pour atteindre l'objectif d'une stabilité ultime pour la structure, et le plus moins cher coût pour l'exécution du projet.

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

- ❖ **RPA99** « Règles parasismiques Algériennes 1999/ver 2003 ».
- ❖ **CBA 93** « Code du béton armé, 1993 ».
- ❖ **BAEL91/99**« Béton armé aux états limites, 1997/ver1999».
- ❖ **DTR BC 2.2**« Charges permanentes ET surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».
- ❖ **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles ; édition 1992 ».
- ❖ Cahier de cours béton du cursus, Université de Bejaia, 2015-2020.
- ❖ Ancien mémoires de fin d'étude.
- ❖ **Logiciels utilisés :**
 - ETABS V.16
 - AutoCAD 2016
 - Excel 2013
 - Socotec

ANNEXES

Annexes

Annexe (I) :

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694

Annexes

0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe (II)

Table de PIGEAUD

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

Annexes

Annexe (III)

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

\emptyset	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	38,17	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	3,92	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

REALISATION DE 180 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC COMMERCES INTÉGRÉS AU RDC, PARKING
À L'ENTRÉE, GRÈCHE, ET ÉCOLE D'ENSEIGNEMENTS DE 1^{er} ET 2^{ème} CYCLE

VI. CONCLUSION ET RECOMMANDATION.

Type et ancrage des fondations :

L'ensemble des résultats des essais réalisés dans le cadre de cette étude ont mis en évidence un terrain recouvert en sa totalité par une couche de Couverture végétale et des remblais, d'épaisseur variable entre 0,00m à 0,20 et 4,00m, sinon plus par endroit qui ne doit pas servir d'assise aux fondations des ouvrages projetés.

On optera par conséquent pour des fondations de type superficielle pour les appuis des blocs à construire, à savoir : radier général ou semelles filantes bien rigidifiées entre elles par des longrines, encreées d'au moins de 2,00m et 3,00m de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel (Argile gravo-cailleuteuses).

Ces sols (Argiles marneuses gravo-cailleuteuses, Marnes schisteuses plus ou moins argileuses, Marnes schisteuses légèrement altérées), s'adaptent aux essais de la mécanique de sol, mais compte tenu de la nature du terrain et de sa capacité nous concluons que les tassements sont négligeables.

Contrainte admissible du sol :

Toutefois compte tenu des résultats des essais au pénétromètre dynamique et des essais au laboratoire: le taux de travail admissible a été limité à 1,70bars (ou kg/cm²) pour l'ensemble du projet.

Classification de site :

Les résultats des essais réalisés dans l'assiette du projet (l'essai préssiométrique), nous a permis de classer le site en catégorie S3 « site meuble » selon RPA 99 version 2003.

Stabilité d'ensemble et précautions à prendre :

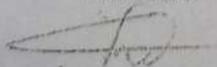
Afin d'assurer la stabilité des fondations il est recommandé de prendre des mesures préventives suivantes :

- > La réalisation d'un système de drainage très efficace dans l'assiette est indispensable (Capturer toutes les eaux de surface, qui s'écoulent périodiquement ou de façon pérenne et les drainer).
- > Les fonds de fouilles devront rester le moins long temps possibles ouverts pour éviter leur altération.
- > Veiller à ce que les fondations d'un même ouvrage projeté seraient assises sur la même formation géologique.
- > Toute poche de remblai et de vase ou de formations altérées rencontrées lors de l'ouverture des fouilles sera purgée et remplacée par un gros béton.

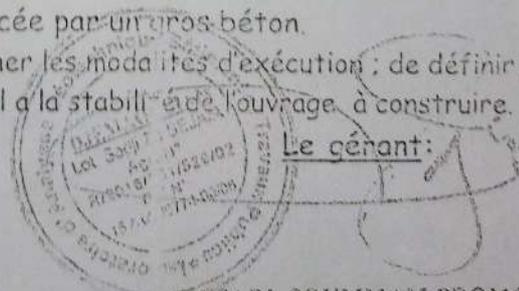
Il appartient finalement au bureau d'étude de déterminer les modalités d'exécution : de définir les conditions de mise en œuvre et de veiller en général à la stabilité de l'ouvrage à construire.

L'ingénieur chargé de l'étude :

