



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane. MIRA de Béjaïa
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

Thème

*Etude d'un Bâtiment R+8+ 2 sous-sols contreventés
par un système mixte « voiles portiques »*

Réalisé par

*BELAMRI RAMZI
MORS SMAÏL*

Encadré par

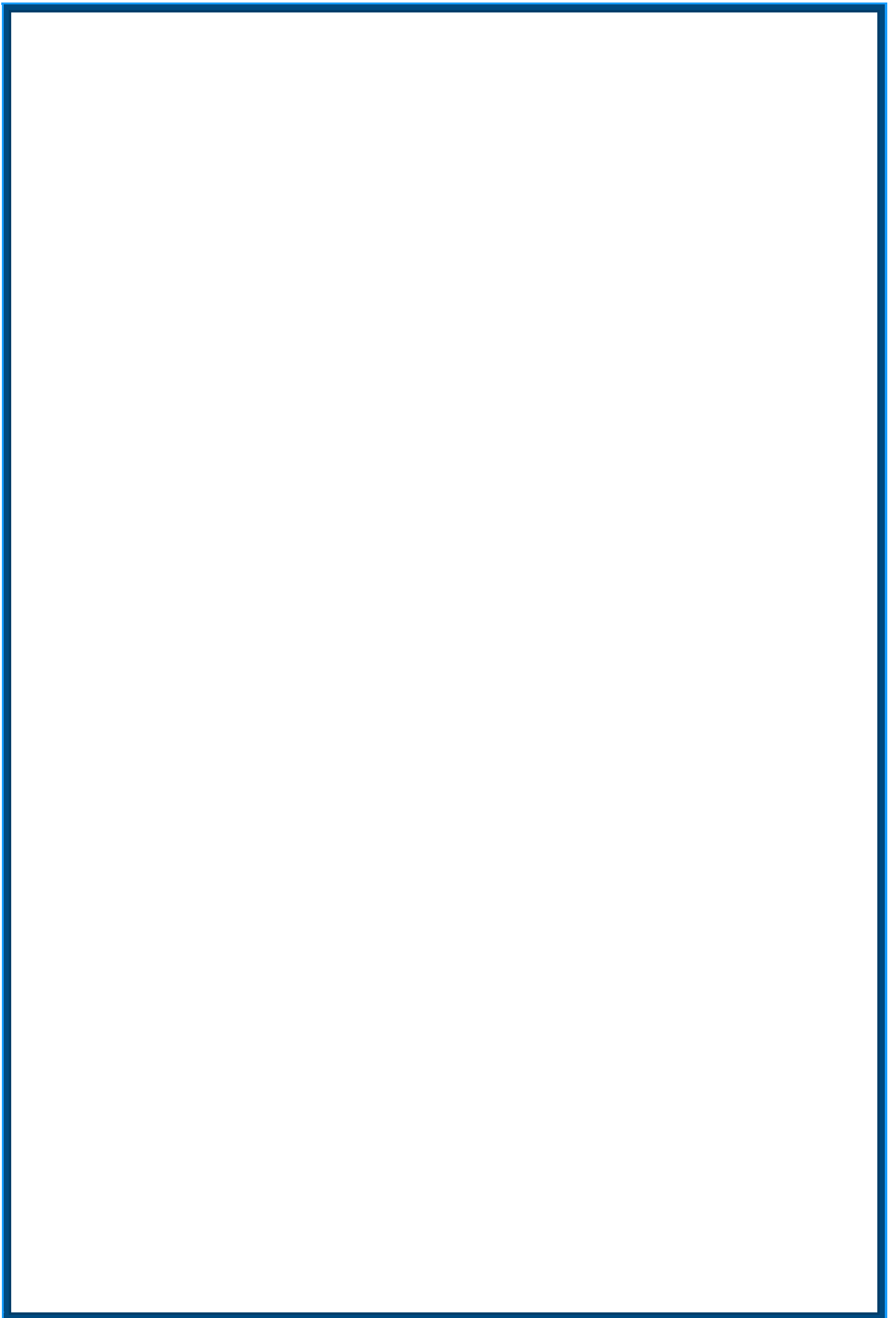
M^{me} W. BOUGHAMSA

Membres de jury

- Mme SFAKSI
- Mr LAICHAOUI

Année universitaire

2016/2017



Remerciements

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

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

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice Mm^e BOUGHAMSA qui nous a donné le courage et son soutien scientifique et morale.

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

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

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.

À ma chère sœur.

À mon cher frère.

À toute la famille "BELAMRI".

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

À ma promotrice bien sur : " Mme w .BOUGHAMSA" qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire.

À toute la promotion de Génie Civil 2017.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.

À mes très chères sœurs.

À mon cher frère.

À toute la famille "MORS et AIDLI".

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

À ma promotrice bien sur : "M^{me} W. Boughamsa" qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire.

À tout la promotion de Génie Civil 2017.

Aux adhérent de L'association scientifique LEFNAR pour leurs soutien.



Symboles et notation

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.

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

G : Action permanente.

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

h_t : hauteur totale du plancher.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

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

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

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

Symboles et notation

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.

M_0 : 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 (m^2).

St : Espacement des armatures.

V : Effort tranchant.

T_2 : 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.

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

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

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

Symboles et notation

f_e : Limite d'élasticité.

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

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

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ_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_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

TABLE DES MATIERES

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction	01
I.2. Présentation de l'ouvrage	01
I.3. Implantation de l'ouvrage	01
I.4. Caractéristiques géométriques.....	01
I.5. Système de contreventement	01
I.6. Les éléments structuraux	01
I.7. Caractéristiques du sol.....	02
I.8. Régularité de la structure.....	02
I.9. Réglementations et normes utilisées	03
I.10. Les états limites	04
I.11. Les actions	04
I.12. Caractéristique mécaniques des matériaux utilisés	06
I.13. L'acier	11

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	15
II.2. Les planchers.....	15
II.3. Pré dimensionnement des poutres	18
II.4. Pré dimensionnement des voiles	18
II.5. Pré dimensionnement de l'acrotère	19
II.6. Pré-dimensionnement des escaliers	20
II.7. Evaluation des charges et surcharges.....	23
II.8. Pré-dimensionnement des poteaux.....	28
II.9. Conclusion	36

Chapitre III Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction	38
III.2. Etude des planchers	38
III.3. Dalle pleine	61
III.4. Etude de la poutre de chaînage	74
III.5. les Escaliers	76

TABLE DES MATIERES

III.6. Etude de l'ascenseur	95
III.7. Etude de l'acrotère	101

Chapitre IV Etude dynamique

IV. 1. Introduction	107
IV. 2. Modélisation	107
IV. 3. Choix de la méthode de calcul.....	107
IV. 4. Présentation de la méthode modale spectrale	108
IV. 5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003	114
IV. 6. Conclusion	119

Chapitre V Etude des éléments principaux

V .1. Introduction.....	120
V .2. Etude des poteaux	120
V .3. Etude des poutres	130
V .4. Étude des voiles	140

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	148
VI.2. Combinaisons de calcul	148
VI.3. Reconnaissance du sol	148
VI.4. Choix du type de fondation	148
VI.5. Ferrailage du radier général.....	153
VI.6. Etude des nervures.....	157
VI.7. Etude du voile Périphérique	164

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	08
Figure I.2. Evolution de la résistance du béton à la traction f_{jt} En fonction de celle à la compression f_{cj}	08
Figure I.3. Diagramme de contrainte du béton à l'ELU.....	09
Figure I.4. Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	12
Figure I.5. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.	13
Figure II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux	15
Figure II.2. Schéma d'une poutrelle.....	16
Figure II.3. coupe transversale d'un voile.....	19
Figure II.4. coupe transversale de l'acrotère	19
Figure II.5. Les éléments constitutifs d'un escalier.....	20
Figure II.6. Escalier à trois volées.....	20
Figure II.7. Schéma statique de l'escalier type 1 volée.....	21
Figure II.8. Schéma statique de l'escalier type 2	22
Figure II.9. Schéma de l'ascenseur	27
Figure II.10. Vue en plan des poteaux les plus sollicités	29
Figure II.11. La surface afférente du poteau TA.....	29
Figure II.12. La surface afférente du poteau 8em étage.....	29
Figure II.13. La surface afférente du poteau 7em étage.....	30
Figure II.14. La surface afférente du poteau RDC jusqu'au 5em étage.....	30
Figure II.15. La surface afférente du poteau du sous sol 2	30
Figure II.16. La surface afférente du poteau du sous sol 1	31
Figure III.1. Sens de la disposition des poutrelles de la soupente jusqu'au 4em étage.....	38
Figure III.2. Sens de la disposition des poutrelles du 5em et 6em étage	39
Figure III.3. Sens de la disposition des poutrelles du 7em, 8em étage et terrasse accessible	39
Figure III.4. Sens de la disposition des poutrelles de la terrasse accessible	40
Figure III.5. Sens de la disposition des poutrelles de la terrasse inaccessible	40
Figure III.6. Evaluation des moments fléchissant.....	43
Figure III.7. Evaluation des efforts tranchants.....	44
Figure III.8. Ferrailage de la dalle de compression.....	61
Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle D1 et D2	72
Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle D3	72
Figure III.11. Schéma de ferrailage de la dalle D4	73
Figure III.12. Schéma de ferrailage de la dalle D5	73
Figure III.13. Schéma de ferrailage de la dalle D6	73
Figure III.14. Schéma statique de la poutre de chaînage	74
Figure III.15. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	76
Figure III.16. Escalier a 3 volées	77
Figure III.17. Coupe en élévation de l'escalier (type 1)	77
Figure III.18. Schéma statique de l'escalier type 2(partie AB).....	78
Figure III.19. Section d'escalier à ferrailer.....	79
Figure III.20. Schéma de ferrailage de l'escalier type (1)	81
Figure III.21. Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier	83
Figure III.22. Schéma statique de la poutre brisée.....	84
Figure III.23. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	87
Figure III.24. Coupe en élévation de l'escalier (type 2)	88
Figure III.25. Schéma statique de l'escalier type 2(partie AB).....	88
Figure III.26. Section d'escalier à ferrailer.....	90

LISTE DES FIGURES

Figure III.27. Schéma de ferrailage de l'escalier type (2)	91
Figure III.28. Schéma statique de la poutre palière	92
Figure III.29. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	95
Figure III.30. Schéma statique et concept d'ascenseur	95
Figure III.31. Schéma de l'ascenseur.....	96
Figure III.32. Schéma représentant la surface d'impact	96
Figure III.33. Schéma de ferrailage du local machine	99
Figure III.34. Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	101
Figure III.35. Modèle de calcul de l'acrotère.....	102
Figure III.36. Coupe transversale de l'acrotère	102
Figure III.37. Section de l'acrotère à ferrailer	104
Figure III.38. Schéma de ferrailage de l'acrotère	106
Figure IV.1. Spectre de réponse selon x-x et y-y	111
Figure IV.2. Mode 1 Translation suivant l'axe y-y	112
Figure IV.3. Mode 1 Translation suivant l'axe x-x	112
Figure IV.4. Mode 3 Rotation selon l'axe Z-Z.....	112
Figure IV.5. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel SAP2000V15	113
Figure IV.6. Sens de la disposition des voiles.....	113
Figure V.1. Zone nodale	121
Figure V.2. Ancrage des armatures transversales.....	122
Figure V.3. Section d'un poteau.....	126
Figure V.4. Répartition des moments dans les zones nodales	135
Figure V.5. Formation de rotules plastique	135
Figure V.6 : Schémas de ferrailage des poutres principales sous sol.....	138
Figure V.7 : Schémas de ferrailage des poutres principales RDC.....	138
Figure V.8 : Schémas de ferrailage des poutres principales etage2+étage 3.....	138
Figure V.9 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires sous sol.....	139
Figure V.10 : Schémas de ferrailage des poutres principales RDC.....	139
Figure V.11 : Schémas de ferrailage des poutres principales soupente.....	139
Figure V.12. Schéma des contraintes.	142
Figure V.13. Schéma de ferrailage du voile RDC.....	147
Figure VI.1. Semelle filante	149
Figure VI.2. Schéma de ferrailage du radier	156
Figure VI.3. Schéma statique du débord	156
Figure VI.4. Schéma de ferrailage du débord.....	157
Figure VI.5. Schéma des lignes de rupture du radier	158
Figure VI.6. Schéma statique de la nervure selon X-X.....	159
Figure VI.7. Sollicitations sur les nervures dans le sens X-X	160
Figure VI.8. Schéma statique de la nervure selon Y-Y	160
Figure VI.9. Sollicitations sur les nervures dans le sens Y-Y	160
Figure VI.10. Schéma des nervures.....	161
Figure VI.11. Schéma de ferrailage des nervures sens y-y	163
Figure VI.12. Schéma de ferrailage des nervures sens x-x	163
Figure VI.13. Poussée des terres sur les voiles périphériques.....	164
Figure VI.14. Répartition des contraintes sur le voile	164
Figure VI.15. Schéma de ferrailage du voile périphérique	167

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. f_c en fonction du type d'acier	11
Tableau II.1. Les dimensions des escaliers	23
Tableau II.2. Evaluation des charges du plancher terrasse accessible	23
Tableau II.3. Evaluation des charge du plancher terrasse inaccessible.....	23
Tableau II.4. Evaluation des charges du plancher étage courant.	24
Tableau II.5. Evaluation des charges du plancher RDC.	24
Tableau II.6. Evaluation des charges de la dalle pleine.	24
Tableau II.7. Evaluation des charges des murs extérieures.	25
Tableau II.8. Evaluation des charges des murs intérieures.	25
Tableau II.9. Evaluation des charges du palier	25
Tableau II.10. Evaluation de charge de la volée	26
Tableau II.11. Evaluation des charges de l'acrotère	26
Tableau II.12. Evaluation des charges de l'Ascenseur	27
Tableau II.13. Evaluation des poids propre des poteaux.	31
Tableau II.14. Descente de charge du poteau B3.....	32
Tableau II.15. Résultat de vérification a la compression simple.	34
Tableau II.16. Les résultats de la vérification au flambement.	36
Tableau III.1. Les différents types de poutrelles	41
Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles	45
Tableau III.3. Sollicitations max dans les différents types de poutrelles du Soupente au 4em étage.....	48
Tableau III.4. Sollicitations max dans les différents types de poutrelles du 5em et 6em étage	48
Tableau III.5. Sollicitations max dans les différents types de poutrelles du 7em et 8em étage.	48
Tableau III.6. Sollicitations max dans les différents types de poutrelles du Terrasse accessible.....	49
Tableau III.7. Sollicitations max dans les différents types de poutrelles du Terrasse inaccessible.....	49
Tableau III.8. Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles	49
Tableau III.9. Ferrailage des poutrelles de la soupente jusqu'au 4em étage	50
Tableau III.10. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux	57
Tableau III.11. Vérifications nécessaires à l'ELU.....	58
Tableau III.12. Vérification des contraintes à l'ELS.....	58
Tableau III.13. Vérifications de la flèche à l'ELS.....	59
Tableau.III.14. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.	60
Tableau III.15. Théorie de calcul des moments.....	62
Tableau III.16. Calcul des sollicitations.	63
Tableau III.17. Calcul des sollicitations à l'ELU.....	65
Tableau III.18. Evaluation de la flèche dans le 2 ^{ème} type de dalle.....	68
Tableau III.19. Sollicitations maximales dans les dalles pleines	68
Tableau III.20. Vérification de l'effort tranchant	69
Tableau III.21. Calcul du ferrailage à l'ELU.....	69
Tableau III.22. Vérifications des contraintes à l'ELS.	70
Tableau III.23. vérifications des contraintes à l'ELS après ferrailage a l'ELS	70
Tableau III.24. Vérifications de la flèche à l'ELS.....	72
Tableau III.25. Moments et ferrailages correspondant.....	75
Tableau III.26. Vérification des contraintes	75
Tableau III.27. Vérification de la flèche.....	76

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.28. Sollicitations dans le premier type d'escalier (Type 2)	79
Tableau III.29. Ferrailage de l'escalier Type 1	80
Tableau III.30. Vérification des contraintes à l'ELS	80
Tableau III.31. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier	81
Tableau III.32 : Résultats de ferrailage de la 2 ^{ème} partie	82
Tableau III.33. Vérification des contraintes à l'ELS	82
Tableau III.34. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier	83
Tableau III.35. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	84
Tableau III.36. Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis	85
Tableau III.37. Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée	87
Tableau III.38. Sollicitations dans le premier type d'escalier (Type 2)	89
Tableau III.39. Ferrailage de l'escalier Type 1	90
Tableau III.40. Vérification des contraintes à l'ELS	90
Tableau III.41. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier	91
Tableau III.42. Ferrailage de la poutre palière.	93
Tableau III.43. Vérification des contraintes à l'ELS	94
Tableau III.44. Ferrailage de la dalle D'ascenseur	98
Tableau III.45. Vérifications des contraintes à l'ELS	99
Tableau III.46. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	100
Tableau III.47. Vérification des contraintes.	100
Tableau III.48. Combinaisons d'action de l'acrotère.	103
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités	109
Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure	111
Tableau IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales	114
Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales selon x-x	114
Tableau IV.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales selon y-y	115
Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	116
Tableau IV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	116
Tableau IV.8. Vérifications des déplacements des niveaux selon x-x	117
Tableau IV.9. Vérifications des déplacements des niveaux selon y-y	117
Tableau IV.10. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	118
Tableau IV.11. Vérification de l'effort normal réduit	119
Tableau IV.12. Dimensions finales des éléments structuraux	119
Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux	121
Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux	123
Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux	124
Tableaux V.4. Ferrailage transversales des poteaux	124
Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux	125
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton	126
Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement	127
Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale	127
Tableau V.9. ferrailage des sections des poteaux dans tous les niveaux	128
Tableau V.9. ferrailage des sections des poteaux dans tous les niveaux (suite)	129
Tableau V.10. Ferrailage des poutres principales (35x45) cm ²	131
Tableau V.11. Ferrailage des poutres secondaires (35x45) cm ²	132
Tableau V.12. Vérification des contraintes tangentielles	133

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V.13. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	133
Tableau V.14. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	134
Tableau V.15. Moments résistants dans les poteaux.....	136
Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres principales	136
Tableau V.17. Moments résistants dans les poutres secondaires	136
Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens principale	137
Tableau V.19. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire	137
Tableau V.20. Sollicitations maximales dans le voile V_{x1}	141
Tableau V.21. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux	144
Tableau V.22. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux	145
Tableau V.23. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x3} dans tous les niveaux	145
Tableau V.24. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux	146
Tableau V.25. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux	147
Tableau VI.1. Section d'armateur du radier.....	154
Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	155
Tableau VI.3. Section d'armateur du radier à l'ELS	155
Tableau VI.4. Section d'armateur du débord.....	156
Tableau VI.5. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	157
Tableau VI.6. Section d'armature du débord à l'ELS.....	157
Tableaux VI.7. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens	160
Tableaux VI.8. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.....	161
Tableau VI.9. Résultats de ferrailage des nervures.....	161
Tableau VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS	162
Tableau VI.11. Ferrailage des nervures à l'ELS	162
Tableau VI.12. Ferrailage des voiles périphérique	165
Tableau VI.13. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	166

INTRODUCTION

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment multifonctionnel (R+8) + 2 sous-sols qui regroupe parking au niveau du sous-sol et commerciale au niveau de RDC, et logements d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques), le projet situé en zone IIa et dépasse les 14 mètres de hauteur.

Notre étude consiste à répondre aux principales problématiques suivantes:

- Quelle est la disposition meilleure des voiles pour avoir un bon comportement ?
- Quelles sont les différentes contraintes auxquelles l'ingénieur est confronté ?
- Quelle est le type de fondation qui convient à notre structure ?

Pour répondre à ces questions, on a jugé utile de scinder notre travail en six chapitres, dont les trois premiers porteront sur la présentation du projet, en plus des calculs statiques, dans le chapitre quatre nous allons nous intéresser à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel SAP 2000 V14. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre cinq. En dernier lieu, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du sixième chapitre.

Chapitre I

Chapitre II

Chapitre III

Chapitre IV

Chapitre V

Chapitre VI

Les plans

I.1. Introduction

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

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude d'un bâtiment (R+8+2 sous-sols) à usage d'habitation avec des locaux commerciaux (RDC). Il s'inscrit dans le cadre de réalisation de 145 logements collectifs, classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 », dans le groupe (2).

I.3. Implantation de l'ouvrage

L'ouvrage est situé à Chréa, dans la wilaya de Bejaia, qui est d'après la classification en zones sismiques des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/2003), en zone (IIa), qui est une zone à moyenne sismicité.

I.4. Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques de notre structure sont les suivantes :

▪ Hauteur total de l'ouvrage	35.4 m.
▪ Hauteur du sous sol 1 et 2.....	2.65 m
▪ Hauteur de RDC	3.50 m
▪ Hauteur d'étage courant.....	2.80 m
▪ Largeur	17.25 m
▪ Longueur	21.90 m

I.5. Système de contreventement

En se basant sur l'article (3-4-A-1.a) du RPA99/Version 2003 qui exige de mettre des voiles de contreventement lorsque la hauteur de l'ouvrage dépasse 14m en zone IIa, nous avons opté pour un contreventement par voiles et portiques avec justification de l'interaction vu ses avantages par rapport à l'économie.

I.6. Les éléments structuraux

• **Les planchers** : ce sont des aires- généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un

diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

- **Les poutres** : sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant.
- **Les poteaux** : sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les Sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.
- **Les escaliers** : ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.
- **La maçonnerie**
 - les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
 - Les murs intérieurs : sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.
- **Balcon** : les balcons seront réalisés en dalle pleine.
- **L'acrotère** : C'est un élément en béton armé, encastrés à sa base au plancher terrasse, Coulé sur place.
- **L'infrastructure** : Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :
 - ✓ Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
 - ✓ Limiter les tassements.
 - ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol

I.7. Caractéristiques du sol

L'état de sol qui fait l'objet de notre étude a été réalisé par LNHC Bejaia

-Le terrain réservé pour la réalisation de notre structure est essentiellement constitué de :

Sable, gravillon (10/20), cailloux (20:40) avec e=80cm, des grosse cailloux.

- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{adm} = 1 \text{ bar}$

-D'après le rapport de sol on peut classer notre sol en classe S2.

I.8. Régularité de la structure

Selon le **RPA99, version 2003**(*article 3.5.1*), un bâtiment est classé régulière si on respecte les deux critères suivants :

I.8.1. Régularité en plan

1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
 2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
 3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.
 4. La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.
4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

I.8.2. Régularité en élévation

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur discontinu.
- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restant constants diminuent progressivement sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- Dans le cas de décrochements en élévation la variation des dimensions en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul.

Dans notre projet, toutes les conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est classé régulier en élévation.

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

I.9. Réglementations et normes utilisées

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

I.10. Les états limites

I.10.1. Définition

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou l'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

I.10.2. Etat limite ultime (ELU)

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure, au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et aciers sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

I.10.3. Etat limite de service (ELS)

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de la structure est remise en cause.

- Etat limite d'ouverture des fissures : risque d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

I.11. Les actions

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

I.11.1. Les différents types d'actions

➤ Les actions permanentes (G)

Les actions permanentes sont celles dont la variation dans le temps est négligeable, elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

➤ Les actions variables (Q)

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges appliquées aux cours d'exécutions
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

➤ Les actions accidentelles (FA)

Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes (E).
- Les explosions
- Les feux.

I.11.2. Valeurs de calcul des actions

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions, puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas du chargement le plus défavorable.

I.11.3. Combinaison d'actions à l'ELU

CBA93 (article A.3.3.2)

➤ **Situation durable ou transitoire** : On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est : $1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5Q_1 + \sum 1,3\psi_{0i} Q_i$

$\psi_{0i} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

➤ Situations accidentelles

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + FA + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

Q_1 : Valeur fréquente d'une action variable.

Q_i : Valeur quasi-permanente d'une action variable.

0.15 : Si l'action d'accompagnement est la neige.

0.50 : Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.

0.20 : Si l'action d'accompagnement est le vent.

I.11.4. Combinaison d'action à l'ELS**CBA93** (article A.3.3.3)

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

$\psi_{0i} = 0.6$ pour l'effet de la température.

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

I.11.5. Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

Situations durables :

➤ ELU : $1.35G + 1.5Q$

➤ ELS : $G + Q$

Situations accidentelles

RPA99 (article 5.2)

➤ $G + Q \pm E$

➤ $G + Q \pm 1.2E$ pour les structures auto-stables

➤ $0.8G \pm E$

Avec :

✓ G : étant l'action permanente.