T. Wissam



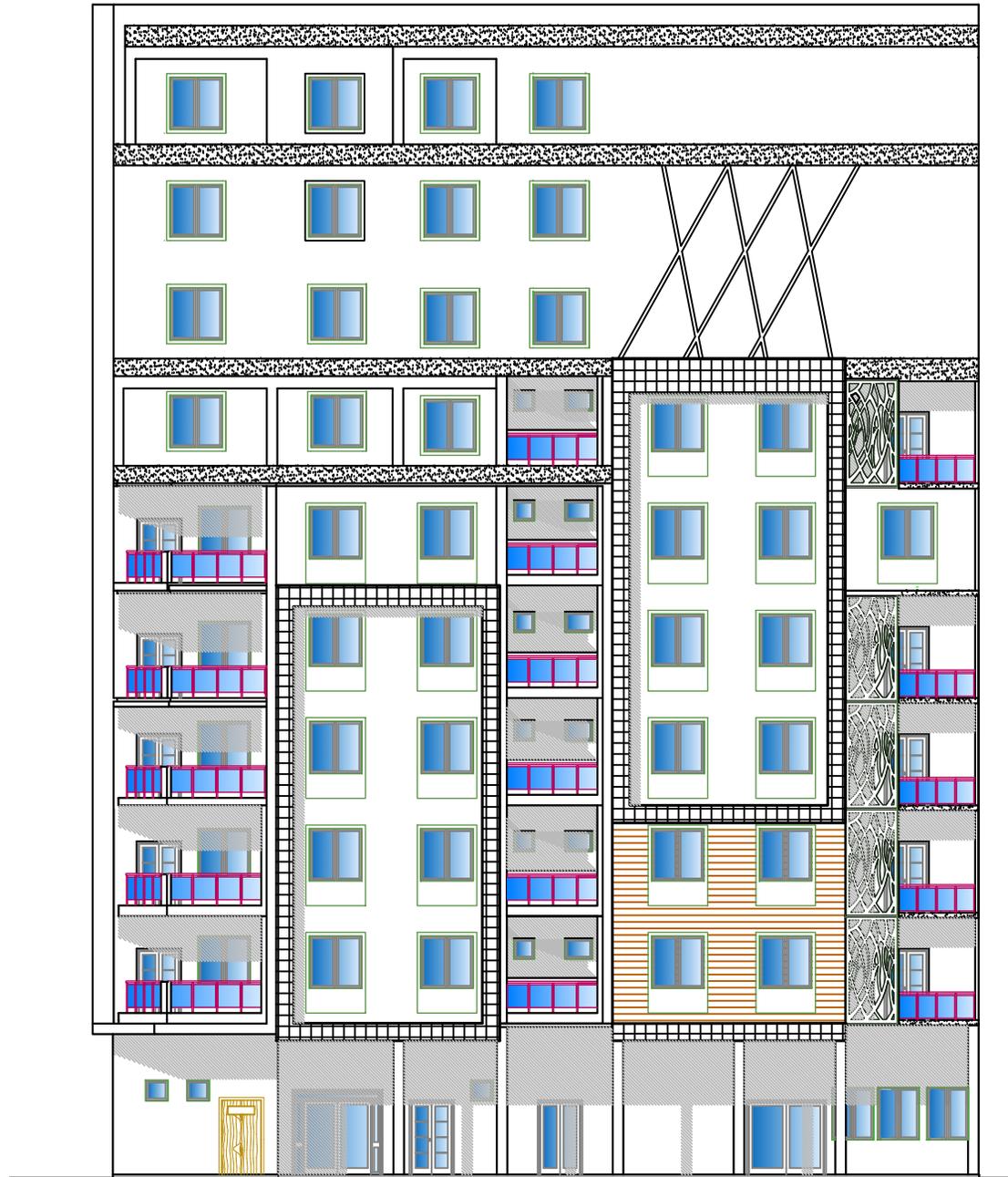
Le géant :