✓ Q : charge d'exploitation.

✓ E : l'action du séisme

I.12. Caractéristique mécaniques des matériaux utilisées

- **Béton**

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

Ces principaux constituants sont :

- **Le ciment**

C'est un liant hydraulique caractérisé par sa propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

Le ciment utilisé pour la réalisation de notre ouvrage en béton armé, est le CPA425 (ciment portland artificiel). Le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 350kg. (BAEL91 : article B.1.1).

- **Les granulats**

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats provenant de concassage des roches.

- **Les adjuvants**

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton, dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

I.12.1. Caractéristiques du béton

➤ Résistance mécanique à la compression (f_{cj})

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulats de grosseur au plus égale à 40mm.

D'après le BAEL91, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa pour les éléments principaux.

Cette résistance est donnée par la relation suivante :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \text{ si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} \text{ si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.1)}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \text{ si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} \text{ si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.1)}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$.

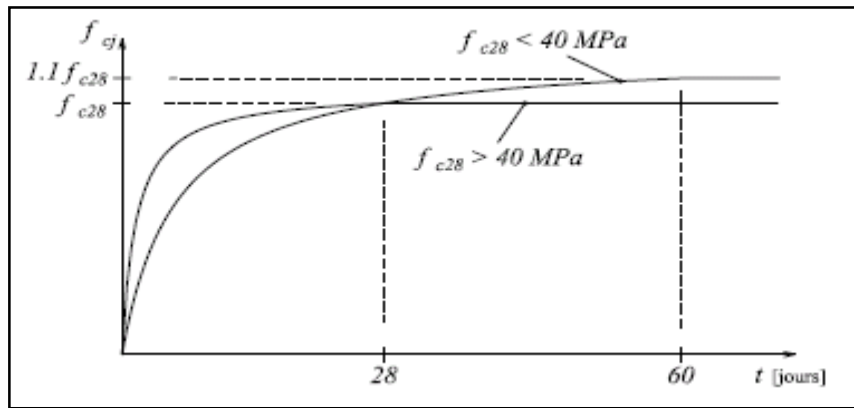


Figure I.1. Evolution de la résistance du béton $f_{c,j}$ en fonction de l'âge du béton

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c,28} = 25 \text{ MPa}$.

➤ **Résistance à la traction (f_{tj})**

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec} \quad f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.2)}$$

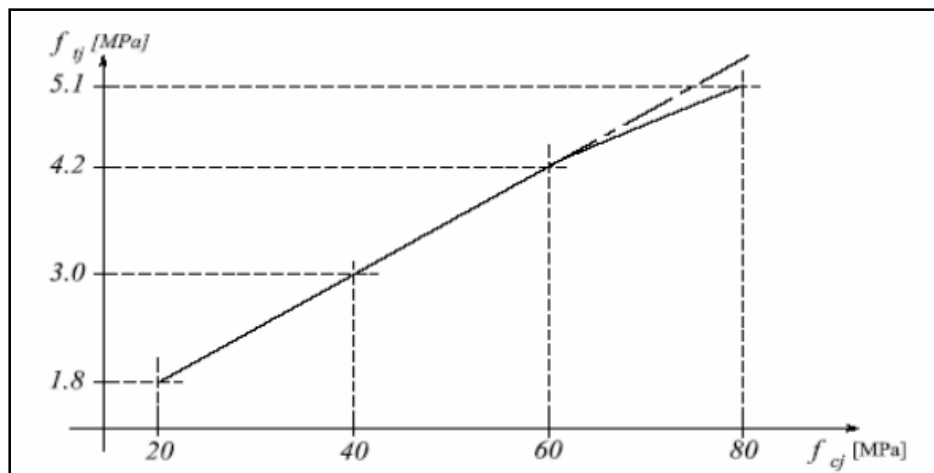


Figure I.2. Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj}
En fonction de celle à la compression f_{cj}

Pour notre cas $f_{t,28} = 2.1 \text{ MPa}$.

➤ **Valeurs de calcul à la compression**

• **Contrainte limite à l'ELU**

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$\sigma_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

CBA93 (Article : A.4.3.4.1)

Avec :

 γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton, tel que :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

 θ : Coefficient réducteur, tel que :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } t > 24 \text{ heures} \\ 0.9 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } 1 \text{ heures} \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0.85 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } t < 1 \text{ heures} \end{cases}$$

Dans notre cas $t \leq 24$ heures d'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.2 & \text{Pour les situations durables ou transitoires} \\ 18.48 & \text{Pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

- **Diagramme des contraintes- déformations**

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

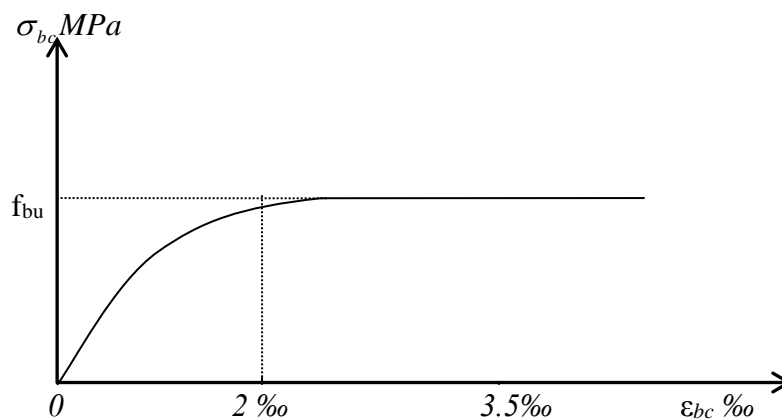


Figure I.3. Diagramme de contrainte du béton à l'ELU.

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

- $2^0/00$: en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- $3.5^0/00$: en flexion simple ou composée.

▪ Contrainte limite à l'ELS

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad (\text{CBA93 article A.4.5.2})$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

➤ Module de déformation longitudinale du béton

• A court terme :(module de déformation instantanée)

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ **CBA93 (article A.2.1.2.1)**

• À long terme :(module de déformation différée)

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ **CBA93 (article A.2.1.2.2)**

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc on a :

$$\begin{cases} E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa} \\ E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ Coefficient de Poisson

CBA93 (article A.2.1.3)

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

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}} = \nu = \frac{\text{Variation unitaire du côté de la section}}{\text{Raccourcissement unitaire}}$$

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes : $\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{à l'ELS} \\ 0 & \text{à l'ELU} \end{cases}$

➤ **Module de déformation transversale du béton**

CBA93 (article A.2.1.3)

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

$$G = \begin{cases} 0.5 \times E_{ij} & \text{si : } \nu = 0 \quad \text{à l'ELU} \\ 0.42 \times E_{ij} & \text{si : } \nu = 0.2 \quad \text{à l'ELS} \end{cases}$$

➤ **Contrainte ultime de cisaillement (du béton)**

(BAEL91 article A.5.1.211)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportant à la fois des barres droites et des barres relevées d'après le BAEL91, la contrainte admissible $\bar{\tau}$ diffère selon que la fissuration est peu nuisible ou nuisible. Elle est donnée suivant le cas comme suit :

$$\begin{cases} \bar{\tau} = \min\left(0.20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right) & \text{pour fissuration peu nuisible} \\ \bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right) & \text{pour fissuration nuisible} \end{cases}$$

Dans notre cas on a $f_{c28}=25\text{Mpa}$ donc :

$\tau_{Adm}=3,33\text{Mpa} \rightarrow$ fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm}=2,5\text{Mpa} \rightarrow$ fissuration préjudiciable

I.13. L'acier**I.13.1 Définition**

Le matériau acier est un alliage de Fer ; et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\,000\text{ MPa}$.

I.13.2 Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Principales armatures utilisés

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	FLE235	FeTE400
f_e [MPa]	215	235	400	500	235	400

Tableau I.1. f_e en fonction du type d'acier

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, FeE400 et des armatures rondes lisses, FeE235 et un treillis soudés à haute adhérence FeTE400.

I.13.3 Contrainte limite

✓ Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

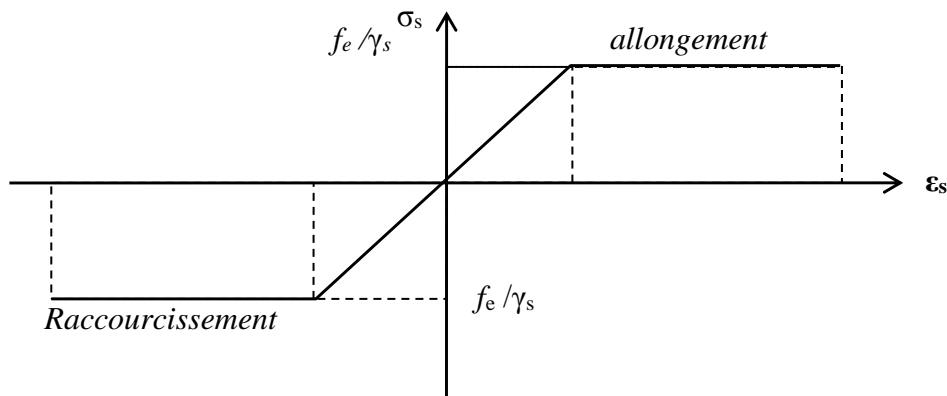


Figure. I.4. Diagramme contrainte déformation de l'acier.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

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

γ_s : Coefficient de sécurité.

✓ Etat limite de service :

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (RL)}$$

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

I.13.4 Hypothèses de calcul

I.13.4.1 Calcul aux états limites de services

- Les sections droites restent planes, et il n’y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction de béton est négligeable.
- Le béton et l’acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d’élasticités longitudinaux de l’acier et de béton est pris égal à $15 (\eta = \frac{E_s}{E_b})$, η : est appelé coefficient d’équivalence.

I.13.4.2 Calcul aux états limite ultimes de résistance

- Les sections droites restent planes, et il n’y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L’allongement relatif de l’acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :
 $\epsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$ En flexion.
 $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ En compression centre.
- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l’un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

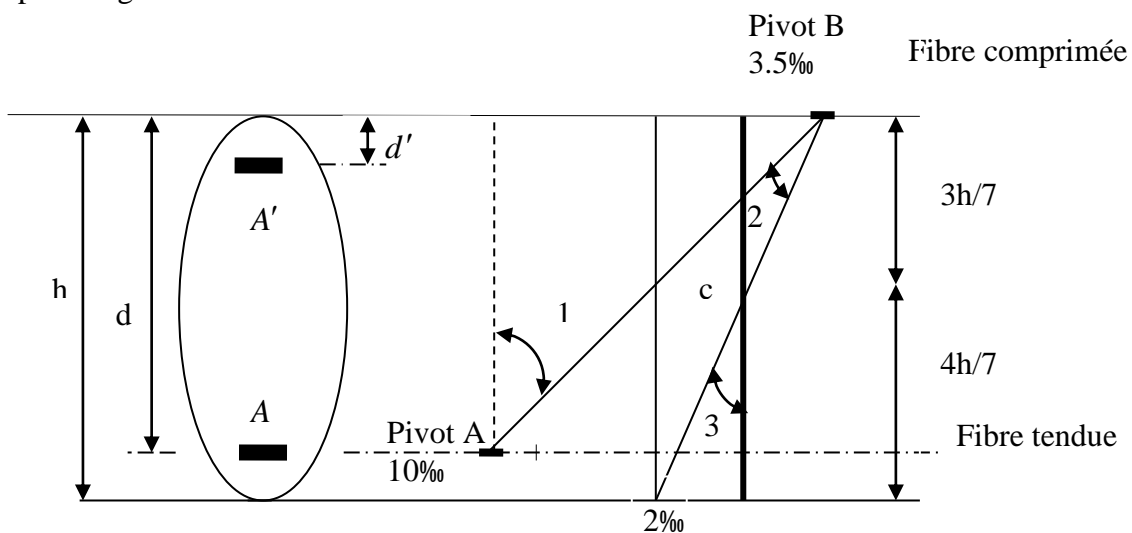


Figure I.5. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- ✓ $E_{vj} = 10721,40$ Mpa.
- ✓ $E_{ij} = 32164.20$ Mpa.
- ✓ $f_e = 400$ MPa.

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments structuraux consiste à donner des dimensions aux éléments avant d'entamer l'étude du projet en respectant les différents règlements cités dans le premier chapitre, la transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondation → sol.

II.2. Les planchers

II.2.1. Planchers à corps creux

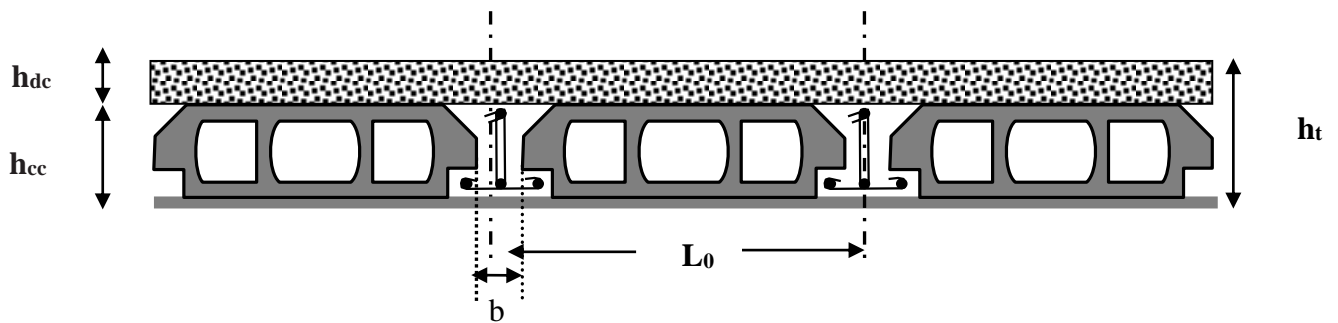


Figure. II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

h_{dc} : hauteur du dalle de compression.

h_{cc} : hauteur du corps creux.

H_t : hauteur de la dalle.

L : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.

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

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad \text{CBA93 (Art B.6.8.4.2.4)}$$

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

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{595 - 30}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 25,11 \text{ cm}$$

$$h_t = 26 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux type (20+6).

II.2.2. Les poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales. Elles sont considérées comme poutres continues semi encastrées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

b : largeur de la table de compression

b₀ : largeur de la nervure

L_x : distance entre nus de deux poutrelles successive.

L_y : distance minimale entre nue d'appuis des poutrelles principales.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

h_t : hauteur totale de la poutrelle.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) h_t \rightarrow b_0 = (10.4 \text{ à } 15.6 \text{ cm})$$

Donc on prend : $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_y = 480 - 30 = 450 \text{ cm}$$

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

$$b_1 \leq \min (53/2 ; 450/10)$$

$$\Rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm} \quad \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

Donc on prend : $b = 65 \text{ cm}$

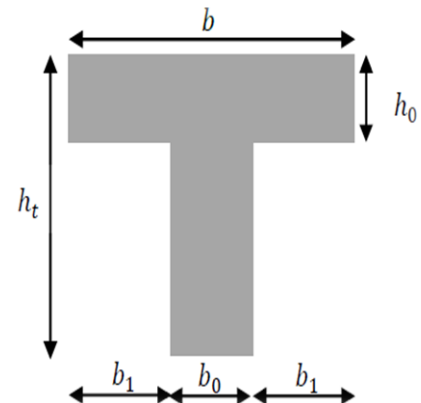


Figure II.2. Schéma d'une poutrelle

II.2.3. Pré dimensionnement des dalles pleines

Notre projet comporte 3 types de dalle pleine reposant sur 2 appuis, 3 appuis et 4 appuis

➤ Résistance au feu

$e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu. (CBA93)

$e \geq 14 \text{ cm}$ pour trois heures de coupe-feu.

➤ Résistance à la flexion

- Dalle reposant sur deux appuis : $e \geq \frac{L_x}{20}$

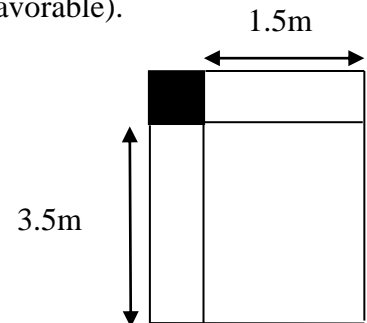
- Dalle reposant sur trois: $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur 4 appuis : $\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40}$

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

Calcul de l'épaisseur de la dalle

✓ **Sur deux appuis**

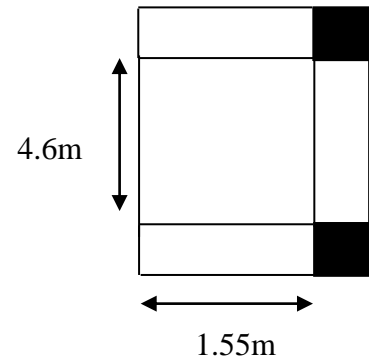
$$e \geq \frac{L_x}{20} \implies e \geq \frac{150}{20} = 7.5 \text{ cm}$$



✓ **Sur trois appuis**

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30} ; \frac{155}{35} < e < \frac{155}{30}$$

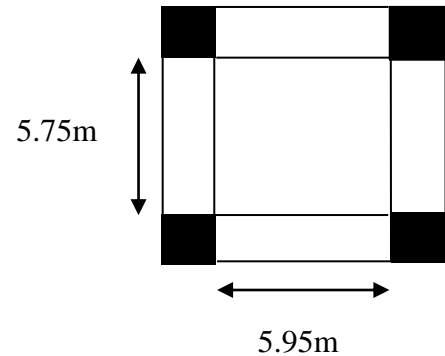
$$4.42 \text{ cm} < e < 5.16 \text{ cm}$$



✓ **Sur quatre appuis : Sous-sol et RDC**

$$\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40} ; \frac{575}{45} < e < \frac{575}{40}$$

$$12.77 \text{ cm} < e < 14.38 \text{ cm}$$



On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coup de feu qui est déterminant. Donc, on opte pour les dalles pleines (balcons, terrasse) l'épaisseur $e = 12 \text{ cm}$
 Par contre pour la dalle sur quatre (dalle de l'ascenseur, sous-sol et RDC), on opte pour une épaisseur de **15cm** à cause de chargement important de l'ascenseur.

II.3. Pré dimensionnement des poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis on a deux types (poutres principales, poutres secondaires). Considérant que la section des poutres est rectangulaire de dimensions b et h.

II.3.1. Les poutres principales

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Pour des poteaux (40 ×45) cm²

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

$$L_{max} = 575 - 40 \Rightarrow L_{max} = 535 \text{ cm} \Rightarrow 35.66 \text{ cm} \leq h \leq 53.5 \text{ cm} .$$

On adopte pour une section rectangulaire (b×h)= (35×45) cm²

h = 45 cm > 30 cmvérifiée	}	RPA99/2003(Art 7.5.1)
b= 35 cm > 20 cmvérifiée		
1/4 ≤ h /b = 1.29 ≤ 4.....verifiée		

II.3.2.Les poutres secondaires

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$L_{max} = 595 - 45 \Rightarrow L_{max} = 550 \text{ cm} \Rightarrow 36.66 \text{ cm} \leq h \leq 55 \text{ cm}$$

On adopte pour une section rectangulaire (b×h) = (35×45) cm²

b = 35 ≥ 20cm..... Vérifie	{	RPA 99 version2003 (Art: 7.5.1)
h = 45 ≥ 30cm..... Vérifie		
$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.29 \leq 4$ Vérifie		

II.4.Pré dimensionnement des voiles

Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement sont :

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- Les actions horizontales : effet de séisme.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15 \text{ cm}$(1).
- $e > h_e / 20$ (2). **RPA (article 7.7.1)**

h_e : C'est la hauteur libre d'étage

Pour le Sous-sol: $h_e = 2.85 - 0.15 = 2.7 \text{ m}$

$$\frac{h_e}{20} = \frac{270}{20} = 13.5 \text{ cm on prend } e = 15 \text{ cm}$$

Pour le RDC : $h_e = 3.5 - 0.26 = 3.24 \text{ m}$

$$\frac{h_e}{20} = \frac{324}{20} = 16.2 \text{ cm on prend } e = 20 \text{ cm}$$

Pour les étages courants: $h_e = 2.8 - 0.26 = 2.54 \text{ m}$

$$\frac{h_e}{20} = \frac{254}{20} = 12.7 \text{ cm on prend } e = 15 \text{ cm}$$

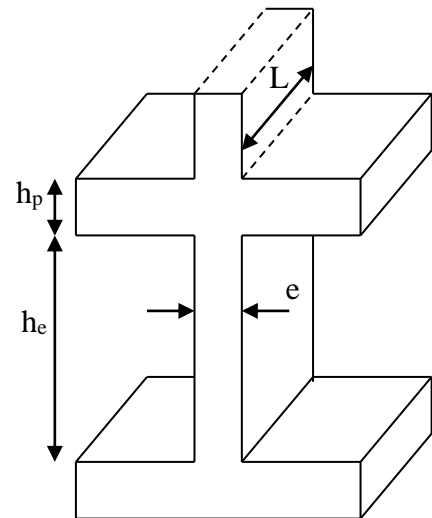


Figure II.3.coupe transversale d'un voile.

II.5.Pré dimensionnement de l'acrotère

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

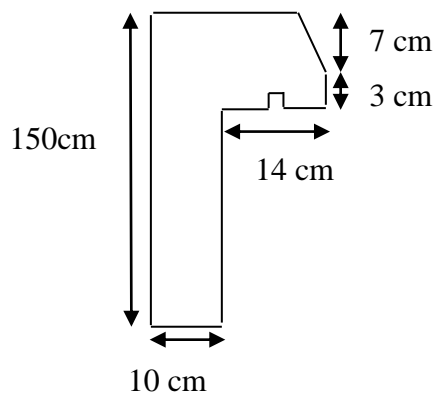


Figure II.4.coupe transversale de l'acrotère.

$$S = (1.5 \times 0.1) + (0.14 \times 0.03) + \frac{0.14 \times 0.07}{2}$$

$$S = 0.1591 \text{ m}^2$$

Charge Permanente

Poids propre

$$G = \gamma_b \times S \times 1 \quad G = 25 \times 0.1591 \times 1 = 3.98 \text{ KN}$$

II.6. Pré-dimensionnement des escaliers

a- Définition

Un escalier est une succession de marches horizontales et d'un palier, permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois. Les éléments qui constituent les escaliers sont représentés dans la **figure II.5** si dessous :

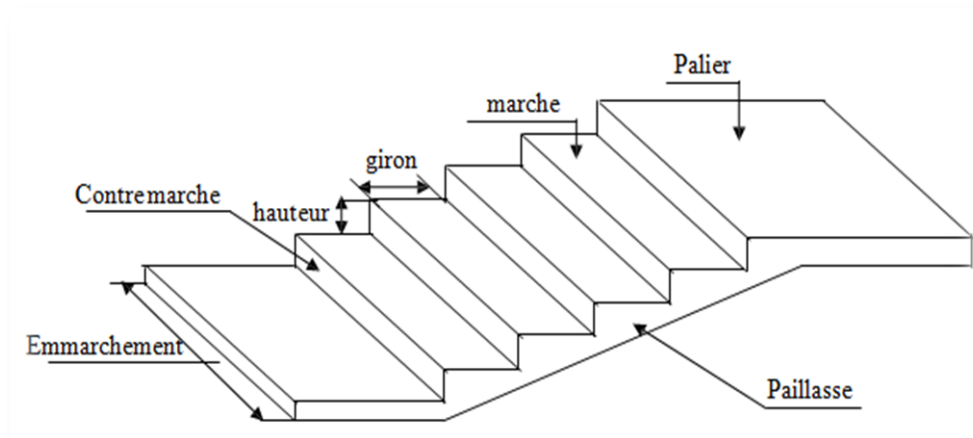


Figure II.5. Les éléments constitutifs d'un escalier.

b- types d'escaliers :

Dans notre projet, il y a deux types d'escalier qui sont présentés dans la figure si dessous :

1- Escalier à 03 volées avec 02 paliers de repos (RDC).

2- Escalier à deux volées avec un palier de repos (Etage courant).

b1). Type 1 (RDC) :

Formule de **BLO NDEL**

$$59\text{cm} < 2h + g < 66\text{cm}.$$

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

Avec :

n-1 : nombre de marche.

L : longueur de la volée projetée.

n : nombre de contre marche.

H : la hauteur de la volée.

h : la hauteur de la contre marche.

g : giron.