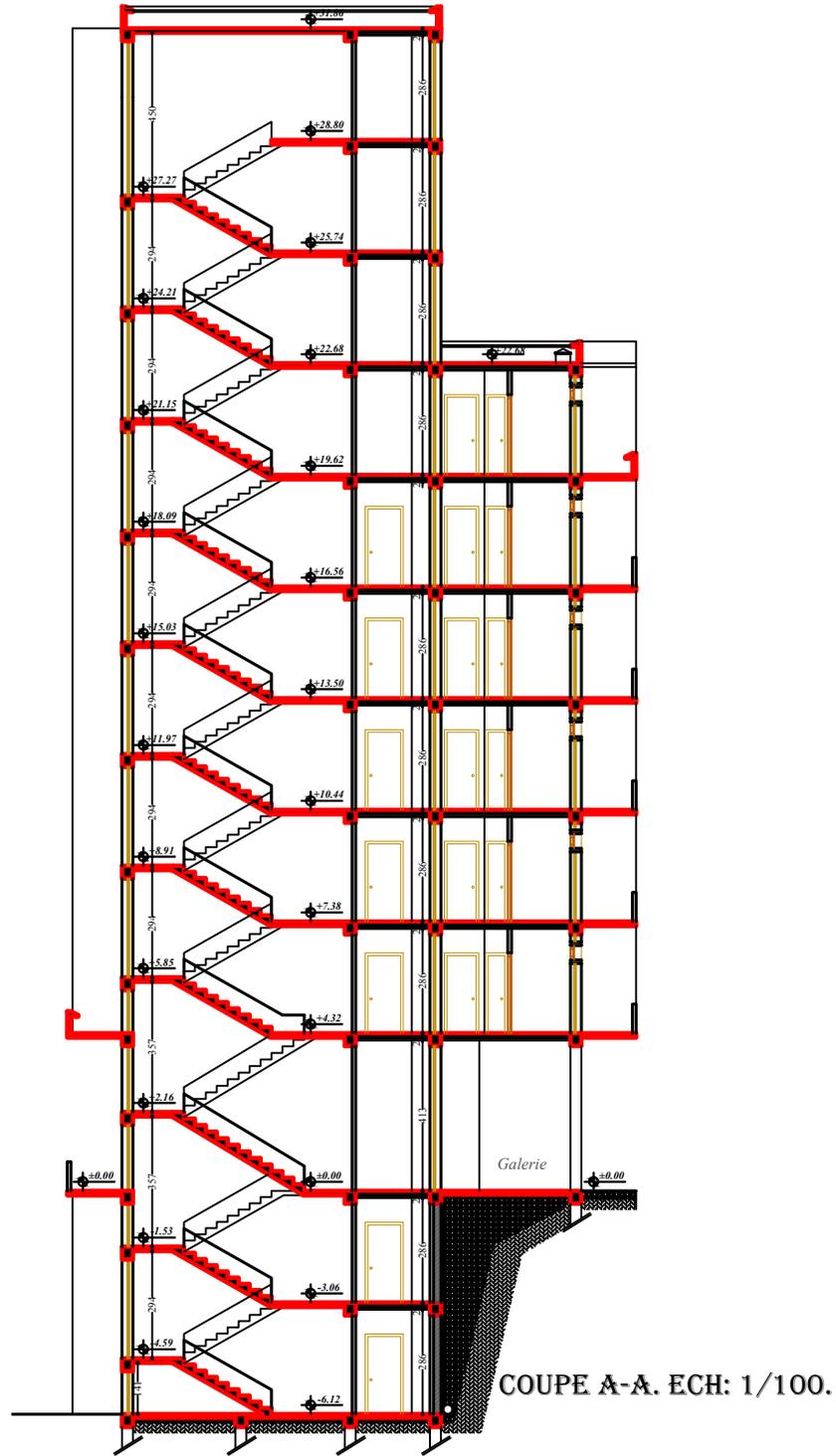
Le présent document est la propriété exclusive Monsieur

« SARL SOUMMAM.PROMO »

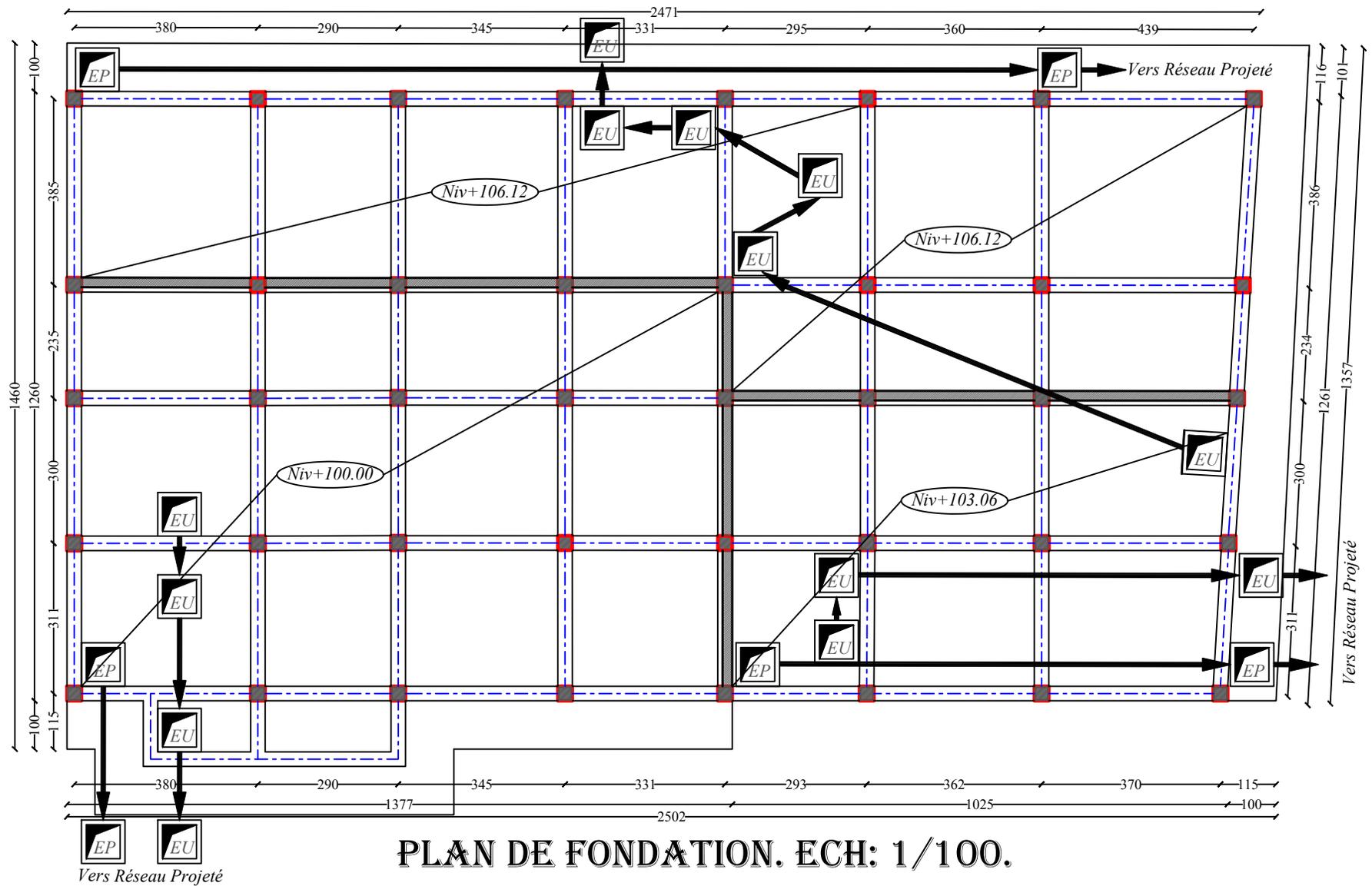
LES PLANS



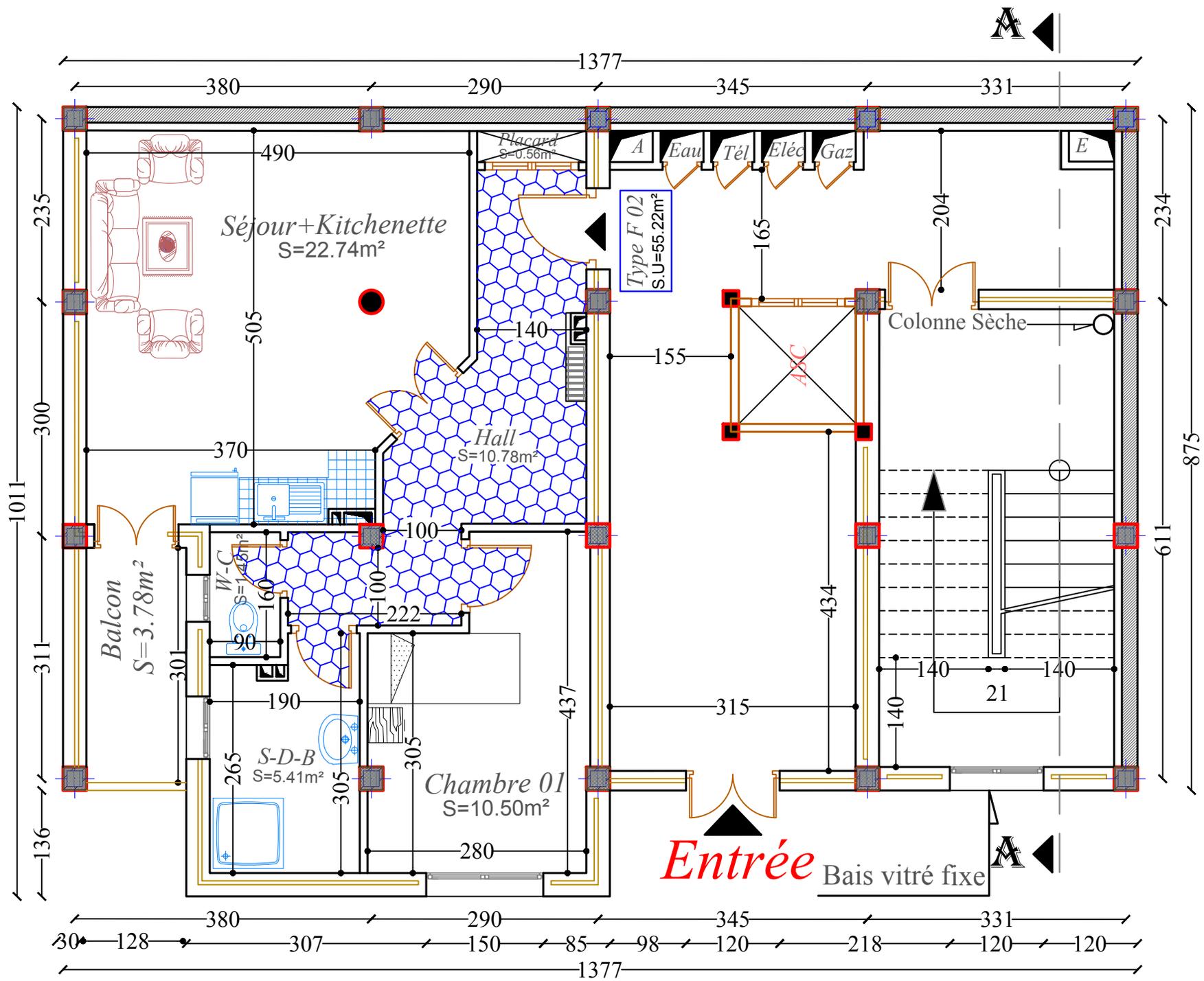
FACADE PRINCIPALE. ECH: 1/100.