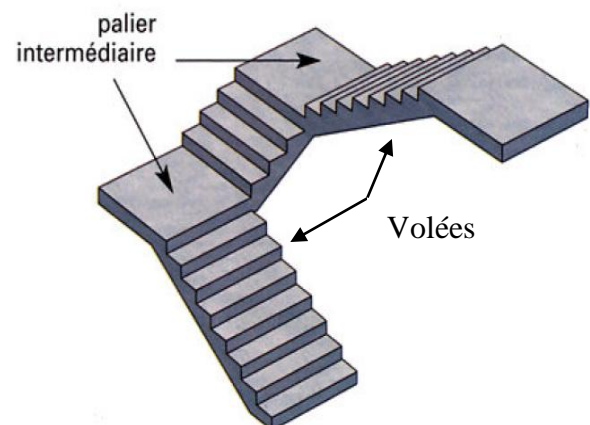


Figure II.6. Escalier à trois volées.

Les volées 1 et 3

$$n = \frac{H}{h} = \frac{1.225}{0.175} = 7 \text{ contre marches.}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{7-1} = 30 \text{ cm.}$$

$$H = 7 \times 17.5 = 1.225 \text{ m}$$

$$L_v = \sqrt{H^2 + L^2} = \sqrt{1.8^2 + 1.225^2} = 2.17 \text{ m}$$

$$L_T = L_p + L_v + L_p'$$

L_p : longueur du palier de départ.

L_v : longueur de la volée.

L_p' : longueur du palier d'arrivée.

$$L_T = 2.2 + 2.17 + 1.5 = 5.87 \text{ m.}$$

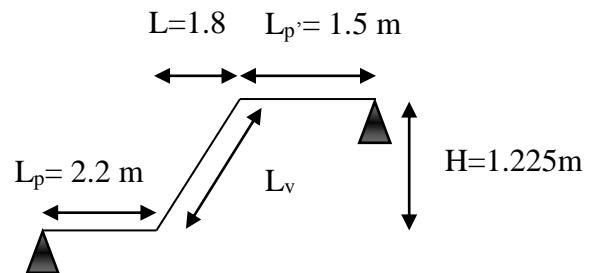


Figure II.7. Schéma statique de l'escalier type 1 volée

Angle de raccordement α :

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1.225}{1.8}\right)$$

$$\alpha = 34.23^\circ$$

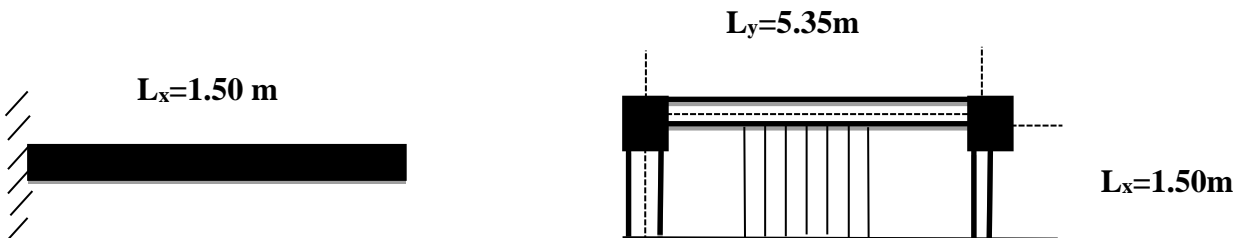
Epaisseur de la paillasse:

Elle est déterminée en respectant la condition de la flèche

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \implies \frac{587}{30} < e < \frac{587}{20}$$

$$19.56 \text{ cm} < e < 29.35 \text{ cm} \text{ On prend } e = 20 \text{ cm}$$

La volée 2 :



$$n = \frac{H}{h} = \frac{1.05}{0.175} = 6 \text{ contre marches}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{150}{6-1} = 30 \text{ cm ; } H = 6 \times 17.5 = 1.05 \text{ m}$$

Epaisseur de la paillese :

$$\begin{cases} e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{150}{20} \Rightarrow e \geq 7.5 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \quad \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{cases}$$

On prend : **e = 12 cm.**

Angle de raccordement α :

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1.05}{1.5}\right)$$

$$\alpha = 35^\circ$$

b2).Type 2 (étage courant) :

➤ **Les volées 1 et 2**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{1.4}{0.175} = 8 \text{ contre marches.}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{210}{8-1} = 30 \text{ cm.}$$

$$H = 8 \times 17.5 = 1.4 \text{ m}$$

$$L_v = \sqrt{H^2 + L^2} = \sqrt{2.1^2 + 1.4^2}$$

$$L_v = 2.52 \text{ m}$$

$$L_T = L_p + L_v + L_{p'}$$

L_p : longueur du palier de départ.

L_v : longueur de la volée.

$L_{p'}$:longueur du palier d'arrivée.

$$L_T = 2.2 + 2.52 + 1.5 = 6.22 \text{ m.}$$

Angle de raccordement α :

- $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1.4}{2.1}\right) ; \alpha = 33.7^\circ$

Epaisseur de la paillese

Elle est déterminée en respectant la condition de la flèche

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \implies \frac{622}{30} < e < \frac{622}{20}; 20.73 \text{ cm} < e < 31.1 \text{ cm}$$

On prend : **e = 21 cm**

Le tableau suivant résume les résultats obtenus pour chaque type d'escalier :

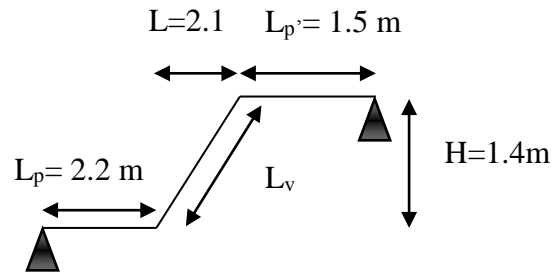


Figure II.8.Schéma statique de l'escalier type 2

	Hauteur (m)	Volée	H _{volée} (cm)	Inclinaison (α)	L _{volée} (cm)	l _{volée} (cm)	N ^{bre} de marche	Epaisseur (cm)
RDC	3.5	1 et 3	122.5	34.23°	180	217	6	20
		2	105	35°	/	/	5	12
Etage	2.8	1 et 2	140	37.87	2.1	252	7	21

Tableau II.1. Les dimensions des escaliers.

II.7. Evaluation des charges et surcharges

II.7.1. Plancher terrasse accessible

N	Désignation des éléments	épaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Forme de pente (1%)	0.065	22	1.44
4	Plancher à corps creux (20+6)	/	/	3.692
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanente totale		G_{terrasse} = 6.202 KN/m²		
Charge d'exploitation		Q = 1.5 KN/m²		

Tableau II.2. Evaluation des charge du plancher terrasse accessible.

II.7.2. Plancher terrasse inaccessible

N	Désignation des éléments	épaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	0.04	20	0.8
2	Etanchéité Multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente (1%)	0.065	22	1.44
4	Plancher à corps creux (20+6)	/	/	3.692
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
6	Isolation thermique	0.04	0.25	0.01
Charge permanente totale		G_{terrasse} = 6.332 KN/m²		
Charge d'exploitation		Q = 1 KN/m²		

Tableau II.3. Evaluation des charge du plancher terrasse inaccessible.

II.7.3. Plancher étage courant

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN /m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher corps creux (20+6)	/	/	3.692
5	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
6	Cloison de séparation	0.10	10	1
Charge permanente totale				G = 6.252 KN/m²
Surcharge d'exploitation				Q = 1.50 KN/m²

Tableau II.4.Evaluation des charges du plancher étage courant.**II.7.4. Plancher RDC**

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN /m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
6	Cloison de séparation	0.10	10	1
Charge permanente totale				G = 6.31 KN/m²
Surcharge d'exploitation				Q = 5 KN/m²

Tableau II.5.Evaluation des charges du plancher RDC.**II.7.5. Balcon (Dalle pleine) :**

	Désignation des éléments	épaisseur (m)	Densité(KN/m ³)	Poids(KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0,4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.12	25	3
5	Enduit en ciment	0.015	18	0.27
Charge permanente totale				G = 4,43 KN/m²
Surcharge d'exploitation				Q = 3.50 KN/m²

Tableau II.6.Evaluation des charges de la dalle pleine.

II.7.6.Murs**II.7.6.1. Murs exterieure double parois en briques creuses**

N	Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Brique creuse extérieure	0.15	/	1.3
2	Brique creuse intérieure	0.10	/	0.9
3	Enduit en ciment intérieure	0.015	18	0.27
4	Enduit en ciment extérieure	0.015	18	0.27
Charge permanente totale				G = 2,74 KN/m²

Tableau II.7.Evaluation des charges des murs extérieures.**II.7.7.Les escaliers****II.7.7.1. Palier**

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en BA	0.21	25	5.25
5	Enduit en ciment	0.015	18	0.27
Charge permanente totale				G = 6.68
Surcharge d'exploitation				Q = 2.50 KN/m²

Tableau II.9.Evaluation des charges du palier

II.7.7.2. La Volée :

N	Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement horizontale		0.02	20	0.4
2	Revêtement verticale		0.02(0.175/0.30)	20	0.23
3	Mortier de pose horizontale		0.02	20	0.4
	Mortier de pose verticale		0.02(0.175/0.30)	20	0.23
4	Garde de corps		/	/	0.6
5	Marches		0.175× (1/2)	22	1.93
6	Pailleasse	Type1	0.20/(cos34.23)	25	6.05
			0.12/(cos35)		3.66
		Type2	0.21/(cos33.7)		6.31
7	Enduit de ciment		0.015/(cos 35)	18	0.33
Charge permanente totale		Type1		G = 9.14	
		Type2		G = 6.75	
		Type2		G =9.40	
Surcharge d'exploitation					Q = 2.50

Tableau II.10.Evaluation de charge de la volée.**II.7.8. L'acrotère**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	0.2	0,3091	25	7.73
Enduit de ciment intérieur	0.02	0,01	20	0,2
Enduit de ciment extérieur	0.02	0,01	20	0,2
Charge permanente totale	G =8.13 KN			
Charge d'exploitation	Q=1KN			

Tableau II.11.Evaluation des charges de l'acrotère

II.7.9. Ascenseur

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

Caractéristiques d'ascenseur d'après l'Annexe 4:

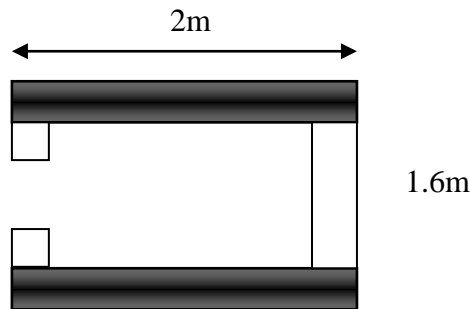


Figure II.9.Schéma de l'ascenseur

- L : Longueur de l'ascenseur.
- l : Largeur de l'ascenseur.
- W : Puissance de l'ascenseur = 6.8 KW.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145 KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15 KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51 KN.
- La charge nominale est de 630kg.
- La vitesse $V = 1$ m/s.
- Donc $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3$ KN

II.7.9.1.Evaluation des charges et des surcharges

Poids propre de la dalle et de revêtement	La surface (m ²)	Poids de la machine (KN /m ²)	Poids total KN /m ²
$G_1=25 \times 0.15 + 22 \times 0.04$	$S=Lx \times Ly$ $S = 1.6 \times 2$	$G_2=F_c / S$ $G_2=145/3.2$	$G=G_1+G_2$ $G = 4.63+45.31$
$G_1=4.63$ Kn/m ²	$S=3.2$ m ²	$G_2=45.31$	$G=49.94$

Tableau II.12.Evaluation des charges de l'Ascenseur.

Les charges d'exploitation est : $Q=1\text{KN/m}^2$

II.8.Pré-dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux sera établi en faisant le calcul de la section en béton, après avoir effectué la descente de charge sur le poteau le plus sollicité. Les sections prises au départ seront vérifiées par rapport aux critères suivants :

- Critère de résistance.
- Critères de stabilité de forme.
- Règlement du RPA 99.

Les sections des poteaux préalablement adoptées sont :

- s.sol (1 et 2) +RDC+soupenle(55×65) cm²
- 1^{er} et 2^{ème} étage: (50×60) cm²
- 3^{ème} et 4^{ème} étage:..... (45×55) cm²
- 5^{ème} et 6^{ème} étage : (40×50) cm²
- 7^{ème} et 8^{ème}étage+terrasse : (40×45) cm²

II.8.1. La descente de charges

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. Elle permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure en considérant :

- 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...)

La descente de charge se fera pour le poteau B3le plus sollicité, représenté si dessous :

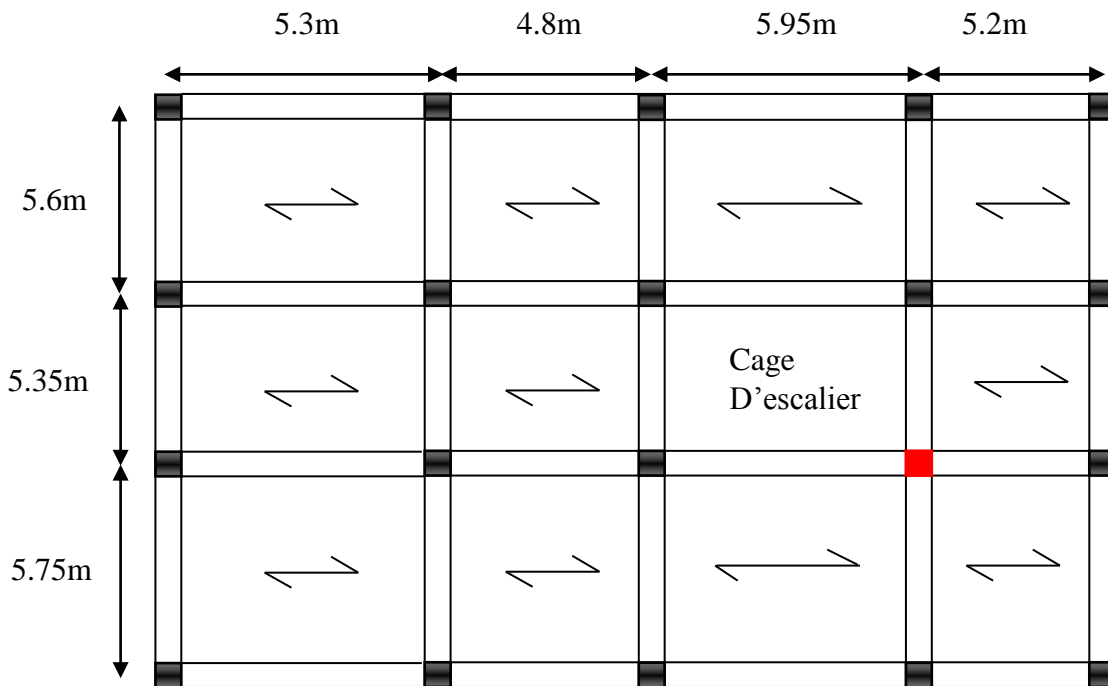


Figure II.10. Vue en plan des poteaux les plus sollicités

II.8.1.1. Calcul des surfaces afférentes

- Poteau B3 (centré)

- Poteau terrasse accessible :

$$S1 = 2.85 \times 2.73 = 7.78 \text{ m}^2$$

$$G_{pp} = \gamma_c \times h_{pp} \times b_{pp} \times L_{pp}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 2.73 \text{ m} \\ L_{ps} = 2.85 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 \times 0,35 \times 0,45 \times 2.73 = 10.75 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 \times 0,35 \times 0,45 \times 2.85 = 11.22 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 21.97 \text{ KN}$$

- Poteau 8em étage

$$S2 = 2.85 \times 2.73 = 7.78 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2.45 \times 2.73 = 6.69 \text{ m}^2$$

$$S4 = 2.45 \times 2.53 = 6.2 \text{ m}^2$$

$$G_{pp} = \gamma_c \times h_{pp} \times b_{pp} \times L_{pp}$$

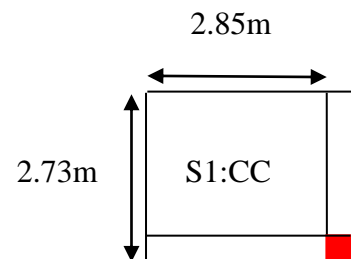


Figure II.11. La surface afférente du poteau TA

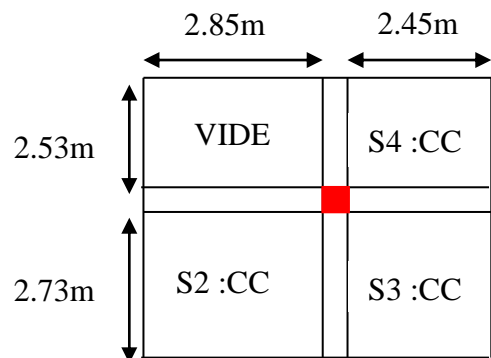


Figure II.12. La surface afférente du poteau 8em étage

$$\begin{cases} L_{pp} = 5.26\text{m} \\ L_{ps} = 5.3 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 \times 0,35 \times 0.45 \times 5.26 = 20.71\text{KN} \\ G_{ps} = 25 \times 0,35 \times 0.45 \times 5.3 = 20.87 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 41.58 \text{ KN}$$

➤ **Poteau 6em et 7em étage**

$$S1 = 1.4 \times 2.53 + 1.45 \times 1.4 = 5.57\text{m}^2$$

$$S2 = 2.85 \times 2.73 = 7.78\text{m}^2$$

$$S3 = 2.45 \times 2.73 = 6.69\text{m}^2$$

$$S4 = 2.45 \times 2.53 = 6.2\text{m}^2$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 41.58 \text{ KN}$$

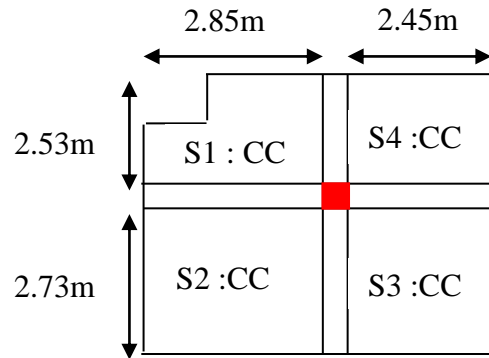


Figure II.13. La surface afférente du poteau 7em étage

➤ **Poteaux du RDC jusqu'au 5em étage**

$$S1 = S_{volée} + S_{palier}$$

$$S_{volée} = 1.4 \times 1.45 = 2.03 \text{ m}^2$$

$$S_{palier} = 1.4 \times 2.53 = 3.54\text{m}^2$$

$$S2 = 2.85 \times 2.73 = 7.78\text{m}^2$$

$$S3 = 2.45 \times 2.73 = 6.69\text{m}^2$$

$$S4 = 2.45 \times 2.53 = 6.2\text{m}^2$$

$$g_{poutres} = 41.58 \text{ KN}$$

$$g_{volée} = 2.03 \times 9.4 = 19.08 \text{ KN}$$

$$g_{palier} = 3.54 \times 6.68 = 23.64 \text{ KN}$$

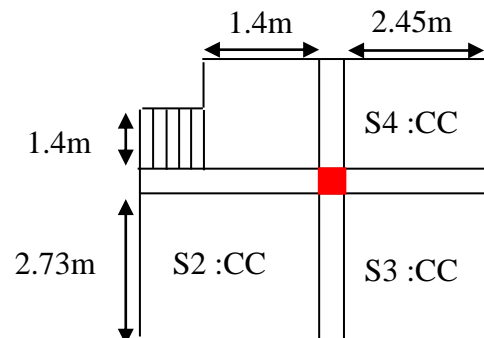


Figure II.14. La surface afférente du poteau RDC jusqu'au 5em

➤ **Poteaux du sous-sol 2**

$$S1 = S_{volée} + S_{palier}$$

$$S_{volée} = 1.4 \times 1.45 + 1.4 \times 1.13 = 3.61 \text{ m}^2$$

$$S_{palier} = 1.4 \times 1.4 = 1.96 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2.85 \times 2.73 = 7.78\text{m}^2$$

$$S3 = 2.45 \times 2.73 = 6.69\text{m}^2$$

$$S4 = 2.45 \times 2.53 = 6.2\text{m}^2$$

$$g_{poutres} = 41.58 \text{ KN}$$

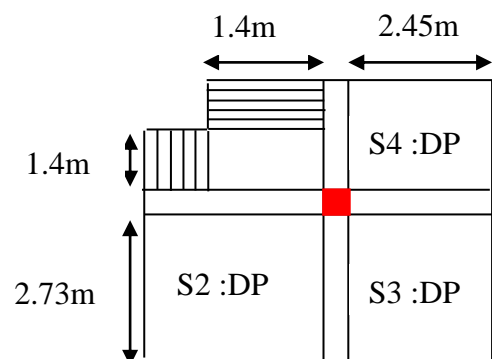


Figure II.15. La surface afférente du poteau du sous sol 2

$g_{volée} = 3.61 \times 9.14 = 33 \text{ KN}$
 $g_{palier} = 1.96 \times 6.68 = 13.09 \text{ KN}$

➤ **Poteaux du sous sol1**

$S1 = 2.85 \times 2.53 = 7.2 \text{ m}^2$
 $S2 = 2.85 \times 2.73 = 7.78 \text{ m}^2$
 $S3 = 2.45 \times 2.73 = 6.69 \text{ m}^2$
 $S4 = 2.45 \times 2.53 = 6.2 \text{ m}^2$
 $g_{poutres} = 41.58 \text{ KN}$

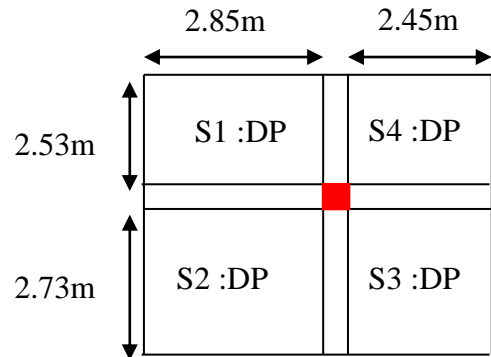


Figure II.16. La surface afférente du poteau du sous-sol 1

II.8.2. Calcul de poids propre

Pour les poteaux : $P = S \times 25 \times h_e$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Niveau	Dimensions (b × h) cm ²	poids propre g (KN) $g = hbH_e\gamma_c$
Sous sol1+sous sol2	55 × 65	24.13
RDC		28.96
Soupende		22.7
Etages 1 et 2	50 × 60	19.05
Etages 3 et 4	45 × 55	15.71
Etages 5 et 6	40 × 50	12.7
Etages 7 et 8	40 × 45	11.43
Terrasse	40 × 45	3.33

Tableau II.13. Evaluation des poids propre des poteaux.

II.8.3. la loi de dégression des charges d’exploitations

Soit Q_0 la surcharge d’exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d’exploitations respectives des planchers des étages 1,2,3, ...,n, numéroté à partir du sommet de bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

Terrasse : Q_0

Etage 1 : $Q_0 + Q_1$

Etage 2 : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Etage 3 : $Q_0 + 0.9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ **DTR B.C (2.2.6.3)**

Etage 4 : $Q_0 + 0.85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Pour n étage ($n > 5$) : $Q_0 + ((3 + n)/(2 \times n)) \times (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7)$

II.8.3.1 Evaluation des charges G pour le poteau B3

Les résultats de la descente de charge pour le poteau B3 sont dans le tableau suivant :

Terrasse	0	plancher	49,26296	7.78
		poutres	21,97125	
		acrotère	8,13	
		poteaux	3,33	
	Σ	82,69421	7.78	
étage8	1	Venant de tr	82,69421	31.005
		plancher	128,19534	
		poutres	41,58	
		poteaux	11,43	
	la SOMME	263,89955	38.785	
étage7	2	venant de N8	263,89955	39.36
		plancher	164,05248	
		poutres	41,58	
		poteaux	11,43	
	la SOMME	480,96203	74.63	
étage6	3	venant de 7	480,96203	39.36
		plancher	164,05248	
		poutres	41,58	
		poteaux	12,7	
	la SOMME	699,29451	106.53	
étage5	4	venant de 6	699,29451	44.93
		plancher	129,22884	
		poutres	41,58	
		Escalier	42,722	
	poteaux	12,7		
la SOMME	925,52535	139.34		
étage 4	5	venant de 5	925,52535	44.93
		plancher	129,22884	
		poutres	41,58	
		Escalier	42,722	
	poteaux	15,71625		
la SOMME	1154,7724	167.45		
étage 3	6	venant de 4	1154,7724	44.93
		plancher	129,22884	
		poutres	41,58	
		Escalier	42,722	
	poteaux	15,71625		
la SOMME	1384,0195	191.17		

étage 2	7	venant de 3	1384,0195	44.93
		plancher	129,22884	
		Escalier	42,722	
		poutres	41,58	
		poteaux	21	
la SOMME			1618,5504	213.29
étage 1	8	venant de 2	1618,5504	44.93
		plancher	129,22884	
		Escalier	42,722	
		poutres	41,58	
		poteaux	19,05	
la SOMME			1851,1312	238.5
Soupent	9	venant de 1	1851,1312	44.93
		plancher	129,22884	
		Escalier	42,722	
		poutres	41,58	
		poteaux	22,70125	
la SOMME			2087,3633	258.12
étage RDC	10	venant de Sou	2087,3633	44.93
		plancher	129,22884	
		Escalier	42,722	
		poutres	41,58	
		poteaux	28,9575	
la SOMME			2329,8516	283.53
Sous sol 2	11	venant de RDC	2329,8516	117.275
		plancher	130,4277	
		Escalier	46,09	
		poutres	41,58	
		poteaux	24,13125	
la SOMME			2572,0806	354.35
Sous sol 1	12	venant de Sou1	2572,0806	69.7
		plancher	104,55	
		poutres	41,58	
		poteaux	24,13125	
	la SOMME			2742,3418

Tableau II.14.Descente de charge du poteau B3.

$$Nu = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$Nu = 1.35 \times 2742.3418 + 1.5 \times 389.79$$

$$Nu = 4286.85 \text{ KN}$$

$$Ns = G + Q$$

$N_s = 2742.3418 + 389.79$
 $N_s = 3132.13 \text{ KN}$

II.8.3.2. La vérification du poteau le plus sollicité (B3)

✓ **Vérification à la compression :**

- { 10 % ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.
 { 15 % ... poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.
- Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort N_u sera majoré de 10%.