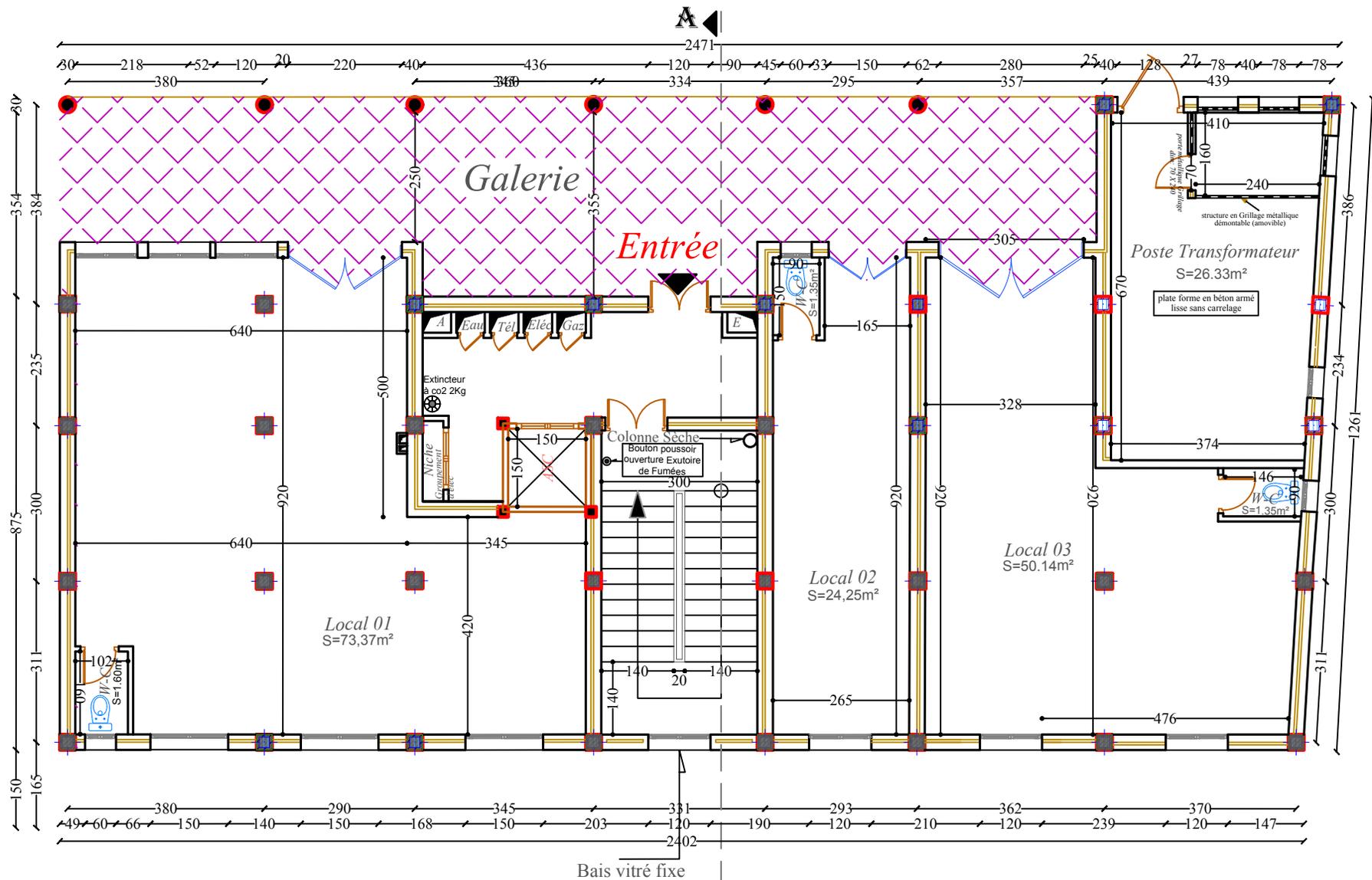
COUPE A-A. ECH: 1/100.