Elle se fera à l'ELU sous la combinaison : $N_u = (1.35 G + 1.5 Q)$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B_{cal}} \leq f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa} ; \text{ Avec } B : \text{ section du béton.}$$

Selon le **BAEL** N_u doit être majoré de 10%

$$N_u^* = 1.1 \times 4286.85 \text{ KN} = 4715.535 \text{ KN}$$

$$B_{cal} \geq \frac{N_u^*}{f_{bu}} \Rightarrow B_{cal} \geq \frac{4715.535 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.332$$

Soit : $B = 0.55 \times 0.65 = 0.3575 \text{ m}^2$Condition vérifiée.

Les résultats de la vérification à la compression sont représentés dans le tableau suivant :

étage	N_u^*	Q(KN)	G(KN)	B	Bcal	observation
terrasse	135,6379019	7,78	82,69421	0,18	0,009552	Vérifiée
8	455,8860818	38,785	263,89955	0,18	0,0321047	Vérifiée
7	837,3681146	74,63	480,96203	0,18	0,0589696	Vérifiée
6	1214,226847	106,53	699,29451	0,2	0,0855089	Vérifiée
5	1604,316145	139,34	925,52535	0,2	0,11298	Vérifiée
4	1991,129514	167,45	1154,7724	0,2475	0,1402204	Vérifiée
3	2370,699458	191,17	1384,0195	0,2475	0,1669507	Vérifiée
2	2755,475844	213,29	1618,5504	0,3	0,1940476	Vérifiée
1	3142,454832	238,5	1851,1312	0,3	0,2212996	Vérifiée
soupente	3525,632501	258,12	2087,3633	0,3575	0,248284	Vérifiée
RDC	3927,654126	283,53	2329,8516	0,3575	0,2765954	Vérifiée
S.SOL2	4404,217191	354,35	2572,0806	0,3575	0,3101561	Vérifiée
S.SOL1	4712,231073	387,79	2742,3418	0,3575	0,3318473	Vérifiée

Tableau II.15. résultat de vérification a la compression simple.

✓ Vérification au flambement (stabilité de forme)

On doit vérifier que : $N_u^* \leq \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right)$

B_r : section réduite de poteau $\Rightarrow B_r = (b - 2) \times (h - 2)$

A_s : section des armatures calculées.

α : coefficient en fonction de l'élancement λ tel que :

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} \dots \dots \dots 0 < \lambda \leq 50$$

$$0.6 \times (50/\lambda)^2 \dots \dots \dots 50 < \lambda \leq 70$$

l_f : longueur de flambement : $l_f = (0.7 \times l_0)$.

i : rayon de giration définit par : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$.

λ est définie comme suite : $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

I : moment d'inertie: $I = h \times b^3 / 12$.

L_0 : longueur du poteau.

$L_f = 0.7 \times (2.85 - 0.4) = 1.715m$.

$B = 0.55 \times 0.65 = 0.3575 m^2$.

$I = (0.55 \times 0.65^3) / 12 \Rightarrow I = 12.59 \times 10^{-3} m^4$

$i = \sqrt{\frac{12.59 \times 10^{-3}}{0.3575}} = 0.1876 m$

$\lambda = \frac{1.715}{0.1876} = 9.142 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]}$

$\Rightarrow \alpha = 0.839$

D'après le **BAEL 91/modifiées 99** : pour diminuer B_r on admet que $\frac{A_s}{B} = 1\%$

On doit vérifier que :

$B_r^{cal} = \frac{N_u^*}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)} = \frac{4715.535 \times 10^{-3}}{0.839 \times \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)} = 0.2555$

$\Rightarrow B_r^{cal} = 0.2555 m^2$.

Or: $B_r = (0.55 - 0.02) \times (0.65 - 0.02) = 0.3339 m^2$

$B_r = 0.3339 \text{ m}^2 > B_r^{\text{cal}} = 0.2124 \text{ m}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée.

Les résultats de la vérification au flambement sont représentées dans le tableau suivant :

Niveaux	N	I	landa	alpha	Br	Br cal	Observation
s.s1+s.s2	4712,231	0,1876	9,142	0,839	0,3339	0,2553	Vérifiée
RDC	3927,654	0,1876	11,567	0,832	0,3339	0,2146	Vérifiée
soupenete	3525,632	0,1876	8,955	0,839	0,3339	0,191	Vérifiée
1 et 2	3142,454	0,1732	9,7	0,837	0,2784	0,1707	Vérifiée
3 et 4	2370,7	0,1588	10,579	0,835	0,2279	0,1291	Vérifiée
5 et 6	1604,316	0,1443	11,642	0,832	0,1824	0,0877	Vérifiée
7 et 8	837,368	0,1299	12,933	0,827	0,1634	0,046	Vérifiée
terrasse	135,638	0,1299	3,233	0,849	0,1634	0,0073	Vérifiée

Tableau II.16.Les résultats de la vérification au flambement.

✓ **Vérification aux exigences de l’RPA**

- $\text{Min}(b, h) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée
- $\text{Min}(b, h) = 40 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 17.5 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \dots\dots\dots$..vérifiée

II.9. Conclusion

Le pré-dimensionnement est fait en guise d’un avant-projet en répondant aux différentes exigences de pré-dimensionnement données par **RPA99.V2003**, **BAEL91** et **CBA93**, dans le but d’avoir une estimation des dimensions des sections des différents éléments à adopter.

Les sections adoptées sont :

➤ **Les poteaux**

- s.sol (1 et 2)+RDC+ soupenete (55×65)cm²
- 1^{er} et 2^{émé} étage: (50×60) cm²
- 3^{émé} et 4^{émé} étage:..... (45×55) cm²
- 5^{émé} et 6^{émé} étage : (40×50) cm²
- 7^{émé} et 8^{émé} étage + terrasse : (40×45) cm²

- **Poutres principales** : $(35 \times 45) \text{ cm}^2$
- **Poutres secondaires** : $(35 \times 45) \text{ cm}^2$
- **Les voiles** :
- $e_{s.sol} = 20 \text{ cm}$
 - $e_{RDC} = 20 \text{ cm}$
 - $e_{étage} = 15 \text{ cm}$
- **Dalle pleine**
 - Balcon : $e = 12 \text{ cm}$
 - RDC et sous-sol: $e = 15 \text{ cm}$
 - Dalle de local machine : $e = 15 \text{ cm}$
 - Palier RDC : $e = 20 \text{ cm}$
 - Palier étage courant : $e = 21 \text{ cm}$
 - Volée RDC : $e = 20 \text{ cm}$
 - Volée étage courant : $e = 21 \text{ cm}$

III.1. Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : Eléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, dalle pleine, escalier, acrotère et ascenseur).

III.2. Etude des planchers

Un plancher est une aire plane, destinée à limiter les étages et dont les fonctions principales sont : une fonction de résistance, il doit supporter les charges qui lui sont appliquées (poids propre +charge d'exploitation), un rôle d'isolation thermique et phonique ainsi que la transmission des charges.

III.2.1. Plancher à corps creux

III.2.1.1. les différents types de poutrelles

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères suivants :

- Critère de la petite portée** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Critère de continuité** : si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petites portées.

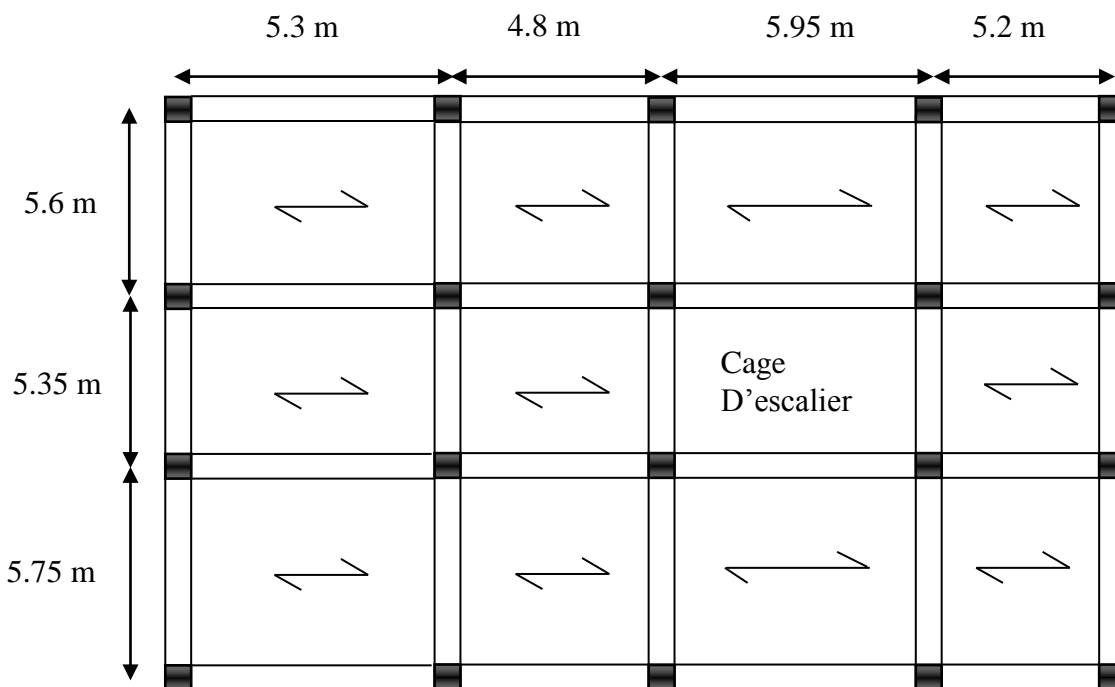


Figure III.1.Sens de la disposition des poutrelles de la soupente jusqu'au 4em étage

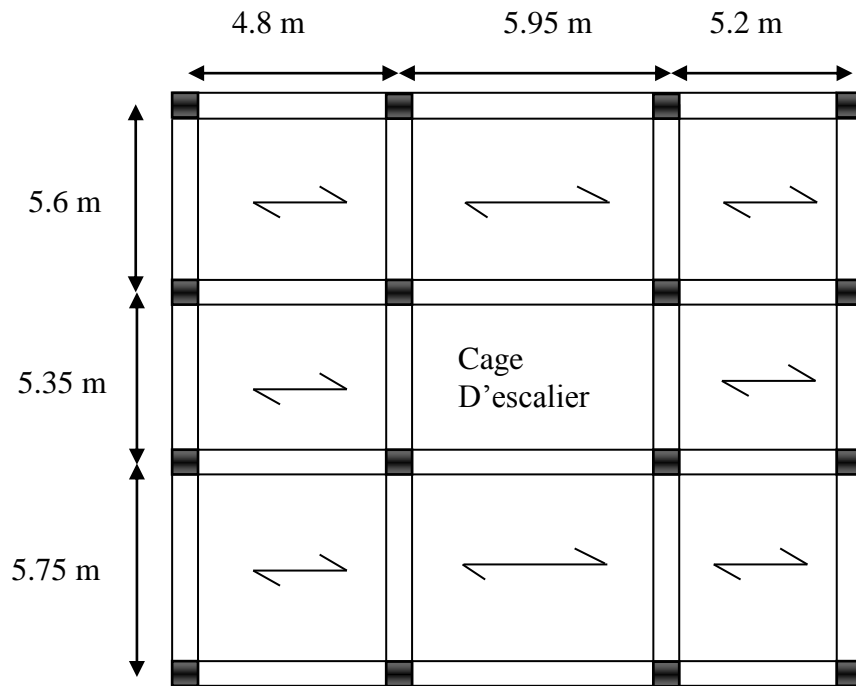


Figure III.2. Sens de la disposition des poutrelles du 5em et 6em étage

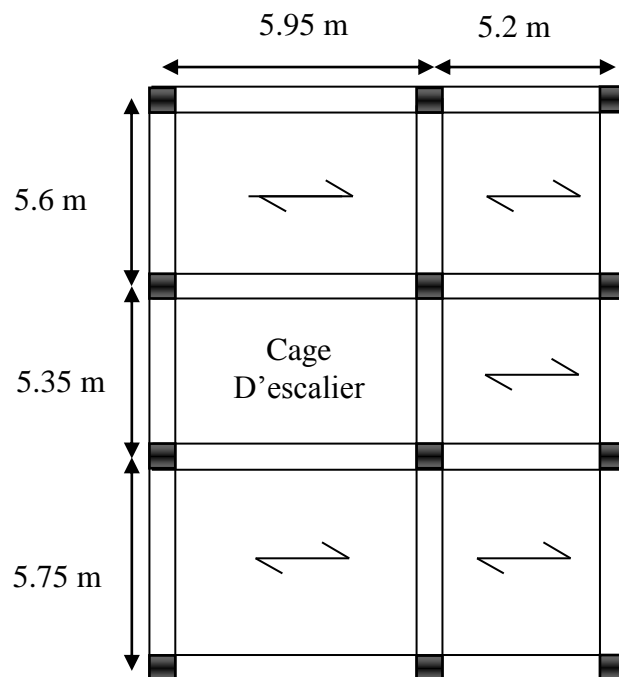


Figure III.3. Sens de la disposition des poutrelles du 7em, 8em étage et terrasse accessible

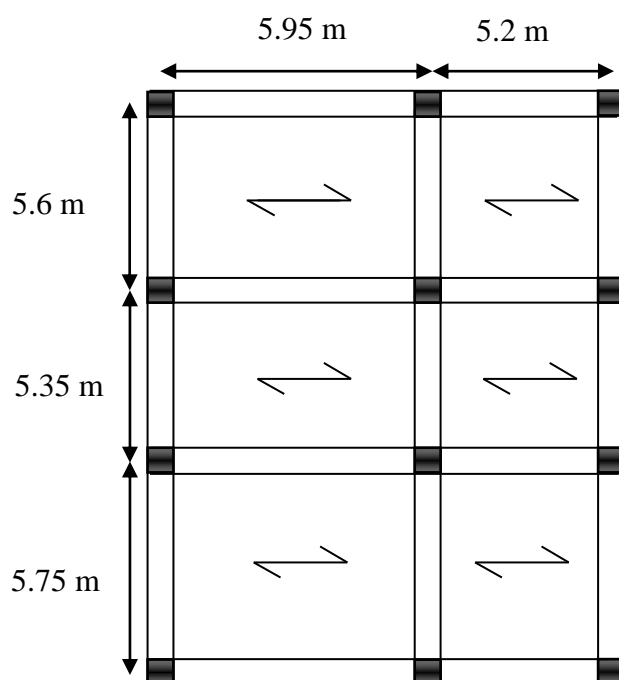


Figure III.4.Sens de la disposition des poutrelles de la terrasse accessible

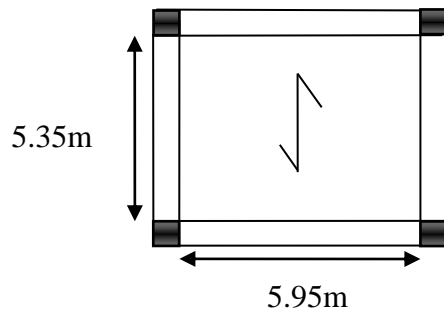


Figure III.5.Sens de la disposition des poutrelles de la terrasse inaccessible

Le sens de disposition adopté donne naissance à des différents types de poutrelles selon le nombre d'appuis comme elles sont résumées sur le tableau suivant :

Types	Schéma statique
Type1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles

Dans ce qui suit, le calcul des sollicitations ainsi que le ferrailage se fera en basant sur les poutrelles les plus sollicitées de l'étage courant et le plancher terrasse accessible .après analyse du tableau.III.1

➤ **calcul des charges revenant aux poutrelles**

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues.

• **Plancher RDC**

$$G = 6.252 \text{ KN/m}^2. Q = 5 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = ((1.35 \times 6.252) + (1.5 \times 5)) \times 0.65 = 10.36 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = (6.252+5) \times 0.65 = 7.31 \text{ KN/ml.}$$

Plancher étage courant

$$G = 6.252 \text{ KN/m}^2. Q = 1.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = ((1.35 \times 6.252) + (1.5 \times 1.5)) \times 0.65 = 6.95 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = (6.252 + 1.5) \times 0.65 = 5.04 \text{ KN/ml.}$$

- **Plancher terrasse accessible**

$$G = 6.962 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = ((1.35 \times 6.962) + (1.5 \times 1.5)) \times 0.65 = 7.57 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = (6.962 + 1.5) \times 0.65 = 5.5 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher terrasse inaccessible**

$$G = 6.332 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = ((1.35 \times 6.332) + (1.5 \times 1)) \times 0.65 = 6.53 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = (6.332 + 1) \times 0.65 = 4.77 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

- **Méthode de calculs**

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et la surcharge d'exploitation (Q) comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Pour le calcul des sollicitations, on applique deux méthodes qui sont :

- **a-Méthode forfaitaire**

- **❖ Condition d'application**

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portantes dans un seul sens ($\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$).

Il faut que :

-le plancher soit à surcharge modérée c'est -à-dire : $Q \leq \min(2 G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.

-Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.

-La fissuration est peu nuisible.

-Que le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$.

- **❖ Exposée de la méthode**

Soit une poutrelle continue soumise à une charge q.

Et soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : coefficient d'importance.

Les moments

Moment sur appuis

✓ **Appuis de rive**

Les moments au niveau des appuis de rive sont nuls, cependant le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égale à ($M_a^{rive} = - 0.15M_0$).

✓ **Appuis intermédiaires**

$$M_a = \begin{cases} -0.6M_0 & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ -0.5M_0 & \text{pour les appuis voisins de l'appui de rive.} \\ -0.4 M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires.} \end{cases}$$

Tel que :

$$M_0 = \frac{q l_f^2}{8} : \text{Le maximum des deux moments isostatiques encadrant l'appui considéré.}$$

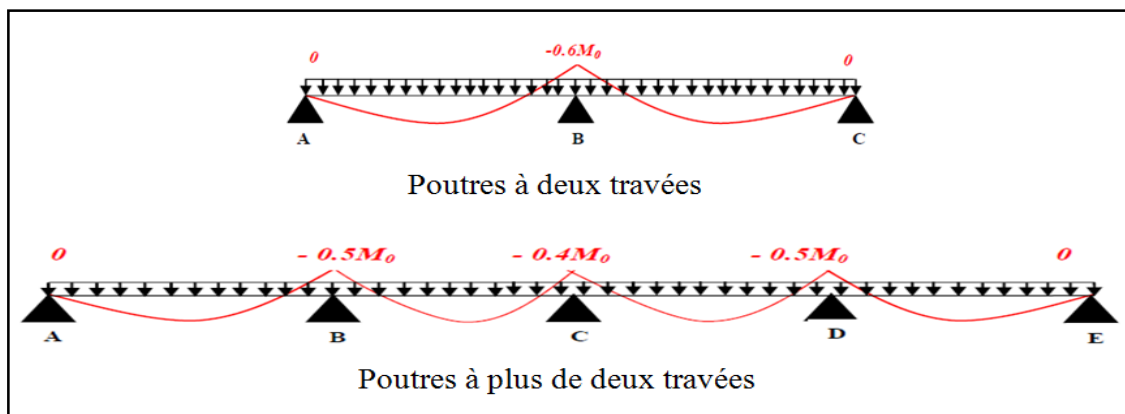


Figure III.6.Evaluation des moments fléchissant

Moments en travées

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes.

$$(1) \dots \dots M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{0i}$$

$$(2) \dots \dots M_{ti} \geq \begin{cases} [(1.2 + 0.3\alpha)/2] M_{0i} \dots \text{travée de rive} \\ [(1 + 0.3\alpha)/2] M_{0i} \dots \text{travée intremédiaire} \end{cases}$$

Avec :

M_g : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée.

M_d : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

Les efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondues même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓ $V = V_0 = ql/2$ Sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives où :
- ✓ $V = \begin{cases} 1.15 V_0 & \dots\dots\dots \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 1.10 V_0 & \dots\dots\dots \text{pour une poutre à plusieurs travées.} \end{cases}$

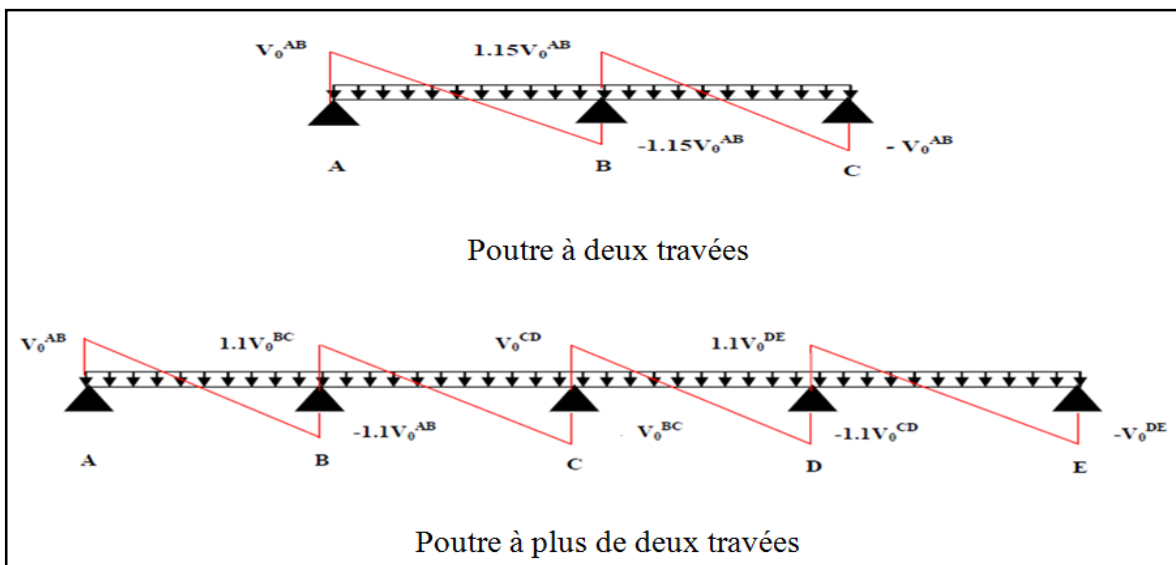


Figure III.7. Evaluation des efforts tranchants.

b. Méthode de Caquot

➤ **Condition d'application**

Cette méthode s'applique essentiellement pour les planchers à surcharge élevée, mais lorsque l'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, on ne peut pas appliquer cette méthode. Si une des trois conditions restantes de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite dans ce cas on applique la méthode de **Caquot minorée** : là On remplace la charge permanente G par \hat{G} qui égale à $\frac{2}{3} G$, pour le calcul des moments au niveau des appuis seulement.

- **Principe de la méthode :** Cette méthode est basé sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifié et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

Moment en travée

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

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2}(l - x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Moment en appui

$$M_i = - \frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec :

l_g' , l_d' : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.

q_g , q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

$$l' = \begin{cases} 0.8 l \dots\dots \text{travée intermédiaire.} \\ l \dots\dots\dots \text{travée de rive.} \end{cases}$$

Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

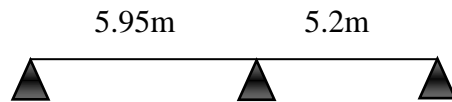
Avec :

- **M_i :** Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- **M_{i+1} :** Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- **l_i :** Portée de la travée.

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Types 1, 2,3 et 4	Vérifiées	$\left\{ \begin{array}{l} Q^{\max} = 5\text{KN} / \leq \min(5\text{KN}/\text{m}^2 ; 2G) \\ \text{F. P. N} \\ 0.8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = \text{constant} \end{array} \right.$	Méthode forfaitaire
Type 5, 6, et 7	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

➤ **Exemple de calcul pour la Poutrelle type 3 (plancher étage courant)**



➤ **Calcul des sollicitations dans la poutrelle**

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \implies 0.8 \leq \frac{5.95}{5.2} = 1.14 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées pour Le types 03.

⇒ **Calcul des moments isostatiques**

$$G = 6.252 \text{ KN/m}^2. \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = ((1.35 \times 6.252) + (1.5 \times 1.5)) \times 0.65 = 6.95 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = (6.252 + 1.5) \times 0.65 = 5.04 \text{ KN/ml.}$$

A L'ELU :

$$\text{Travée AB : } \rightarrow M_{01}^u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6.95 \times 5.95^2}{8} = 30.75 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } \rightarrow M_{02}^u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6.95 \times 5.2^2}{8} = 23.49 \text{ KN.m}$$

A L'ELS :

$$\text{Travée AB : } \rightarrow M_{01}^s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{5.04 \times 5.95^2}{8} = 22.3 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } \rightarrow M_{02}^s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{5.04 \times 5.2^2}{8} = 17.03 \text{ KN.m}$$

⇒ **Calcul des moments en appuis**

$$M_A = M_C = 0$$

Le **BEAL** exige des aciers de fissuration:

$$M_A^u = M_C^u = -0.15 M_{01}^u = -4.61 \text{ KN.m}$$

$$M_A^s = M_C^s = -0.15 M_{01}^s = -3.34 \text{ KN.m}$$

$$M_B^u = -0.6 \text{ Max } (M_{01}^u, M_{02}^u) = -0.6 M_{02}^u = -18.45 \text{ KN.m}$$

$$M_B^s = -0.6 \text{ Max } (M_{01}^s, M_{02}^s) = -0.6 M_{02}^s = -13.38 \text{ KN.m}$$

A L'ELU:

$$\Rightarrow \text{Calcul des Moments en travées : } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0.193$$

$$(1) \dots \dots M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05] M_{0i}$$

$$(2) \dots \dots M_{ti} \geq \begin{cases} [(1,2 + 0.3\alpha)/2] M_{0i} \dots \text{travée de rive} \\ [(1 + 0.3\alpha)/2] M_{0i} \dots \text{travée intremédiaire} \end{cases}$$

Travée AB : $\Rightarrow M_t^{AB} = 23.31 \text{KN.m}$

Travée BC : $\Rightarrow M_t^{BC} = 15.62 \text{KN.m}$

A L'ELS :

Travée AB : $\Rightarrow M_t^{AB} = 16.9 \text{KN.m}$

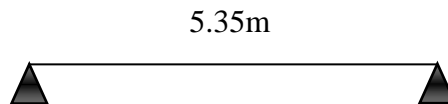
Travée BC : $\Rightarrow M_t^{BC} = 11.33 \text{KN.m}$

\Rightarrow **Calcul des efforts tranchants**

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{6.95 \times 5.95}{2} = 20.67 \text{KN.m} \\ V_B = -1.15 \frac{6.95 \times 5.95}{2} = -23.77 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 1.15 \frac{q_u \times L}{2} = 1.15 \frac{6.95 \times 5.2}{2} = 20.78 \text{KN.} \\ V_C = -\frac{q_u \times L}{2} = -\frac{6.95 \times 5.2}{2} = -18.07 \text{KN} \end{cases}$$

\blacktriangleright **Poutrelle Type 7**



$$M_0^u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6.53 \times 5.35^2}{8} = 23.36 \text{KN.m}$$

$$M_0^s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{4.77 \times 5.35^2}{8} = 17.06 \text{KN.m}$$

A P'ELU

$$M_t^{AB} = M_0^u = 23.36 \text{KN.m}$$

$$M_A = M_B = -0.15 M_0^u = -3.504 \text{KN.m}$$

A L'ELS

$$M_t^{AB} = M_0^s = 17.06 \text{KN.m}$$

$$M_A = M_B = -0.15 M_0^s = -2.56 \text{KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{6.53 \times 5.35}{2} = 17.47 \text{KN.m}$$

Remarque

Les différents types de poutrelle sont disposés comme suit :

- Terrasse inaccessible : type (T7)
- Terrasse accessible : type (T3, T5).
- 7em et 8em étage : type (T3, T5).
- 5em et 6em étage : type (T2, T5, T6).
- Soupente au 4em : type (T1, T4, T5).

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

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	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	-4.61	-15.38	19.71	22.74	-3.34	-11.15	14.29
T4	-3.66	-14.64	18.49	21.18	-2.65	-10.62	13.41
T5	3.52	/	23.49	18.07	2.56	/	17.04
Max	-4.61	-15.38	23.49	22.74	-3.34	-11.15	17.04

Tableau III.3. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du Soupente au 4em étage.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	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)
T2	-4.61	-15.38	17.16	22.74	-3.34	-11.15	12.44
T5	3.52	/	23.49	18.07	2.56	/	17.04
T6	3	/	20.02	16.68	2.18	/	14.52
Max	-4.61	-15.38	23.49	22.74	-3.34	-11.15	17.04

Tableau III.4. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du 5em et 6em étage

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	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)
T3	-4.61	-18.45	23.31	23.77	-3.34	-13.38	16.9
T5	3.52	/	23.49	18.07	2.56	/	17.04
Max	-4.61	-18.45	23.49	23.77	-3.34	-13.38	17.04

Tableau III.5. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du 7em au 8em étage.

Type	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	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)
T3	-4.58	-18.33	23.18	23.62	-3.32	-13.29	16.8
T5	3.5	/	23.32	17.94	2.54	/	16.93
Max	-4.58	-18.33	23.32	23.62	-3.32	-13.29	16.93

Tableau III.6. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du Terrasse accessible.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	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)
T3	-3.5	/	23.36	17.47	2.56	/	17.07
Max	-3.5	/	23.36	17.47	2.56	/	17.07

Tableau III.7. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du Terrasse inaccessible.

III.2.1.2. Ferrailage des poutrelles

➤ Ferrailage longitudinal

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 4 groupes de ferrailage :

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
Souvent au 6em étage	-4.61	-15.38	23.49	22.74	-3.34	-11.15	17.04
Etage courant de 7 à 8	-4.61	-18.45	23.49	23.77	-3.34	-13.38	17.04
terrasse accessible	-4.58	-18.33	23.32	23.62	-3.32	-13.29	16.93
Terrasse inaccessible	-3.5	/	23.36	17.47	2.56	/	17.07

Tableau III.8. Sollicitations optées pour le ferrailage des poutrelles.

Exemple de calcul

Les résultats de tous les types sont résumés dans le tableau suivant :

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	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	-4.61	-15.38	19.71	22.74	-3.34	-11.15	14.29
T4	-3.66	-14.64	18.49	21.18	-2.65	-10.62	13.41
T5	3.52	/	23.49	18.07	2.56	/	17.04
Max	-4.61	-15.38	23.49	22.74	-3.34	-11.15	17.04

Tableau III.9. Ferrailage des poutrelles de la soupenne jusqu’au 4em étage

Le calcul se fait en flexion simple avec vérification de l’effort tranchant

- **Calcul des armatures longitudinales**
- **En travée**

On a: M_t^u = 23.49 KN.m

b = 65cm; h₀ = 6 cm; d = 24 cm

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.06 \times 14.2 \times \left(0.24 - \frac{0.06}{2}\right) = 116.3 \text{ KN.m}$$

M_{tu} > M_u alors, on calcul une section (b×h).

$$U_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{23.49 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.24^2 \times 14.2} = 0.044 < 0.186$$

On est en pivot A et $\epsilon_s = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

⇒ pas d’armatures comprimé (Á=0)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.044}) = 0.057$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.24 \times (1 - 0.4 \times 0.057) = 0.23 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{23.49 \times 10^{-3}}{0.23 \times 348} = 2.88 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA12 = 4.52 cm²

III.2.2. Vérification

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 0.65 \times 0.24 \times 2.1/400 = 1.88 \text{ cm}^2$$

Avec f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1Mpa.

A_{min} = 1.88 cm < A_{cal} = 4.52 cm.....condition vérifiée.

• **En appuis intermédiaire**

$M_a^{int} = -15.38 < 0 \Rightarrow$ La table est tendue \Rightarrow elle n'intervient pas dans la résistance

\Rightarrow revient à calculer une section $b_0 \times h$.

$$U_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.38 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.24^2 \times 14.2} = 0.157 < 0.186$$

\Rightarrow On est en pivot A Avec $f_c = 400$ Mpa $\implies \begin{cases} \mu_l = 0.393 \\ \alpha_l = 0.673 \\ \varepsilon_l = 0.0017 \end{cases}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.157}) = 0.214$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.24 \times (1 - 0.4 \times 0.214) = 0.219 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{15.38 \times 10^{-3}}{0.219 \times 348} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On prend : 3HA10 = 2.36 cm²

Vérification de la condition non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times f_t / f_c = 0.23 \times 0.12 \times 0.24 \times 2.1 / 400 = 0.35 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0.35 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 2.36 \text{ cm}^2$Condition vérifiée.

• **En Appui de rive :**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de $(b_0 \times h)$ cm² car la table de Compression est entièrement tendue.

On a : $M_a = - 4.61$ KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.61 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.24^2 \times 14.2} = 0.047 < 0.186$$

\Rightarrow On est en pivot A, $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.047}) = 0.06$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.24 \times (1 - 0.4 \times 0.06) = 0.234 \text{ m}$$

$$A_a^{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{4.61 \times 10^{-3}}{0.234 \times 348} = 0.57 \text{ cm}^2$$

On prend : 1HA10 = 0.79cm².

✓ **Vérification de la condition non fragilité**

$A_{min} = 0.35 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 0.72 \text{ cm}^2$Vérifiée.

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On a : $V_u = 22.74$ KN

La fissuration est peut nuisible donc $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{22.74 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.24} = 0.79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

⇒ **Calcul des armatures transversales**

→ D'après le **BAEL 91**(Art A.7.2.2.2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b_0}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{lmin}\right); \phi_t \leq \min\left(\frac{120}{10}, \frac{260}{35}, 10\right) = \min(12; 7.4 ; 10)$$

On choisit un étrier ϕ_6 : $\Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

⇒ **Calcul de l'espacement S_t**

$$\begin{cases} s_{t1} \leq \min[0.9d ; 40\text{cm}] \Rightarrow s_{t1} \leq 21.6 \text{ cm.} \rightarrow (\text{FPN}). \\ s_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b_0} \Rightarrow s_{t2} = 47.5 \text{ cm.} \\ s_{t3} \leq \frac{0.8 A_t f_e}{b_{0[\tau_u - 0.3ft28]}} \Rightarrow s_{t3} = 95 \text{ cm.} (K = 1, \alpha = 90^0) \end{cases}$$

$$S_t \leq \min(s_{t1}, s_{t2}, s_{t3}) = 15 \text{ cm.}$$

On choisit un étrier ϕ_6 chaque espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

✓ **Vérifications à l'ELU**

✓ **1-Vérification des armatures longitudinales**

$$A_l > \frac{Y_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0.9 d} \right] \dots \text{pour l'appui intermédiaire.}$$

$$A_l \geq \frac{Y_s}{f_e} \times V_u \dots \dots \dots \text{Pour l'appui de rive.}$$

Remarque : on prend le moment en appui avec son signe.

• **Appui intermédiaire**

$$A_l = A_{int} + A_{sup} = 4.52 + 2.36 = 6.88 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 22.74 \text{ KN}, \quad M_u = - 15.38 \text{ KN.m}$$

$$A_l > \frac{Y_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0.9 d} \right] = \frac{1.15}{400} \left[22.74 - \frac{15.38}{0.9 \times 0.24} \right] = - 0.13 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l = 6.88 \text{ cm}^2 > - 0.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Appui de rive**

$$A_l = A_r + A_{sup} = 0.79 + 4.52 = 5.31 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 22.74 \text{ KN.}$$

$$A_l \geq \frac{Y_s}{f_e} \times 22.74 \times 10^{-3} = 5.31 \text{ cm}^2 \geq 0.65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

2- Vérification de la bielle

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}.$$

BAEL 91/99. (Art A.5, 313)

Avec :

$$a = \min [0.9 d , \text{longueur de l'appui} - 4\text{cm}] = \min [0.9 \times 24 , 45 - 4] = 21.6 \text{ cm.}$$

$$V_u = 22.74 \text{KN} \leq 0.267 \times 0.216 \times 0.12 \times 25 = 168.21 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

3- Vérification à la jonction table nervure

La vérification à faire est la suivante :

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times v_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} < \tau_{adm} ; \text{ avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{cm.}$$

$$\tau_1^u = \frac{0.265 \times 22.74 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.65 \times 0.06 \times 0.24} = 0.71 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa}$$

⇒ Pas risque de rupture à la jonction table nervure.

Vérifications à L'ELS

Position de l'axe neutre (AN) : $H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 A (d - h_0)$

- Si $H \geq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow vérification d'une section (b×h)
- Si $H < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow vérification d'une section en T

• **En travées**

$$H = \frac{0.65}{2} (0.06)^2 - 15 \times 4.52 \times 10^{-4} (0.24 - 0.06)$$

$$H = - 5.04 \times 10^{-4} \text{m} < 0 \Rightarrow \text{l'axe neutre passe par la nervure} \Rightarrow \text{calcul d'une section en T.}$$

⇒ **Calcul de la position de l'axe neutre « y »**

Calcul de l'inertie I

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

$$\frac{12}{2} y^2 + [15 \times 4.52 + (65 - 12) \times 6] y - 15 \times 4.52 \times 24 - (65 - 12) \frac{6^2}{2} = 0$$

$$6 y^2 + 385.8 y - 2581.2 = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 6.11 \text{ cm.}$$

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

$$I = \frac{65}{3} (6.11)^3 + (65 - 12) \frac{(6.11-6)^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (24 - 6.11)^2 \Rightarrow I = 26641.7 \text{ cm}^4$$

Calcul de σ_{bc}

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \sigma_{bc} \left(\frac{d - y}{y} \right) \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{17.04 \times 10^{-3}}{26641.7 \times 10^{-8}} \times 6.11 \times 10^{-2} = 3.91 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• **Appuis intermédiaire**

$M_{ser} = -11.15 \text{ KN} < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression

\Rightarrow Vérification d'une section (b x h).

\Rightarrow **Calcul de la position de l'axe neutre « y »**

Calcul de l'inertie I

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 Ay - 15Ad = 0$$

$$\frac{12}{2} y^2 + 15 \times 2.36 y - 15 \times 2.36 \times 24 = 0$$

$$6 y^2 + 35.4 y - 849.6 = 0 \Rightarrow y = 9.31 \text{ cm.}$$

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

$$I = \frac{12}{3} (9.31)^3 + 15 \times 2.36 \times (24 - 9.31)^2 \Rightarrow I = 10867 \text{ cm}^3$$

\Rightarrow **Calcul de σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{11.15 \times 10^{-3} \times 9.31 \times 10^{-2}}{10867 \times 10^{-8}} = 9.55 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **État limite de déformation**

➤ **Vérification de la flèche**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) \dots \dots \dots \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ (2) \dots \dots \dots \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \\ (3) \dots \dots \dots A \leq \frac{360 b_0 d}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{26}{595} = 0.0436 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

Vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit : $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$

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

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

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation (G+Q).

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible

$$f_{adm} = \frac{l}{1000} + 5 = \frac{5950}{1000} + 5 = 10.95 \text{ mm}$$

• **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$$q_{jser} = 0.65 \times 4.692 = 3.05 \text{ KN/m}$$

$q_{gser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 6.252 = 4.0638 \text{ KN/m}$$

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (6.252 + 1.5) = 5.039 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.05 \times 5.95^2}{8} = 10.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.063 \times 5.95^2}{8} = 13.475 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{5.04 \times 5.95^2}{8} = 16.72 \text{ KN.m}$$

• **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{12 \times \frac{26^2}{2} + (65 - 12) \frac{6^2}{2} + 15(4.52 \times 24)}{12 \times 26 + (65 - 12)6 + 67.8}$$

$$\Rightarrow y_G = 9.51 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0

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

$$I_0 = \frac{65 \times 9.51^3}{3} + \frac{12 \times (26 - 9.51)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \times (9.51 - 6)^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (24 - 9.51)^2.$$

$$I_0 = 50042.4 \text{ cm}^4 \dots\dots\dots \text{ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton))}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{4.52}{12 \times 24} = 0.0157$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{12}{65}) \times 0.0157} = 2.62 \dots\dots\dots \text{déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.4 \times 2.62 = 1.05 \dots\dots\dots \text{Coefficient de déformation différée.}$$

Constraints (σ_s)

$$Y = 6.11 \text{ cm}; \quad I_0 = 50042.4 \text{ cm}^4; \quad I = 26641.7 \text{ cm}^4; \quad A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{Jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{10.12 \times (0.24 - 0.0611)}{26641.7} 10^5 = 101.97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{13.475 \times (0.24 - 0.0611)}{26641.7} 10^5 = 135.73 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{16.73 \times (0.24 - 0.0611)}{26641.7} 10^5 = 168.5 \text{ Mpa}$$

Inerties fictives (If)

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

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

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

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0157 \times 135.73 + 2.1} = 0.654$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0157 \times 168.5 + 2.1} = 0.71$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 50042.4}{1 + 2.62 \times 0.567} = 22131.7 \text{ cm}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 50042.4}{1 + 2.62 \times 0.654} = 20288 \text{ cm}^4$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 50042.4}{1 + 2.62 \times 0.71} = 19245 \text{ cm}^4$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 50042.4}{1 + 1.05 \times 0.654} = 32663 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \quad ; \quad E_i = 3 \times E_v = 32456.60 \text{ MPa}$$

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

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = \frac{10.12 \times 5.95^2}{10 \times 32456.59 \times 22131.7} 10^5 = 4.98 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = \frac{13.47 \times 5.95^2}{10 \times 32456.59 \times 20288} 10^5 = 7.24 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = \frac{19.72 \times 5.95^2}{10 \times 32456.59 \times 19245} 10^5 = 9.48 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = \frac{13.47 \times 5.3^2}{10 \times 10818.87 \times 32663} 10^5 = 13.5 \text{ mm}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (13.5 - 4.98 + 9.48 - 7.24) = 10.76 \text{ mm} \leq f_{adm} = 10.95 \text{ mm}$$

⇒ Donc la condition de flèche est vérifiée.

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent (Soupente au 4em étage), les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

niveaux	Endroit	M (KN.m)	μ _{bu}	α 10 ⁻²	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Soupent au 6em étage.	Travée	23.49	0.044	5.6	23.45	2.88	1.88	4HA12 = 4.52
	Appui Inter	15.38	0.156	21.42	21.94	2.01	0.35	2HA12=2.26
	appui de rive	-4.61	0.047	6	23.42	0.56	0.35	1HA12 = 1.13
Etage courant 7em au 8em étage	Travée	23.49	0.044	5.6	23.45	2.88	1.88	4HA12 = 4.52
	Appui Inter	18.45	0.187	26.25	21.47	2.46	0.35	1HA14+1HA12 =2.67
	appui de rive	-4.61	0.047	6	23.42	0.56	0.35	1HA12 = 1.13
Terrasse accessible	Travée	23.32	0.043	5.6	23.46	2.85	1.88	2HA14+2HA12 =5.34
	Appui Inter	18.33	0.186	26.06	21.49	2.45	0.35	1HA14+1HA12 =2.67
	appui de rive	-4.58	0.046	5.9	23.42	0.56	0.35	1HA12 = 1.13
Terrasse inaccessible	Travée	23.36	0.043	5.6	23.46	2.86	1.88	4HA12= 4.52
	Appui Inter	/	/	/	/	/	/	/
	appui de rive	-3.5	0.035	4.53	23.56	0.43	0.35	1HA10 = 0.79

Tableau III.10.Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

Remarques

- On a augmenté la section de ferrailage de quelques poutrelles et cela pour que la flèche soit vérifiée
- Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

$$A_t = 2HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

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

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

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{\min}(\text{cm}^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{\text{inter}}}{0,9 d} \right)$		
Soupent au 6em étage.	0.79 < 3.33	5.31 > 0.65	6.88 > -0.139	22.74 < 168.21	0.7 < 3.33
Etage 7 à 8	0.83 < 3.33	5.31 > 0.68	7.22 > -0.177	23.77 < 168.21	0.74 < 3.33
Terrasse accessible	0.82 < 3.33	6.13 > 0.68	8.04 > -0.176	23.62 < 168.21	0.74 < 3.33
Terrasse inaccessible	0.61 < 3.33	5.31 > 0.5	/	17.47 < 168.21	0.55 < 3.33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.11. Vérifications nécessaires à l'ELU.

Niveaux	Endroit	M ^s (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	Observation
Soupent au 6em étage.	Travée	17.04	4.52	4.77	26641.68	3.91 < 15	Vérifiée
	appui	- 11.15	2.26	4.6	15432.09	3,32 < 15	Vérifiée
Etage 7 à 8	Travée	17.04	4.52	4.77	26641.68	3.91 < 15	Vérifiée
	appui	- 13.38	2.67	4.88	17323.74	3.77 < 15	Vérifiée
Terrasse accessible	Travée	16.93	5.34	5.1	30479.21	3.64 < 15	Vérifiée
	appui	-13.29	2.67	4.88	17323.74	3.74 < 15	Vérifiée
Terrasse inaccessible	Travée	17.07	4.52	4.77	26641.68	3.91 < 15	Vérifiée

Tableau III.12. Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Souvent au 8em étage	Terrasse accessible	Terrasse inaccessible
L (m)	5.95	5.95	5.35
$q_{j\ ser}$ (KN/m)	3.05	2.4	2.4
$q_{g\ ser}$ (KN/m)	4.06	4	4.1
$q_{p\ ser}$ (KN/m)	5.04	5	4.76
$M_{j\ ser}$ (KN.m)	10.12	7.96	5.58
$M_{g\ ser}$ (KN.m)	13.47	13.27	14.66
$M_{p\ ser}$ (KN.m)	16.72	16.59	17.03
I (cm ⁴)	26641.7	30479.2	26641.7
I ₀ (cm ⁴)	50042.4	52579.6	50042.4
λ_i	2.61	2.21	2.61
λ_v	1.04	0.88	1.04
σ_{st}^j (MPa)	101.96	68.38	86.49
σ_{st}^g (MPa)	135.73	113.96	147.76
σ_{st}^p (MPa)	168.49	142.45	171.54
μ_j	0.567	0.487	0.511
μ_g	0.653	0.651	0.676
μ_p	0.710	0.709	0.714
I _{fji} (cm ⁴)	22131.7	27791.6	23512.8
I _{fgi} (cm ⁴)	20288	23654	19848
I _{fpi} (cm ⁴)	19245	2247	19169
I _{f_{gv}} (cm ⁴)	32663	36651	32203
f _{ji} (mm)	4.98	3.12	3.22
f _{gi} (mm)	7.24	6.12	6.51
f _{pi} (mm)	9.48	8.05	7.83
f _{gv} (mm)	13.49	11.85	12.05
Δf (mm)	10.74	10.66	10.14
f _{adm} (mm)	10.95	10.95	10.35
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.13. Vérifications de la flèche à l'ELS

III.2.3. Schéma de ferrailage des poutrelles

Le tableau suivant regroupe les schémas de ferrailage des différentes poutrelles :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Soupenne au 6em étage			
7em et 8em étage			
Terrasse accessible			
Terrasse inaccessible			

Tableau.III.14. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

III.2.4. Etude de la dalle de compression

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} \times 100 = 1.11 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.56 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

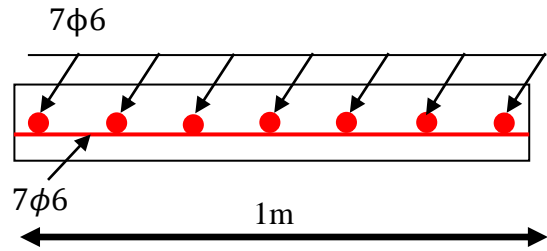


Figure III.8. Ferrailage de la dalle de compression

Soit $\begin{cases} A_{\perp} : 5\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel} : 4\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{cases}$

Donc on adopte un treillis soudé de mailles (150 × 150) mm²

III.3. Dalle pleine

III.3.1. Introduction

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm et qu'ils

Sont définis en trois types :

- Dalle sur deux appuis.
- Dalle sur trois appuis.
- Dalle sur quatre appuis (dalle d'ascenseur et RDC et sous-sol).