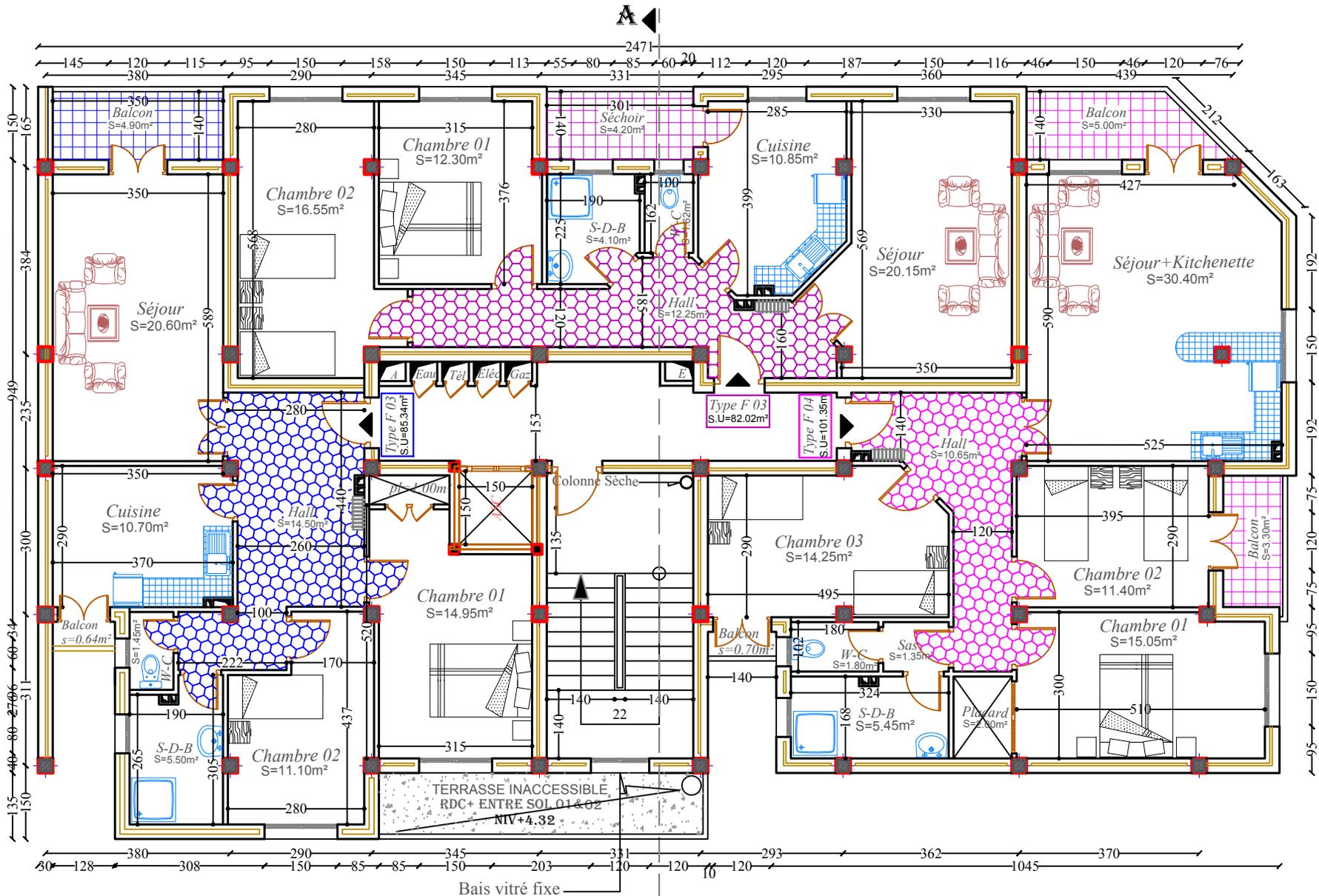
PLAN DE FONDATION. ECH: 1/100.



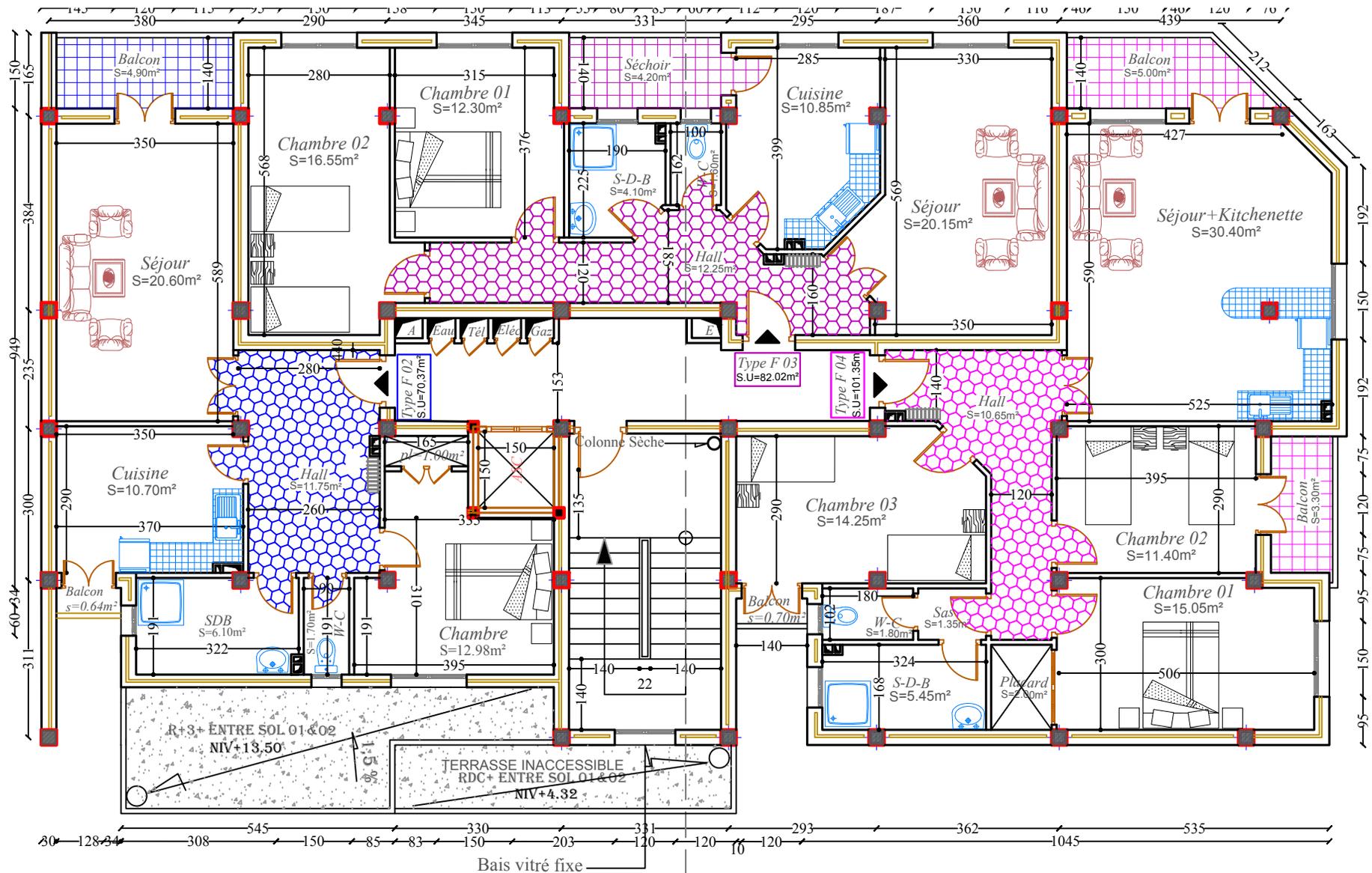
PLAN ENTREE SOL 01 ECH: 1/100.