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

1)- 1^{er} type : dalle sur deux appuis:

- L_x = 1.5 m.
- L_y = 3.7 m.

• Evaluation des charges

G = 4.43 KN/m².

Q = 3.5 KN/m².

P_u = 1.35 × G + 1.5 × Q = 11.23 KN.m

P_u = 1.35 × 4.43 + 1.5 × 3.5 = 11.23 KN.m

$$\mu_x = 0.1088$$

$$\mu_y = 0.25$$

➤ **Méthode de calcul**

Le calcul se fera avec la théorie des lignes de rupture.

$$\begin{cases} L_x = 1.5 \text{ m} \\ L_y = 3.7 \text{ m} \end{cases} \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{3.7} = 0.41 > 0.4 \text{ donc la dalle travaille dans les deux sens.}$$

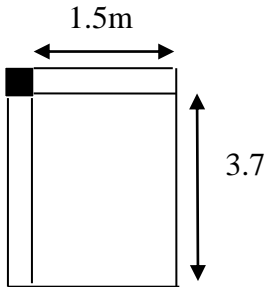
	Vue en plan	Moments	
		M_{0x}	M_{0y}
$\rho = \frac{L_x}{L_y} > 0.4$		$M_{0x} = \mu_x \times P_u \times l_x^2$	$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Tableau III.15. Théorie de calcul des moments.

➤ **Les sollicitations**

$$G = 4.43 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad e = 12 \text{ cm.}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

- Sur la travée: $\begin{cases} M_x^t = 0.85 M_{0x} \\ M_y^t = 0.85 M_{0y}. \end{cases}$

- Sur l'appui : $M_a = - 0.4 M_{0x}$.

$$M_{0x} = \mu_x \times P_u \times l_x^2$$

$$M_{0x} = 0.1088 \times 11.23 \times 1.5^2 = 2.749 \text{ KN m.}$$

$$M_{0x} = M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0.25 \times 2.749 = 0.687 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments réels**

En travées

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 2.336 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 0.584 \text{ KN.m}$$

En appuis

$$M_a^x = M_a^y = - 0.4M_{0x} = -1.1 \text{ KN m}$$

Tous les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Sollicitations	qu (KN)	Les moments (KN.m)				
		M _{0x}	M _{0y}	M _x ^t	M _y ^t	M _a
ELU	11.23	2.749	0.687	2.337	0.584	-1.1
ELS	7.93	1.980	0.58	1.683	0.492	-0.79

Tableau III.16. Calcul des sollicitations.

III.3.2. Le ferrailage de la dalle pleine

$\rho > 0.4 \Rightarrow$ Le ferrailage est calculé dans les deux sens Lx, Ly.

• Le ferrailage

Données : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$; $d = h - e = 12 - 3 = 9\text{cm}$, $f_e = 400\text{Mpa}$; $M_x^t = 2.337 \text{ KN.m}$; $M_y^t = 0.584 \text{ KN.m}$; $M_x^a = -1.1 \text{ KN.m}$.

En travée

Sens x-x

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.336 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} = 0.0203$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0202}}{0.8} = 0.0257$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.09 (1 - 0.4 \times 0.0257) = 0.089$$

$$A_s = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = \frac{2.336}{0.089 \times 348} = 0.75 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$\rho = 0.41 > 0.4$$

$$e = 12 \text{ cm}$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots\dots\dots \text{pour FeE400}$$

$$A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.41) \times 100 \times 12 = 1.24 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_s = A_{\min} = 3HA8/ml = 1.51 \text{ cm}^2/ml$.

Sens y-y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.584 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} = 0.00509$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00509}}{0.8} = 0.0638$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.09 \times (1 - 0.4 \times 0.0638) = 0.0897$$

$$A_s = \frac{M_x^t}{Z \times f_{st}} = \frac{2.336}{0.089 \times 348} = 0.187 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$\rho = 0.41 > 0.4$$

$$e = 12 \text{ cm}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots\dots\dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_s = A_y^{\min} = 3HA8/ml = 1.51 \text{ cm}^2/ml$.

En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.1 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} = 0.00958$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00958}}{0.8} = 0.01203$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.09 (1 - 0.4 \times 0.01203) = 0.0895$$

$$A_s = \frac{M_x^t}{Z \times f_{st}} = \frac{1.1}{0.0895 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$\rho = 0.41 > 0.4$$

$$e = 12 \text{ cm}$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots\dots\dots \text{pour FeE400}$$

$$A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.41) \times 100 \times 12 = 1.24 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_s = A_{\min} = 3HA8/ml = 1.51 \text{ cm}^2/ml$.

Espacement des armatures

La fissuration est nuisible.

- $St \leq \min (2 \times e, 25\text{cm}) \Rightarrow St = 33\text{cm}$.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	2.337	0.0203	0.0257	0.0895	0.75	1.24	1.51=3HA8	33
Y	0.584	0.00509	0.0638	0.0897	0.187	0.96	1.51=3HA8	
En appui								
X et Y	1.1	0.0958	0.0120	0.0895	0.35	1.24	1.51=3HA8	33

Tableau III.17. Calcul des sollicitations à l'ELU.

• **Vérification de l'effort tranchant**

D'après le **CBA 93 (art A.5.1.1)** la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible de cisaillement.

Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

A l'ELU

Sens x-x

$\rho > 0.4$

$V_u^x = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} ; V_u^x = \frac{11.23 \times 1.5}{2} \times \frac{3.7^4}{1.5^4 + 3.7^4} = 8.2 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8.2 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.091 \text{ Mpa} ; \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.091 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 1.16 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

Remarque : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Sens y-y

$V_u^y = \frac{P_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} ; V_u^y = \frac{11.23 \times 3.7}{2} \times \frac{1.5^4}{1.5^4 + 3.7^4} = 0.54 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0.54 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.006 \text{ Mpa}$.

$$\tau_u = 0.091 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 1.16 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Remarque : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A PELS

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = 4.43 + 3.5 = 7.93 \text{ KN}$$

$$A_x = 1.51 \text{ cm}^4, \quad b=100 \text{ cm}, \quad d=9 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} ; \quad \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.111 \\ \mu_y = 0.2924 \end{cases} \quad \text{(Annexe II)}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.111 \times 7.93 \times 1.5^2 \Rightarrow M_0^x = 1.98 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.2924 \times 1.98 \Rightarrow M_0^y = 0.58 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$M_x^t = 0.85 M_0^x = 1.683 \text{ KN m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_0^y = 0.493 \text{ KN m}$$

Moments en appuis $\begin{cases} M_{xs}^a = -0.4 \times M_{0x} = -0.316 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^a = -0.4 \times M_{0y} = -0.316 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **La vérification de la contrainte dans le béton**
- **Travée // Lx**
- **Calcul de y**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Rightarrow 50 y^2 + 15 \times 1.51 y - 15 \times 1.51 \times 9 = 0 \rightarrow y = 1.8 \text{ cm}$$

- **Calcul de I**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} \times 1.8^3 + 15 \times 1.51 \times (9 - 1.8)^2$$

$$I = 1368.58 \text{ cm}^4$$

- **Vérification de σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{1.683 \times 10^{-3} \times 0.018}{1368.58 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 2.21 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

Pas de risque de fissuration de béton.

Travée // L_y

y = 1.8cm ;
I = 1368.58cm⁴

• **Vérification de σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.49 \times 10^{-3} \times 0.018}{1368.58 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 0.64 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

Pas de risque de fissuration de béton

En appuis

M_x^a = - 0.316 KNm
Y = 1.8 cm
I = 1368.58 cm⁴

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.316 \times 10^{-3} \times 0.018}{1368.58 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 0.41 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

-Etat limite d'ouverture des fissures

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{FN.}$$

{ $\eta = 1$ pour les armatures rond lisses.
{ $\eta = 1.6$ pour les armatures hautes adhérences.

• **Vérification de σ_{st}**

Travée // L_x

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{1.683 \times 10^{-3}}{1368.58 \times 10^{-8}} \times (0.09 - 0.018)$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 132.81 \text{ Mpa} < \bar{\sigma} = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition Vérifiée}$$

Travée // L_y

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{0.49 \times 10^{-3}}{1368.58 \times 10^{-8}} \times (0.09 - 0.018)$$

$$\sigma_{st} = 38.68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition Vérifiée.}$$

En appuis

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{0.316 \times 10^{-3}}{1368.58 \times 10^{-8}} \times (0.09 - 0.018)$$

$$\sigma_{st} = 24.93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition Vérifiée.}$$

b-Vérification de l'état limite de déformation

D'après le **BAEL 91** et le **CBA 93**, la vérification de la flèche est inutile si toutes les conditions suivantes sont vérifiées :

✓ **Sens x-x**

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{430} = 0.08 > 0.0425 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b_0 \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{1.51}{100 \times 9} = 0.00167 < 0.005 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

⇒ La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Sens y-y**

$$1. \frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{460} = 0.0324 < 0.0425 \Rightarrow \text{la condition non vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b_0 \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{1.51}{100 \times 9} = 0.00167 < 0.005 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

⇒ La vérification de la flèche est nécessaire.

❖ **Vérification de la flèche**

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

• **Sens Y-Y**

L (m)	b (m)	h (m)	As _t (cm ²)	As _c (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
3.7	1	0.12	1.51	0	25	0.186	0.274	0.492	0.24	7.4

Tableau III.18. Evaluation de la flèche dans le 2^{ème} type de dalle

Types		Sollicitations							
		ELU					ELS		
		M _x ^{traveé} (KN.m)	M _y ^{traveé} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	V _x (KN)	V _y (KN)	M _x ^{traveé} (KN.m)	M _y ^{traveé} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)
Balcons	D1	2.337	0.584	1.1	8.2	0.54	1.683	0.492	0.79
	D2	1.82	0.49	0.86	7.58	1.45	1.36	0.6	0.64
	D3	12.63	/	/	16.84	/	/	/	/
Terrasse	D4	10.74	/	/	16.85	/	7.58	/	/

Plancher	D5	8.37	6.56	3.94	13.17	9.6	6.87	5.84	3.23
	D6	15.21	11.91	7.16	23.93	17.45	12.44	10.57	5.85

Tableau III.19.Sollicitations maximales dans les dalles pleines

	V_{ux} (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.
D1	8.2	$0.091 < 1.25$	Vérifiée
D2	7.58	$0.084 < 1.25$	Vérifiée
D3	16.84	$0.14 < 1.25$	Vérifiée
D4	16.85	$0.10 < 1.25$	Vérifiée
D5	13.17	$0.097 < 1.25$	Vérifiée
D6	23.93	$0.17 < 1.25$	Vérifiée

Tableau III.20.Vérification de l'effort tranchant.

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
D1	X-X	2.33	0.02	0.025	8.95	0.75	1.24	3HA8=1.51
	Y-Y	0.584	0.005	0.063	8.97	0.187	0.96	3HA8=1.51
	Appui	1.1	0.095	0.012	8.95	0.35	1.24	3HA8=1.51
D2	X-X	1.82	0.016	0.02	8.92	0.58	1.16	3HA8=1.51
	Y-Y	0.49	0.0043	0.0054	8.98	0.158	0.96	3HA8=1.51
	appui	0.86	0.0075	0.0094	8.96	0.27	1.16	3HA8=1.51
D3	X-X	12.63	0.062	0.08	11.62	3.13	1.2	3HA12=3.39
D4	X-X	10.74	0.526	0.676	11.68	3.6	0.96	4HA12=4.52
D5	X-X	8.37	0.041	0.052	11.74	1.88	1.008	3HA10=2.36
	Y-Y	6.56	0.032	0.0408	11.8	1.47	0.96	3HA10=2.36
	Appui	3.89	0.0193	0.0243	11.88	0.87	1.008	3HA8=1.51
D6	X-X	15.21	0.063	0.082	12.57	3.48	1.008	3HA12=3.39
	Y-Y	11.92	0.05	0.63	12.66	2.7	0.96	4HA12=4.52
	Appui	7.16	0.03	0.0379	12.8	1.6	1.008	3HA10=2.36

Tableau III.21.Calcul du ferrailage à l'ELU

Types de La Dalle		M ^s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs.	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs.
D1	x-x	1.683	1.8	1368.57	2.2 < 15	Vérifiée	132 < 201.63	Vérifiée
	y-y	0.492	1.8	1368.57	0.64 < 15	Vérifiée	38.82 < 201.63	Vérifiée
	appui	0.79	1.8	1368.57	1.04 < 15	Vérifiée	62.47 < 201.63	Vérifiée
D2	x-x	1.36	1.8	1368.57	1.79 < 15	Vérifiée	107 < 201.63	Vérifiée
	y-y	0.6	1.8	1368.57	0.8 < 15	Vérifiée	47.8 < 201.63	Vérifiée
	appui	0.64	1.8	1368.57	0.84 < 15	Vérifiée	50.48 < 201.63	Vérifiée
D3	x-x	8.92	3.41	6324.56	4.81 < 15	Vérifiée	181.7 < 201.63	Vérifiée
D4	x-x	7.58	3.08	3781.2	4 < 15	Vérifiée	178.1 < 201.63	Vérifiée
D5	x-x	6.87	2.64	4251.8	4.28 < 15	Vérifiée	250 < 201.63	Non Vérifiée
	y-y	5.84	2.64	4251.8	3.64 < 15	Vérifiée	213 < 201.63	Non Vérifiée
	appui	3.23	2.21	2996.8	2.02 < 15	Vérifiée	174 < 201.63	Vérifiée
D6	x-x	12.44	3.33	6603	6.27 < 15	Vérifiée	273. < 201.63	Non Vérifiée
	y-y	10.57	3.02	5047.8	5.83 < 15	Vérifiée	289.0 < 201.63	Non Vérifiée
	appui	5.85	2.46	3695.7	3.9 < 15	Vérifiée	250.3 < 201.63	Vérifiée

Tableau III.22. Vérifications des contraintes à l’ELS.

On remarque que la deuxième condition de la dalle D5, D6 ne sont pas vérifiées, ce qui nous a conduits de recalculer la section des armatures à l’ELS.

Après le recalcul à l’ELS (détail dans l’exemple de calcul), on a adopté la section suivante :

$$\beta = \frac{M_s}{bd^2\bar{\sigma}_{st}} \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad A_s = \frac{M_s}{d\left(1-\frac{\alpha}{3}\right)\bar{\sigma}_{st}}$$

Types de La Dalle		β	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (Mpa)	Obs.
D5	x-x	0.0020	0.14	2.75	3HA12=3.39	187.9 < 201.63	Vérifiée
	y-y	0.0017	0.13	2.33	3HA12=3.39	179.68 < 201.63	Vérifiée
D6	x-x	0.0036	0.19	5.06	5HA12=5.65	175.78 < 201.63	Vérifiée
	y-y	0.0031	0.17	4.28	5HA12=5.65	200.83 < 201.63	Vérifiée

Tableau III.23. vérifications des contraintes à l’ELS après ferrailage a l’ELS.

❖ **Evaluation de la flèche**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right.$$

✓ **Pour la dalle D1**

12 cm > 6.33 cm Vérifiée

1.51 cm² < 4.5 cm² vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D2**

12 cm ≥ 6.38 cm Vérifiée

1.51 cm² < 4.5 cm² Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D3**

15 cm > 7.5 cm Vérifiée

3.39 cm² < 6 cm² Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D4**

12 cm > 7.39 cm Vérifiée

4.52 cm² < 4.5 cm² Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D5**

15 cm < 21 cm non Vérifiée

3.39 < 6 cm² Vérifiée

La vérification de la flèche est nécessaire

✓ **Pour la dalle D6**

15 cm < 21 cm non Vérifiée

5.65 cm² < 6cm² Vérifiée

La vérification de la flèche est nécessaire

Le tableau suivant illustre le résultat du calcul des différentes flèches.

Localisation		f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{Pi} (mm)	f_{gi} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
D5	X-X	2.87	0.95	2.296	0.959	$3.25 \leq 9.9$	Vérifiée
	Y-Y	3.036	1.012	1.686	1.012	$2.699 \leq 10.5$	Vérifiée
D6	X-X	5.277	1.161	7.293	2.059	$9.349 \leq 9.9$	Vérifiée
	Y-Y	4.969	1.233	7.328	1.656	$9.4 \leq 10.5$	Vérifiée

Tableau III.24. Vérifications de la flèche à l'ELS.

III.3.3. Le ferrailage de la dalle pleine

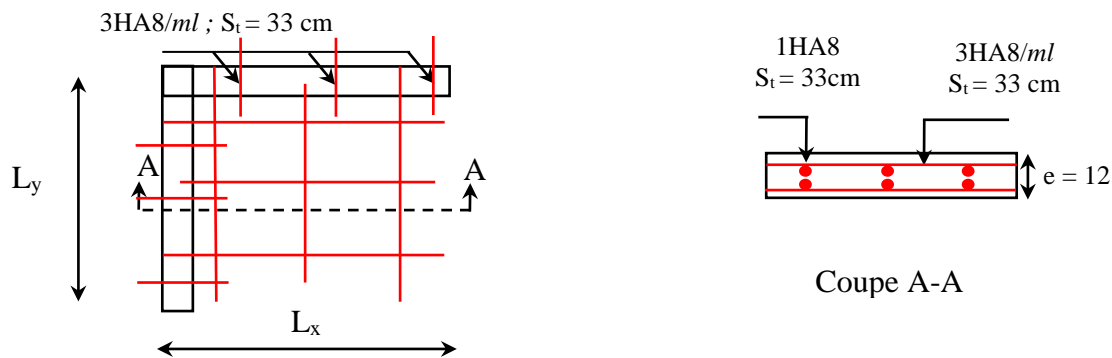


Figure. III.9. Schéma de ferrailage de la dalle D1 et D2

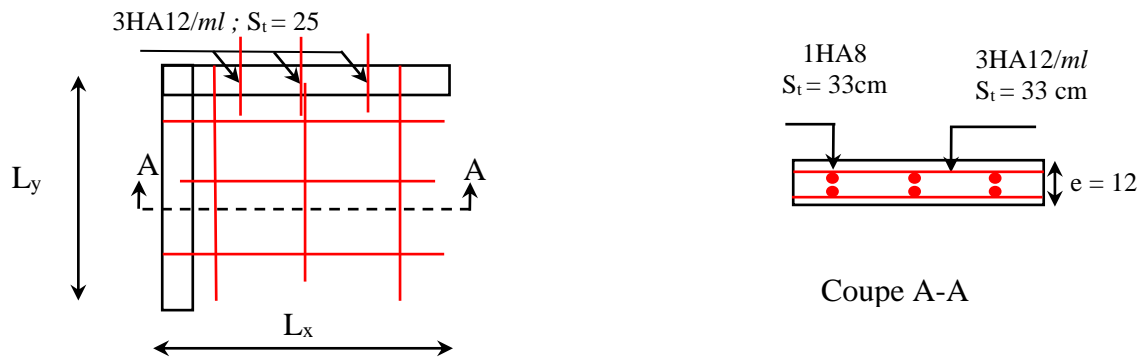


Figure. III.10. Schéma de ferrailage de la dalle D3

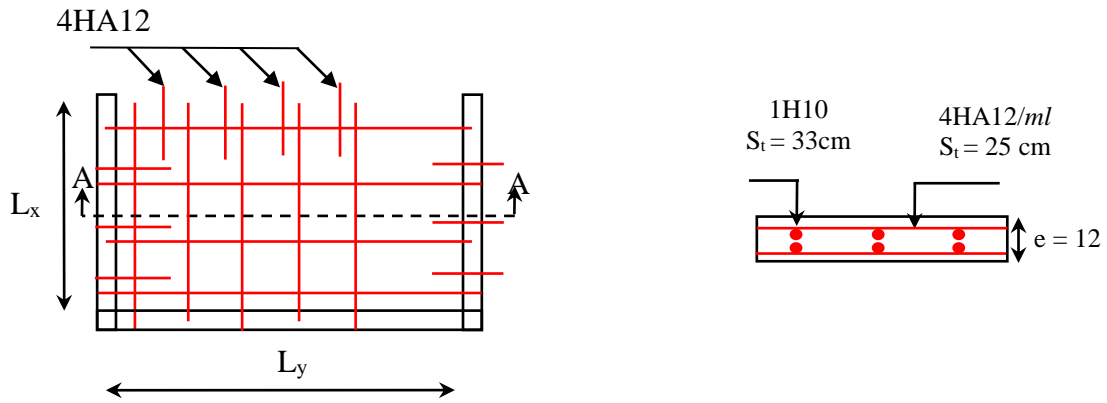


Figure. III.11.Schéma de ferrailage de la dalle D4

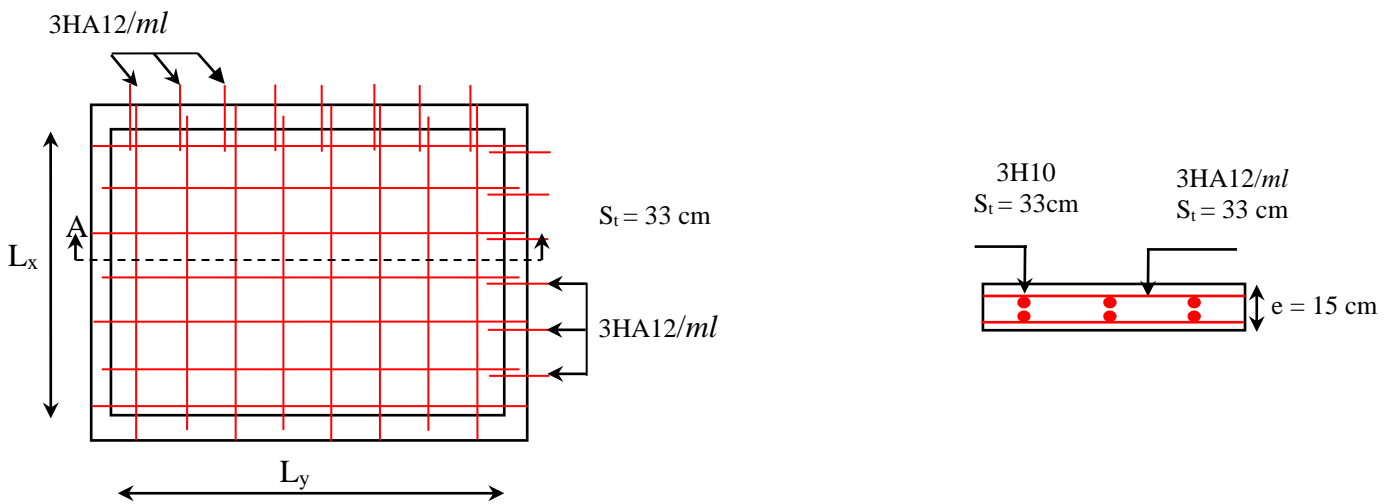


Figure III.12.Schéma de ferrailage de la dalle D5

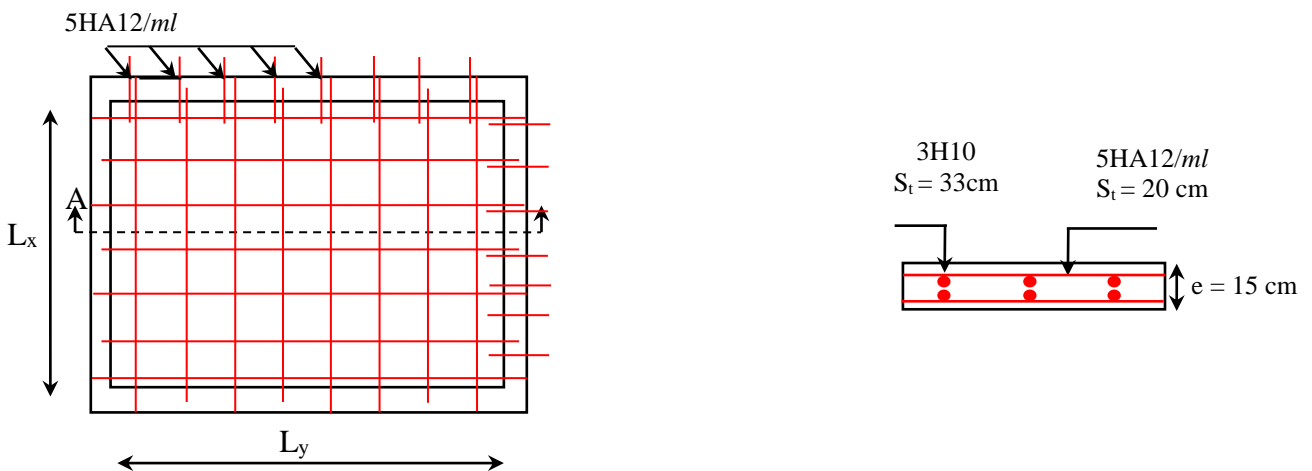


Figure III.13.Schéma de ferrailage de la dalle D6

III.4. Etude de la poutre de chaînage

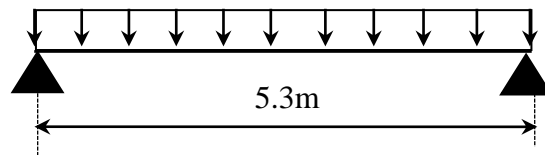


Figure III.14. Schéma statique de la poutre de chaînage

III.4.1. 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 les poutrelles du plancher à corps creux, et pour reprendre le poids des cloisons.