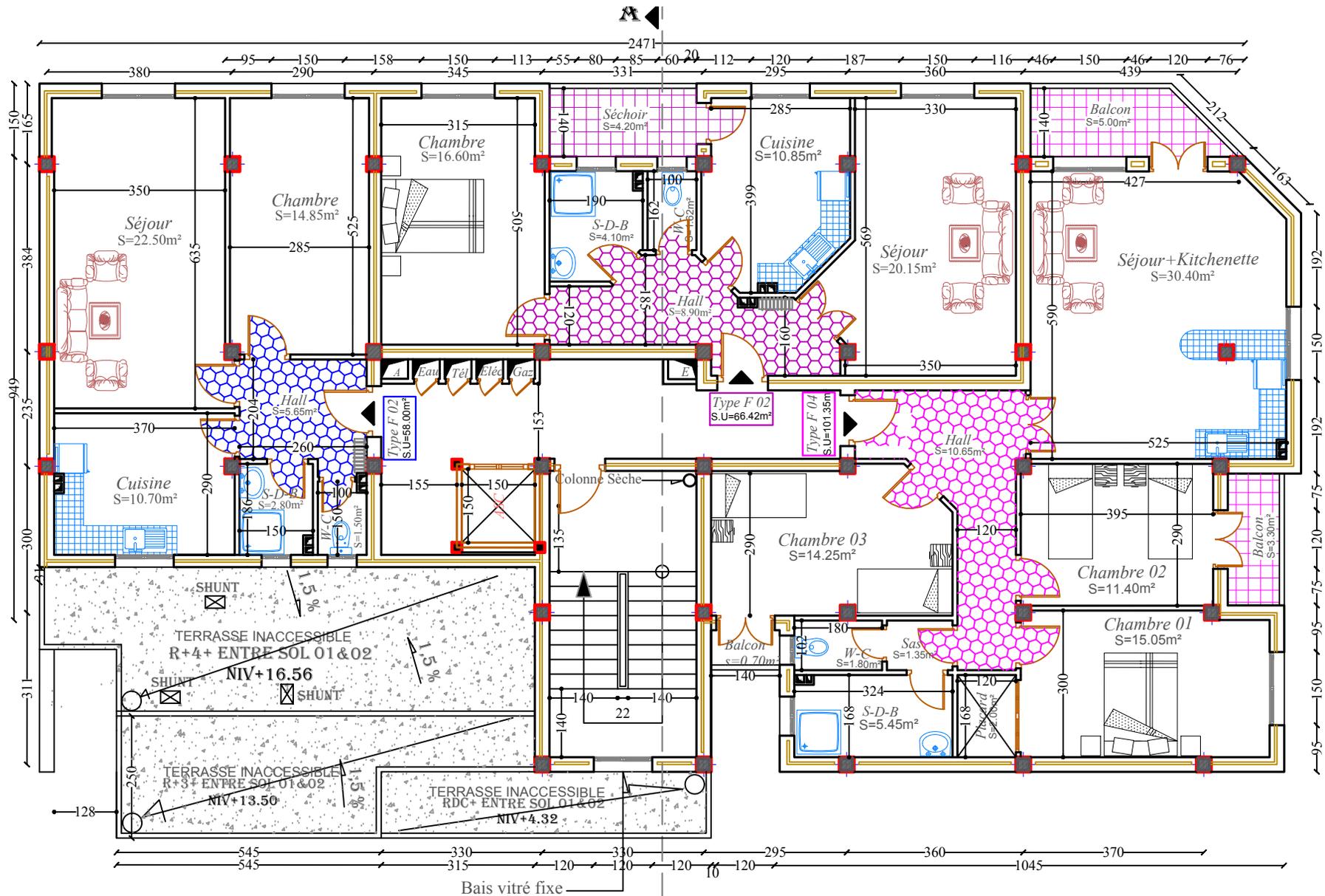
PLAN DE RDC. ECH: 1/100.