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 20 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow h \geq 15 \text{ cm}$$

- **Condition de la flèche**

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 32.33 \text{ cm} \leq h \leq 48.5 \text{ cm}$$

- **Exigences du RPA99/2003**

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

➤ **Calcul des sollicitations**

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

- **Poids propre de la poutre de chaînage :** $G_p = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml}$
- **Poids propre de mur :** $G_m = 2.74 \times 2.8 = 7.67 \text{ KN/ml}$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1.35(G_p + G_m) = 13.90 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = G_p + G_m = 10.30 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments isostatiques} \begin{cases} \text{ELU: } M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 48.80 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 36.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travée:} \begin{cases} \text{ELU: } M_{tu} = 0.85 M_{0u} = 41.48 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{ts} = 0.85 M_{0s} = 30.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = -0.4 M_0 \begin{cases} \text{ELU: } M_{au} = -19.52 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{as} = -14.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	41.48	A	0.089	0.116	0.314	3.79	1.19	4HA12 = 4.52
Appui	- 19.52		0.042	0.047	0.324	1.73	1.19	3HA10 = 2.36

Tableau III.25. Moments et ferraillages correspondant

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

CBA93 (Art A.5.1.1)

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 36.83 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,372 \text{ MPa}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Armatures transversales**

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ puis on calcul A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9 f_e} < 0$$

Soit un cadre $\phi 8$ + un étrier $\phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérifications à l'ELS**

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

Position	M_{ser} (KN.m ²)	Y (cm)	I (cm ²)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	30.74	10.16	45856.64	$6.80 \leq 15$
En appui	14.47	8.40	27349.7	$4.53 \leq 15$

Tableau III.26. Vérification des contraintes

➤ **Vérification de la flèche**

$$1) h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=35 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 4.52 \text{ cm}^2 < 10.4 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$3) L = 5.3 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La première condition n'est pas observée, donc on doit vérifier la flèche à l'ELS

f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	observation
13.09	7.43	7.43	7.43	5.67	10.3	vérifiée

Tableau III.27. Vérification de la flèche

III.4.2.Schémas de ferrailage

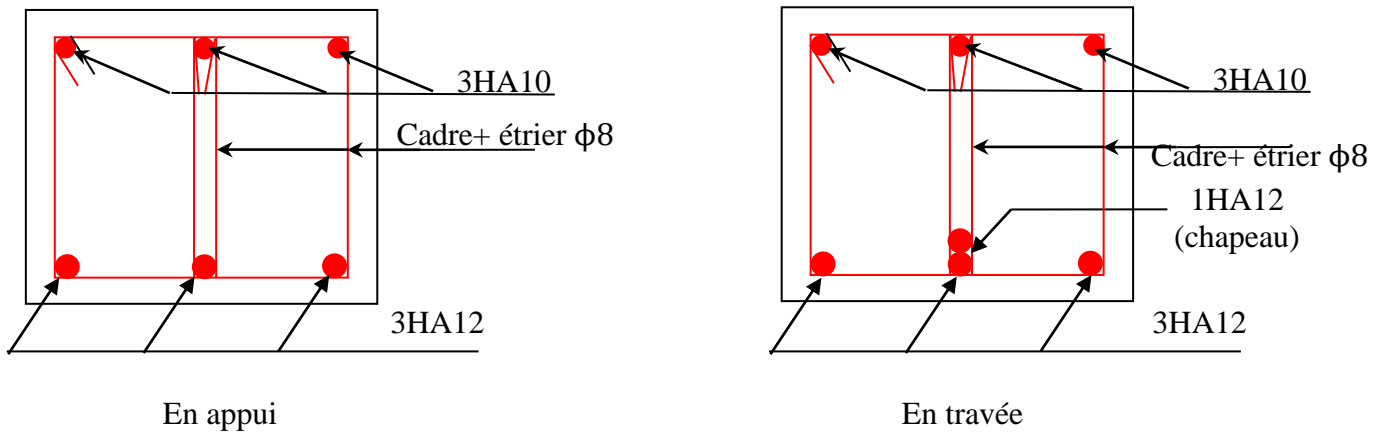


Figure III.15.Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.5. les Escaliers

III.5.1.Définition

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure nous avons deux types d'escalier :

- escalier à trois volées (RDC).
- escalier à deux volées (étage courant).

III.5.2. Escalier type 1 à 3 volées

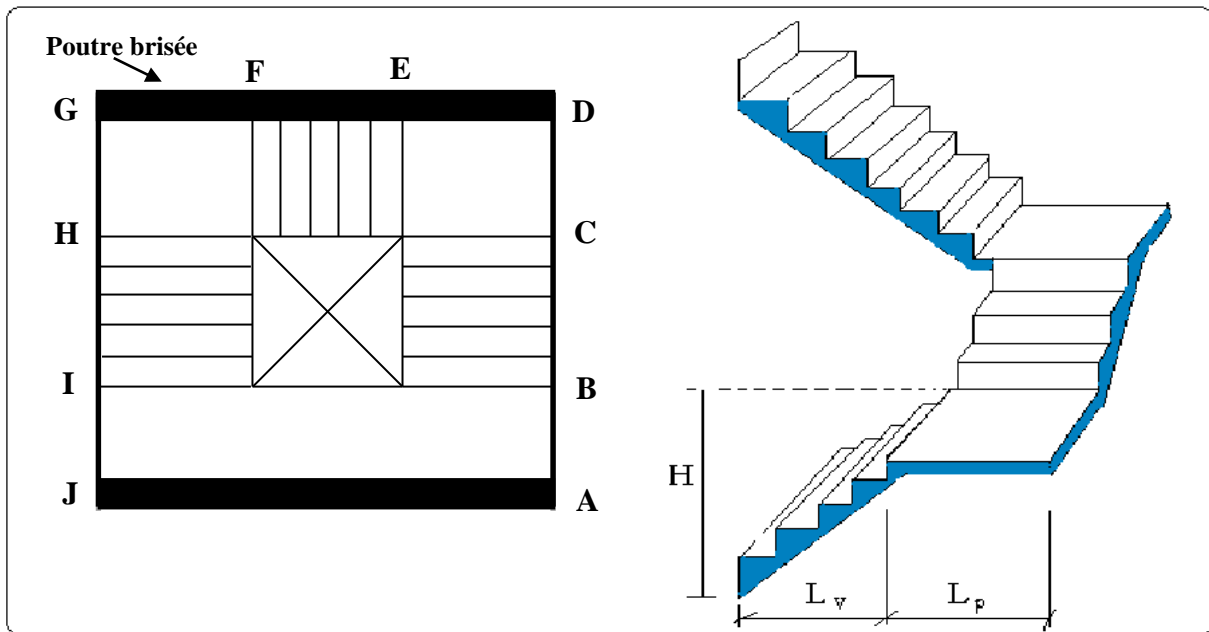


Figure III.16. Escalier a 3 volées

Ce type se calcule comme suit

1^{er}) Partie AD = GJ :

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

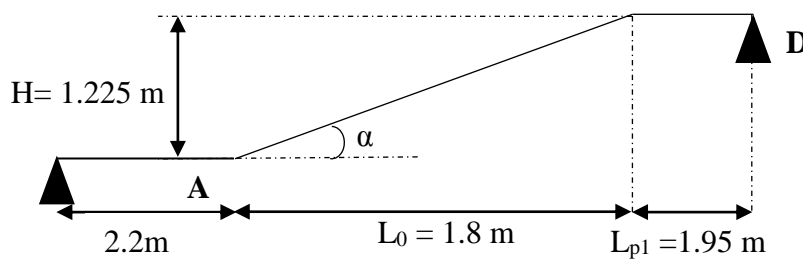


Figure III.17. Coupe en élévation de l'escalier (type 1)

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 9.14 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{palier} \begin{cases} G_p = 6.68 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1.35 G_v + 1.5 Q_v) \times 1 = 16.09 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1.35 G_p + 1.5 Q_p) \times 1 = 12.77 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11.61 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 9.18 \text{ KN/m} \end{cases}$$

• **Schema statique**

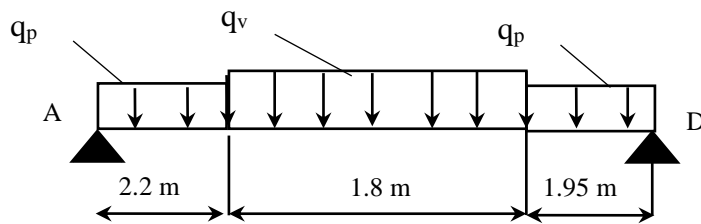


Figure III.18. Schéma statique de l'escalier type 1 (partie AB)

Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_D + R_A = q_p \times 2.2 + q_v \times 1.8 + q_{p'} \times 1.95 = 81.96 \text{ KN}$$

$$R_D = \left[\left(12.77 \times \frac{2.20^2}{2} \right) + 16.09 \times 1.8 \left(\frac{1.8}{2} + 1.8 \right) + 12.77 \times 1.95 \left(\frac{1.95}{2} + 1.8 + 2.20 \right) \right] / 5.95$$

$$\Rightarrow R_D^u = 39.15 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A^u = 42.81 \text{ KN}$$

ELS: de la même manière que à l'ELU on trouve:

$$\Rightarrow R_D^s = 28.18 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow R_A^s = 30.81 \text{ KN.}$$

• **Effort tranchant et moment fléchissant**

Calcul par la méthode des sections

✓ **Tronçon 1**

$$0 \leq x \leq 2.2 \text{ m}$$

$$T(x) = R_A - 12.77x = 42.81 - 12.77x$$

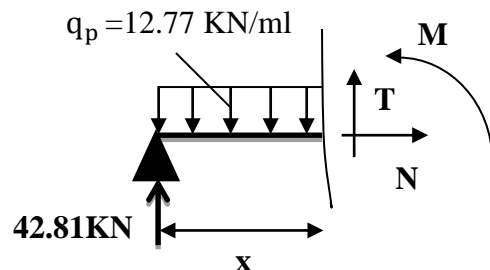
$$T(0) = 42.81 \text{ KN}$$

$$T(2.2) = 14.72 \text{ KN}$$

$$M(x) = 42.81x - 12.77 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m} \begin{cases} T(\text{max}) = 42.81 \text{ KN} \\ M(\text{max}) = 63.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(2.2) = 63.27 \text{ KN.m}$$



✓ **Tronçon 2**

$2.2 \leq x \leq 4 \text{ m}$

$T(x) = 42.81 - 12.77 \times 2.20 - 16.09 (x - 2.2)$

$T(2.2) = 14.72 \text{ KN}$

$T(4) = -14.25 \text{ KN}$

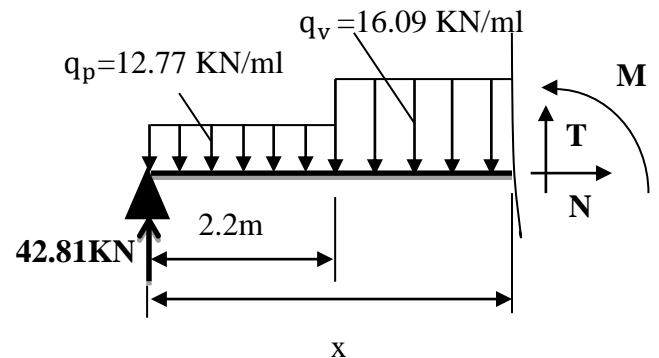
$M(x) = -8.05x^2 + 50.13x - 8.06$

$M(2.2) = 63.26 \text{ KN.m} \begin{cases} T(\text{max}) = 12.60 \text{ KN} \\ M(\text{max}) = 63.26 \text{ KN.m} \end{cases}$

$M(4) = 63.66 \text{ KN.m}$

$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow x = 3.11 \text{ m}$

On trouve : $M^{\text{max}}(3.11) = 69.98 \text{ KN.m}$; $V^{\text{max}} = R_A = 42.81 \text{ KN}$.



➤ **calcul des sollicitations**

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Appui	Réaction(KN)		V (KN)	M (KN.m)		V ^{max} (KN)	M _{0max}	
	ELU	ELS		ELU	ELS		ELU	ELS
A	42.81	30.81	42.81	0	0	42.81	69.98	50.40
B	39.15	28.18	39.15	0	0			

Tableau III.28. Sollicitations dans le premier type d'escalier (Type 2)

• **Calcul des moments réels**

$\begin{cases} M_{tu} = 0.75 M_{0u} = 52.48 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0.4 M_{0u} = -28 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} pour une section $(b \times h) = (1\text{ml} \times e)$, la même chose pour le ferraillage aux appuis avec M_a^{max} .

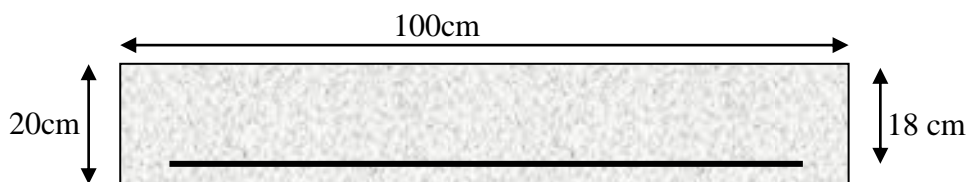


Figure III.19. Section d'escalier à ferrailler

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A ^{calculé} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A ^{adopté} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	52.48	0.114	0.15	0.170	8.92	2.17	8HA12 = 9.05	12.5
Appui	-28	0.060	0.077	0.174	4.62	2.17	5HA12 = 5.65	20

Tableau III.29. Ferrailage de l'escalier Type 1

➤ **Armature de répartition**

On a des charges réparties ⇒ A_{répartition} = $\frac{A_{principales}}{4}$

En travée : A_{rep} = 2.26 cm²/ml Soit : A_{rep} = 3HA10 = 2.26 cm²/ml ; St = 25 cm

En appui : A_{rep} = 1.41 cm²/ml Soit : A_{rep} = 3HA10 = 2.26 cm²/ml ; St = 25 cm

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{max} = 42.81 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0.237 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{MPa}$$

Donc nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

➤ **Calcul à l'ELS**

➤ **vérification des contraintes**

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

$$\text{On doit vérifier } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 50.4 \text{KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0.75 M_s^{max} = 37.8 \text{KN.m} \\ M_{as} = -0.4 M_s^{max} = -20.16 \text{KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Position	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)
En travée	37.8	5.76	26707.7	8.15	15	Vérifiée
En appui	-20.16	4.67	18454.05	5.10	15	Vérifiée

Tableau III.30. Vérification des contraintes à l'ELS

➤ **Vérification de la flèche**

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

$$1) e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e = 20 \text{ cm} < 36.25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme

$$\text{suit : } f_{adm} = \frac{5950}{1000} + 5$$

➤ **Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements g, j et p**

g : l'ensemble des charges permanentes.

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

P : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
5.95	9.05	21.28	29.86	39.26	26708	342021
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
5.76	176419	138726	119910	223305	0.428	1.095

Tableau III.31. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :

➡ **Donc la flèche est vérifiée**

III.5.3. Schéma de ferrailage

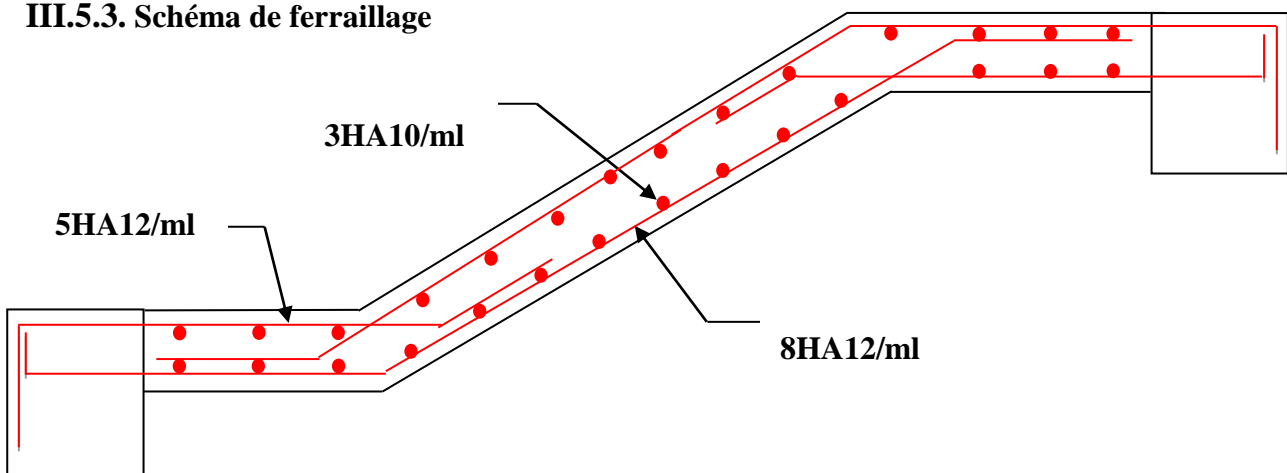


Figure III.20. Schéma de ferrailage de l'escalier type (1)

2^{ème}) Partie EF

- **La charge permanente sur la volée d'escalier :**

$G = 6.75 \text{ KN/m}^2$.

$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$.

Ce type se calcule comme une console.

Calcul a l'ELU

- **La charge qui revient sur la volée :**

$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v$

$$q_v = (1.35 \times 6.75) + (1.5 \times 2.5) = 12.86 \text{ KN/ml.}$$

Calcul à l'ELS

$$q_v = G_v + Q_v$$

$$q_v = 6.75 + 2.5 = 9.25 \text{ KN/ml}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A ^{calculé} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A ^{adopté} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	24.45	0.172	0.237	0.09	7.80	1.2	7HA12 = 7.92	14

Tableau III.32 : Résultats de ferrailage de la 2^{ème} partie

➤ **Armature de répartition**

On a des charges réparties ⇒ $A_{\text{répartition}} = \frac{A_{\text{principales}}}{4}$

En travée : $A_{\text{rep}} = 1.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{\text{rep}} = 4\text{HA}8 = 2.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St = 25 cm

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{\text{max}} = 25.08 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{\text{max}}}{1 \times d} = 0.250 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

➤ **Calcul à l'ELS**

➤ **vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton

(σ_{bc}) :

On doit vérifier $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{\text{max}} = 17.58 \text{ KN.m}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Position	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)
En travée	17.58	3.83	6395.31	10.52	15	Vérifiée

Tableau III.33. Vérification des contraintes à l'ELS

Vérification de la flèche

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

1) $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{1}{20}\right) \times l \quad \Leftrightarrow e = 12 \text{ cm} < 12.18 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ non vérifiée.}$

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit : $f_{adm} = 1950/500$

➤ **Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements g, j et p**

g : l'ensemble des charges permanentes.

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

P : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
1.95	7.92	8.7	16.54	21.29	11620.8	31718.7
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4.95	21983	13925	12363	21776	0.708	0.78

Tableau III.34.Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier

⇒ **Donc la flèche est vérifiée.**

• **Schéma de ferrailage :**

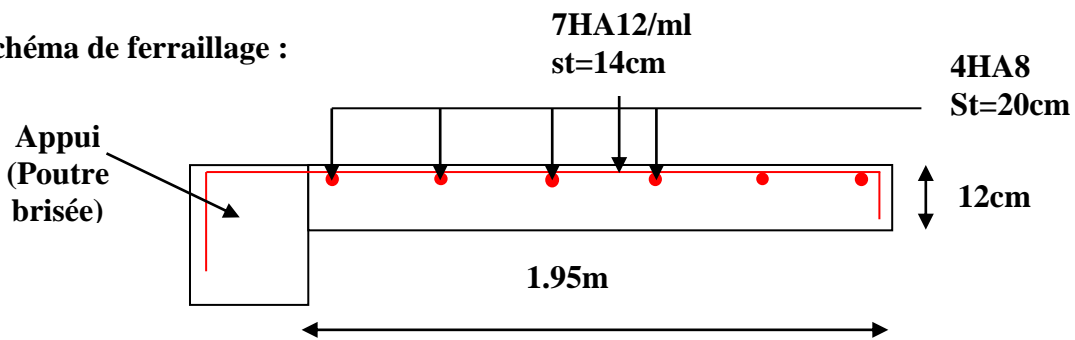


Fig. III.21.Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier.

III.5.4.Calcul de la poutre brisée

III.5.4.1.Dimensionnement

D'après la condition de flèche définie par le **BAEL91** :

$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \Leftrightarrow \quad 35.86 \text{ cm} \leq h \leq 53.8 \text{ cm}$

$h = 50 \text{ cm}$

$b = 40 \text{ cm}$

➤ **Exigences du RPA99/2003**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases}$$

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

1. Calcul à la flexion simple

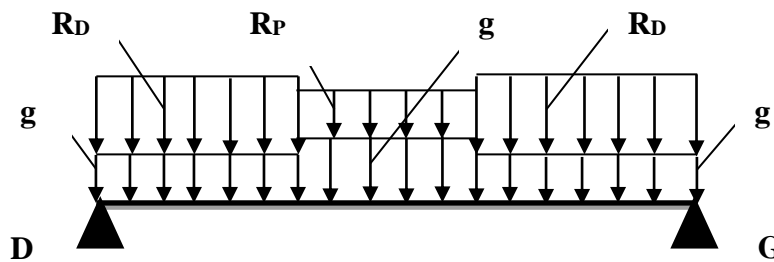


Figure III.22. Schéma statique de la poutre brisée

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.4 \times 0.5 = 5 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.4 \times 0.5 / \cos 35^\circ = 6.1 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_D = 39.15 \text{ KN/ml.}$$

$$R_P = 25.08 \text{ KN/ml.}$$

Avec:

R_D : la charge ramenée par la partie AD et GJ.

R_P : la charge ramenée par la partie EF.

• **Calcul des sollicitations**

• Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

$$R_A = R_B = 97.58$$

$R_A(\text{KN})$	$R_B(\text{KN})$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$V_u(\text{KN})$
97.58	97.58	108.29	43.32	92.05	97.58

Tableau III.35. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

• **Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple**

Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	A	Z(m)	A ^{calculé} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)
Travée	92.05	0.0703	0.0447	0.394	6.71	2.32
Appui	43.32	0.0119	0.0075	0.4656	2.67	2.02

Tableau III.36. Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{97.58 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.48} \leq \frac{0.07}{1.5} \times 25 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_u = 0.5 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

Donc la condition est vérifiée.