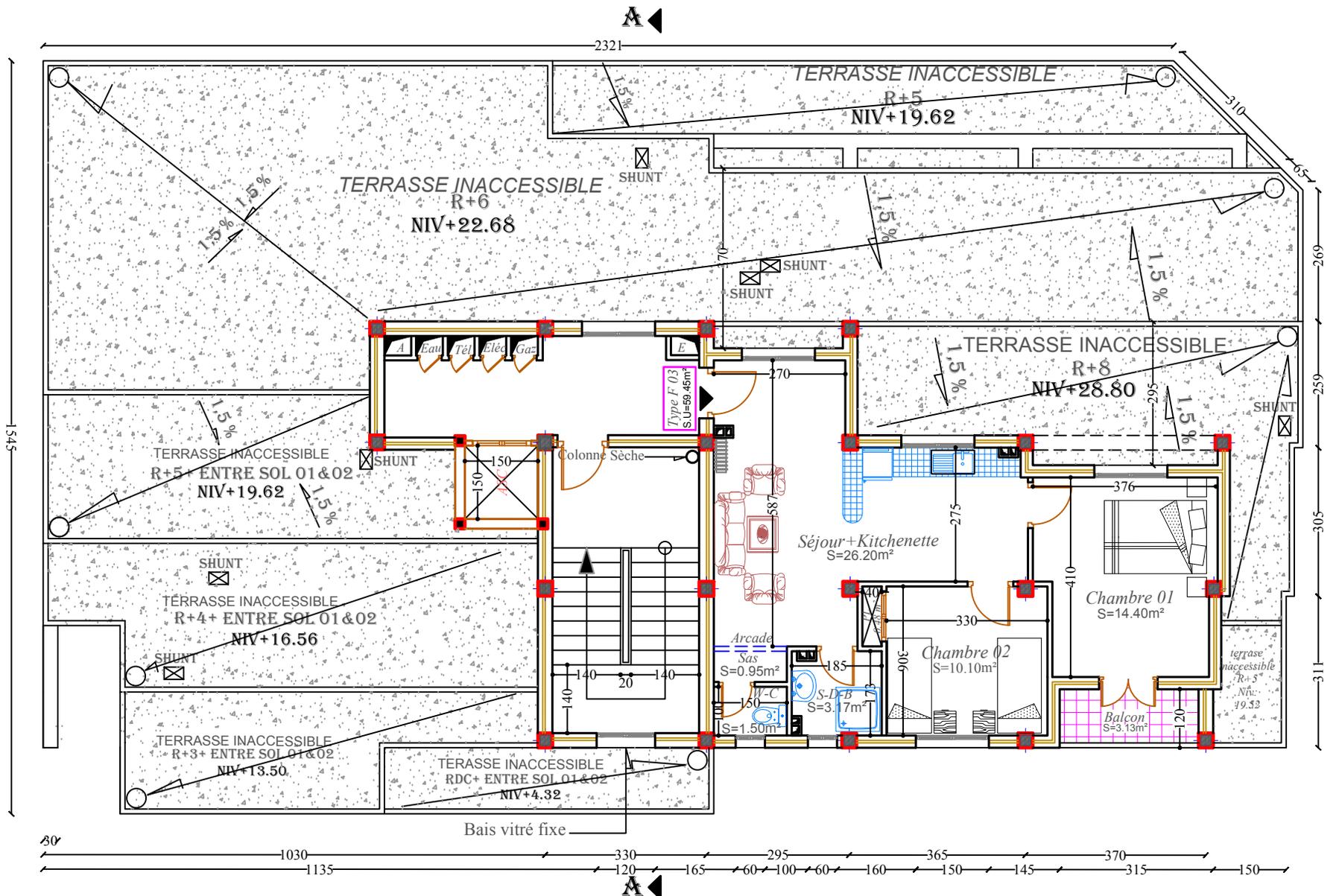
PLAN ETAGE COURANT DU 01ER AU 03ÈME.ECH: 1/100



PLAN DE 4ÈME ETAGE. ECH: 1/100.



PLAN DE 5ÈME ETAGE. ECH: 1/100.



PLAN DE 09ÈME ETAGE.ECH: 1/100