• **Armatures transversales à la flexion simple**

Soit St=20 cm

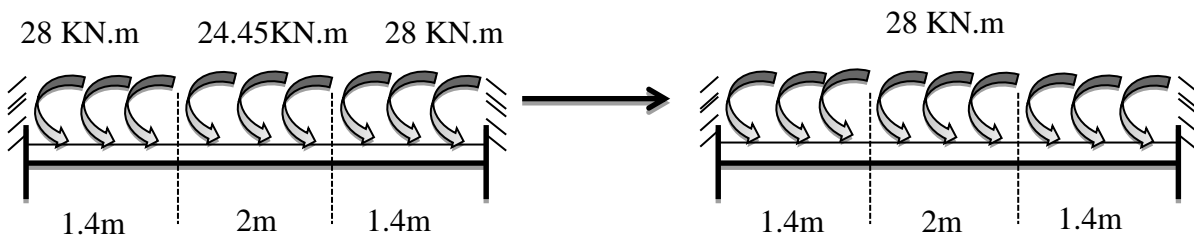
$$St = 20 \text{ cm} < \min(0.9 d; 40 \text{ cm}) = 37.8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.40 \times 0.2}{400} = 0.80 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) \times b \times St}{0.8 f_e} = \frac{(0.50 - 0.3 \times 2.1) \times 0.4 \times 0.2}{0.8 \times 400} = -0.32 \text{ cm}^2 < 0.$$

Donc A_t = 0.80 cm²

2. Calcul à la torsion



Selon le BAEL91/99, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule $\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$ Ω

= (b - e) × (h - e) ; L'aire du contour tracé à mi - épaisseur des parois.

e : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = h/6 = 50/6 = 8.33 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (40 - 8.33)(50 - 8.33) = 1319.69 \text{ cm}^2$$

$$M_{tor}^{max} = \frac{M_{tor}^a \times l}{2} \text{ (au niveau des appuis).}$$

Avec : $M_{tor}^a = \max(M1 ; M2) = \max(28 ; 24.45) = 28 \text{ KN.m}$

M_1 : le moment de torsion en appui provoqué sur la poutre brisée est transmis par la volée (1 et 3)

M_2 : le moment de torsion en appui provoqué sur la poutre brisée est transmis par la volée (2)

$$M_{tor}^{max} = \frac{28 \times 4.8}{2} = 67.2 \text{ KN.m}$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{67.2 \times 10^{-3}}{2 \times 1319.69 \times 10^{-4} \times 8.33 \times 10^{-2}} = 3.05 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa. condition vérifiée.}$$

Contrainte de cisaillement à la flexion simple:

$$\tau_f = 0.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_t^2 + \tau_f^2} = \sqrt{(3.05)^2 + (0.5)^2} = 3.09 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification de La contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = 3.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ **Le ferrailage**

1. Armatures longitudinales

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_1 = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{avec : } \mu : \text{ périmètre}$$

$$\mu = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 146.68 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{67.2 \times 10^{-3} \times 1.15 \times 1.46}{2 \times 400 \times 0.131969} = 10.68 \text{ cm}^2$$

2. Armatures transversales

On opte $S_t = 20 \text{ cm}$ en travée et $S_t = 10 \text{ cm}$ en appui.

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow \begin{cases} A_{tor}^t = 1.46 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ A_{tor}^a = 0.73 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{En appui.} \end{cases}$$

- **Condition de non fragilité** : sachant que $b=40 \text{ cm}$, $d=48 \text{ cm}$.

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 2.32 \text{ cm}^2 < A_t^{cal} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Ferraillage final de la poutre brisée**

En travée :

$$A_t = A_t^f + A_t^T/2 = 6.71 + 10.68/2 = 12.05 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 8\text{HA}14 = 12.32 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_a = A_a^f + A_a^T/2 = 2.67 + 10.68/2 = 8.01 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 2\text{HA}12 + 4\text{HA}14 = 8.42 \text{ cm}^2$$

❖ **Section d'armature transversale à prendre**

$$A = 1.46 + 0.73 = 2.19 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on choisit: } 2\text{HA}8 + 2\text{HA}10 = 2.58 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérifications à l'ELS :**

Zone	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)
En travée	68.93	11.6	256664.55	3.12	15
En appuis	32.44	9.82	196735.3	1.62	15

Tableau III.37. Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée.

➤ **Vérification de la flèche**

- $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{50}{480} = 0.104 > 0.085 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{12.32}{40 \times 48} = 0.006 < 0.0105 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.
- $L = 4.8\text{m} < 8\text{m}$ la condition est vérifiée.

Les trois conditions sont satisfaites, donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

III.5.4.2. Le schéma de ferraillage

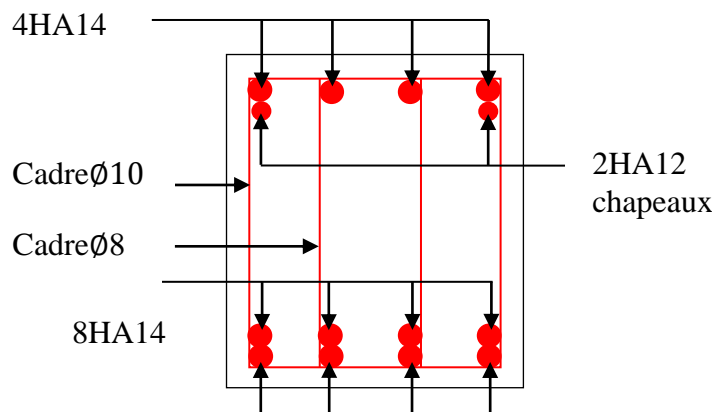


Figure. III.23. Schéma de ferraillage de la poutre brisée.

III.5.5. Escalier à deux volées (type 2)

• **Etude de la partie (AB)**

Les parties AB et BC sont identiques, donc on va étudier uniquement la partie AB et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre partie.

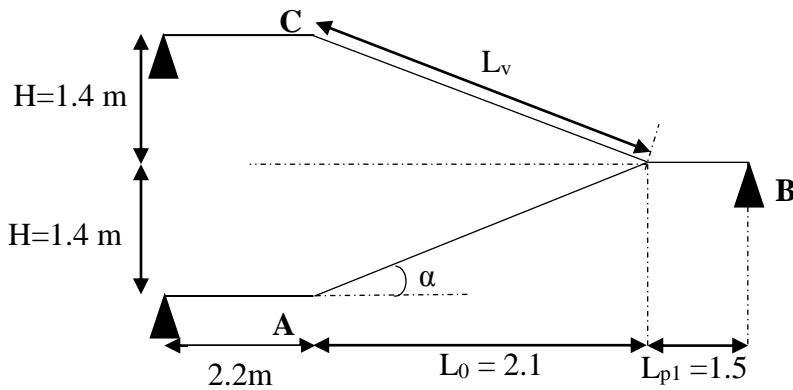


Figure III.24. Coupe en élévation de l'escalier (type 2)

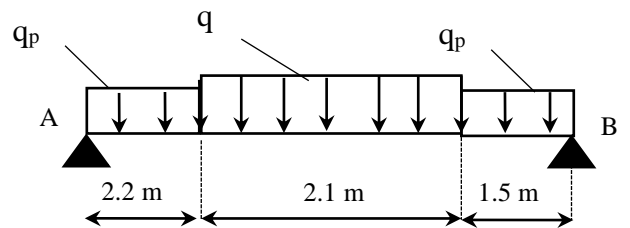


Figure III.25. Schéma statique de l'escalier type 2 (partie AB)

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 9.4 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{palier} \begin{cases} G_p = 6.68 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ **Calcul du chargement qui revient sur l'escalier**

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1.35G_v + 1.5Q_v) \times 1 = 16.44 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1.35G_p + 1.5Q_p) \times 1 = 12.77 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11.9 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 9.18 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des réactions d'appuis**

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_p \times 2.2 + q_v \times 2.1 + q_{p'} \times 1.5 = 81.77 \text{ KN}$$

$$R_B = \left[\left(12.77 \times \frac{2.20^2}{2} \right) + 16.44 \times 2.10 \left(\frac{2.10}{2} + 2.20 \right) + 12.77 \times 1.5 \left(\frac{1.5}{2} + 2.10 + 2.20 \right) \right] / 5.8$$

$$\Rightarrow R_B^u = 41.35 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A^u = 40.42 \text{ KN}$$

ELS: de la même manière que à l'ELU on trouve:

$$\Rightarrow R_B^s = 30.89 \text{ KN} \quad ; \quad R_A^s = 28.06 \text{ KN}.$$

• Effort tranchant et moment fléchissant

Calcul par la méthode des sections

✓ Tronçon 1

$0 \leq x \leq 2.2m$

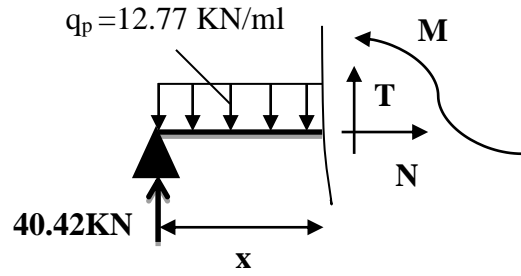
$T(x) = R_A - 12.77x = 40.42 - 12.77x$

$T(0) = 40.42 \text{ KN} ; T(2.2) = 12.33 \text{ KN}$

$M(x) = 40.42x - 12.77 \frac{x^2}{2}$

$M(0) = 0 \text{ KN.m} \begin{cases} T(\text{max}) = 40.42 \text{ KN} \\ M(\text{max}) = 58.02 \text{ KN.m} \end{cases}$

$M(2.2) = 58.02 \text{ KN.m}$



✓ Tronçon 2

$2.2 \leq x \leq 4.3m$

$T(x) = 40.42 - 12.77 \times 2.20 - 16.44 (x - 2.2)$

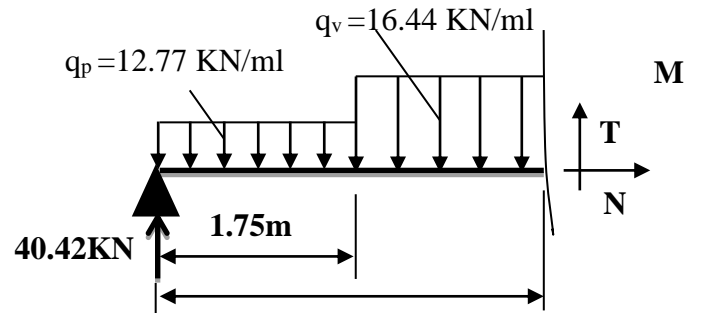
$T(2.2) = 12.33 \text{ KN}$

$T(4.3) = -22.2 \text{ KN}$

$M(x) = -8.22x^2 + 48.5x - 8.8$

$M(2.2) = 58.11 \text{ KN.m} \begin{cases} T(\text{max}) = 12.33 \text{ KN} \\ M(\text{max}) = 58.11 \text{ KN.m} \end{cases}$

$M(4.3) = 47.76 \text{ KN.m}$



$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,95m$

On trouve : $M^{\text{max}}(2.95) = 62.74 \text{ KN.m} ; V^{\text{max}} = R_B = 41.35 \text{ KN}$.

➤ calcul des sollicitations

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Appui	Réaction(KN)		V (KN)	M (KN.m)		V ^{max} (KN)	M _{0max}	
	ELU	ELS		ELU	ELS		ELU	ELS
A	40.42	28.06	40.42	0	0	41.35	62.74	45.23
B	41.35	30.89	41.35	0	0			

Tableau III.38. Sollicitations dans le premier type d'escalier (Type 2)

• Calcul des moments réels

$\begin{cases} M_{tu} = 0.75 M_{0u} = 47.06 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0.4 M_{0u} = -25.1 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} pour une section $(b \times h) = (1ml \times e)$, la même chose pour le ferraillage aux appuis avec M_a^{max} .

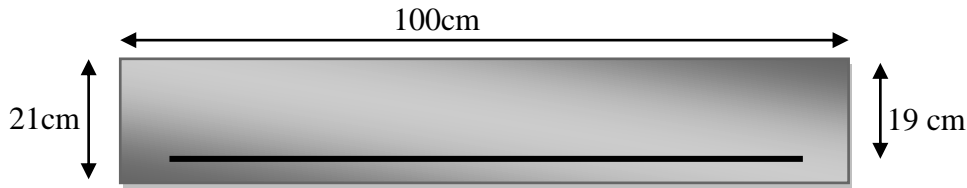


Figure III.26. Section d’escalier à ferrailer

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculé}$ (cm^2/ml)	A^{min} (cm^2/ml)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)	St (cm)
Travée	47.06	0.091	0.12	0.180	7.46	2.3	7HA12 = 7.92	14
appui	-25.1	0.048	0.062	0.185	3.88	2.3	4HA12 = 4.52	25

Tableau III.39. Ferraillage de l’escalier Type 2

➤ **Armature de répartition**

On a des charges réparties $\Rightarrow A_{repartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

En travée : $A_{rep} = 1.98 \text{ cm}^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml$; St =25 cm

En appui : $A_{rep} = 1.13 \text{ cm}^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml$; St =25 cm

➤ **Vérification de l’effort tranchant**

$$V^{max} = 41.35 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0.218 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

Donc, nous n’avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

➤ **Calcul à l’ELS**

➤ **vérification des contraintes**

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

On doit vérifier $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 45.23 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0.75 M_s^{max} = 33.92 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0.4 M_s^{max} = -18.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	33.92	4.44	17290.8	4.65	15	Vérifiée
En appui	-18.09	5.63	27184.8	7.03	15	Vérifiée

Tableau III.40. Vérification des contraintes à l’ELS

➤ **Vérification de la flèche**

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

1) $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow e = 21 \text{ cm} < 36.25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit : $f_{adm} = 5800/1000 + 5$

➤ **Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements g, j et p**

g : l'ensemble des charges permanentes.

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

P : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
5.8	7.92	20.96	29.51	38.44	27185	376083
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
5.63	198935	147410	124373	340160	0.38	1.08

Tableau III.41. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier

➡ **Donc la flèche est vérifiée.**

III.5.5.1. Schéma de ferrailage de l'escalier type (2)

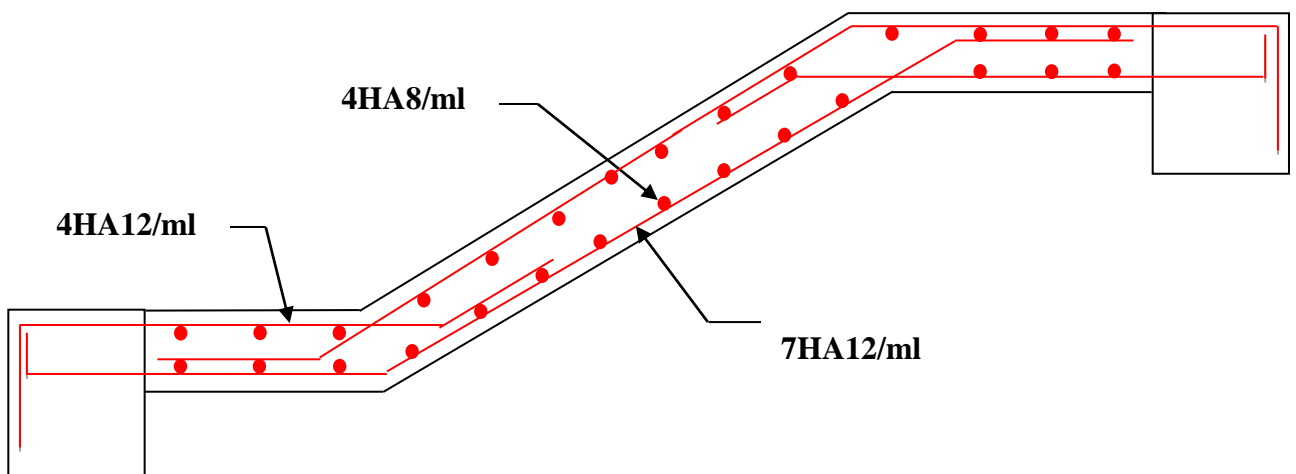


Figure III.27. Schéma de ferrailage de l'escalier type (2)

III.5.5.1. Etude de poutre palière

III.4.5.1.1. Dimensionnement

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 33 \text{ cm} \leq h \leq 49.5 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

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

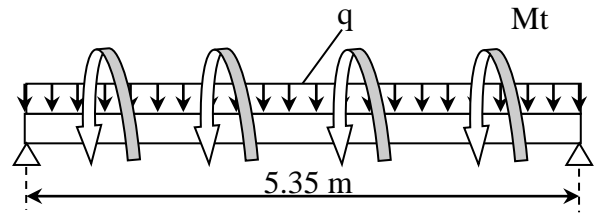


Figure III.28. Schéma statique de la poutre palière

➤ **Exigences du RPA99/2003**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases}$$

La poutre palière est soumise à :

- **Son poids propre :** $g_0 = 25 \times 0.4 \times 0.5 = 5 \text{ KN/m}$
- **Charge transmise de la paillasse :** $\begin{cases} \text{ELU: } R_{Bu} = 41.35 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } R_{Bs} = 30.89 \text{ KN/m} \end{cases}$
- **Poids du mur :**

$$P_{\text{mur}} = G_{\text{mur}} \times h_{\text{mur}} = 1.3 \times 1.4 = 1.82 \text{ KN/m}$$

Calcul des sollicitations :

Par la méthode de la RDM :

A L'ELU: $q_u = 1.35 \times (5 + 1.82) + 41.35 = 50.55 \text{ KN/m.}$

A L'ELS: $q_s = 5 + 1.82 + 30.89 = 37.71 \text{ KN/m.}$

En appui

Effort tranchant

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{50.55 \times 5.35}{2} = 135.23 \text{ KN.}$$

Moment d'appuis

A l'ELU: $M_a^u = -\frac{q_u \times l^2}{12} = -\frac{50.55 \times 5.35^2}{12} \Rightarrow M_a^u = -120.58 \text{ KN.m}$

A l'ELS: $M_a^s = -\frac{q_s \times l^2}{12} = -\frac{37.71 \times 5.35^2}{12} \Rightarrow M_a^s = -89.94 \text{ KN.m}$

En travée

Moment fléchissant

A l'ELU: $M_0^t = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{50.55 \times 5.35^2}{24} \Rightarrow M_0^t = 60.3 \text{ KN.m}$

A l'ELS: $M_0^t = \frac{q_s \times l^2}{24} = \frac{37.71 \times 5.35^2}{24} \Rightarrow M_0^t = 44.97 \text{ KN.m}$

En appuis:

$$\text{ELU} : M_a^u = -0.4 \times M_0^t = -48.23 \text{ KN.m.}$$

$$\text{ELS} : M_a^s = -0.4 \times M_0^t = -35.97 \text{ KN.m.}$$

$$V^{\max} = 135.23 \text{ KN}$$

En travée:

$$\text{ELU} : M_t^u = 0.75 \times M_0^t = 45.22 \text{ KN.m.}$$

$$\text{ELS} : M_t^s = 0.75 \times M_0^t = 33.72 \text{ KN.m.}$$

Ferraillage

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{cal} \geq A_{min}$ (cm ²)
En travée	45.22	0.034	0.044	0.47	2.75	2.31	vérifiée
en appuis	48.23	0.037	0.047	0.47	2.94	2.31	vérifiée

Tableau III.42. Ferraillage de la poutre palière.

Contrainte de cisaillement en flexion simple

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b \times d} = \frac{135.23 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.48} = 0.7 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales**

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$\text{a) } A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{b) } A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.105 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0.6 \text{ cm}^2; 0.105 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0.6 \text{ cm}^2$$

Calcul à la torsion

Moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{1}{2} = 25.1 \times \frac{5.35}{2} = 67.14 \text{ KN.m}$$

Armatures longitudinales

$$A_{tor}^1 = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \Omega = (b-e) \times (h-e) = 0.1319 \text{ m}^2 \\ e = \frac{h}{6} = \frac{50}{6} = 8.33 \text{ cm} \\ U = 2 \times [(b-e) + (h-e)] = 146 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_{tor}^1 = \frac{67.14 \times 10^{-3} \times 1.3}{2 \times 1319.44 \times 10^{-4} \times 348} = 10.72 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

$$\text{On fixe } St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_{trs}^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 1.09 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{67.14 \times 10^{-3}}{2 \times 0.1319 \times 0,0833} = 3.05 \text{MPa}$$

On doit vérifier : $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

Avec : $\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0.7^2 + 3.05^2} = 3.13 \text{ Mpa}$

F. P. N $\Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$

Ce qui donne : $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Ferraillage globale**

En travée: $A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2.75 + \frac{10.72}{2} = 8.11 \text{ cm}^2$

Soit 4HA14 + 2HA12 = 8.42 cm²

En appui : $A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2.94 + \frac{10.72}{2} = 8.30 \text{ cm}^2$

Soit 4HA14 + 2HA12 = 8.42cm²

Armature transversales : $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0.6 + 1.09 = 1.69 \text{ cm}^2$

Soit 4Ø8 = 2.01 cm² (un cadre + un étrier).

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

$q_s = g_0 + R_{Bs} = 37.71 \text{ KN/m}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Position	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)
En travée	33.72	8.97	62461	4.17	15	Vérifiée
En appui	-35.97	9.24	76772	4.33	15	Vérifiée

Tableau III.43. Vérification des contraintes à l'ELS

✓ **Vérification de la flèche**

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 50 \text{ cm} > 40.12 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée

2) $A \leq \frac{4.2. b. d}{f_e} \Leftrightarrow 8.42 \text{ cm}^2 < 20.16 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée

3) $L = 5.35\text{m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots$ Vérifiée

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

➤ **Schéma de ferrailage**

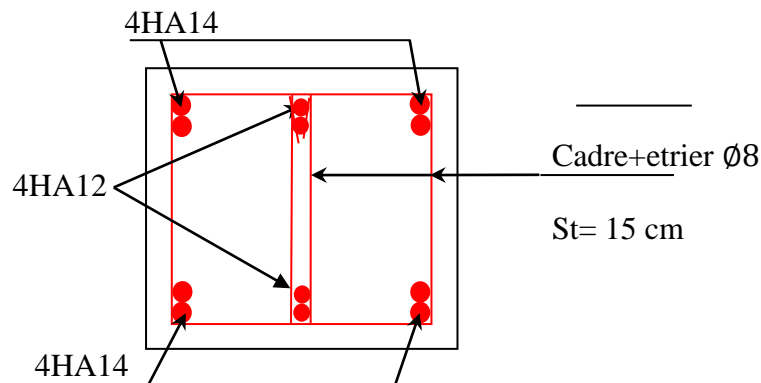


Figure.III.29.Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.6. Etude de l'ascenseur

6.1. Définition

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

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

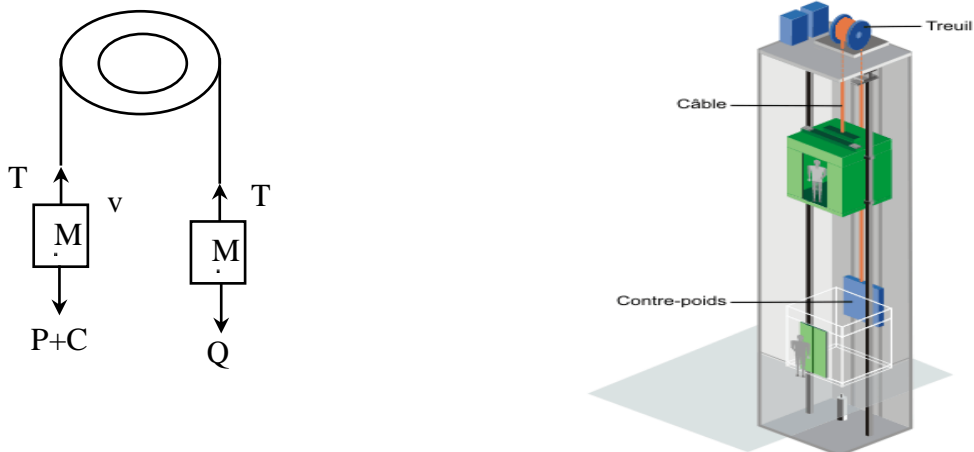


Figure III.30.Schéma statique et concept d'ascenseur

6.2. Les caractéristiques

- V= 0.63 m /s : Vitesse de levage.
- P_m =15KN : Charge due à la salle de machine.
- D_m = 43 KN : Charge due au poids propre de l'ascenseur.

- $F_c = 50 \text{ KN}$: Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 50 m.
- $B_s \times T_s = 2 \times 1.6 \text{ m}^2$ dimensions de la gaine.
- le poids propre de l'ascenseur est de 500 Kg

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + 5 = 15 + 43 + 5 = 63 \text{ KN}$$

6.3. Dalle de salle machine (locale)

- h_0 : épaisseur de la dalle
- h : épaisseur de revêtement
- a_0 et U sont parallèles à l_x
- b_0 et V sont \parallel à l_y

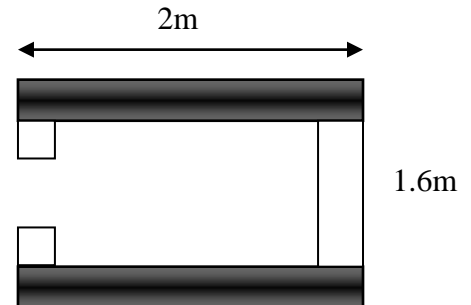


Figure III.31. Schéma de l'ascenseur.

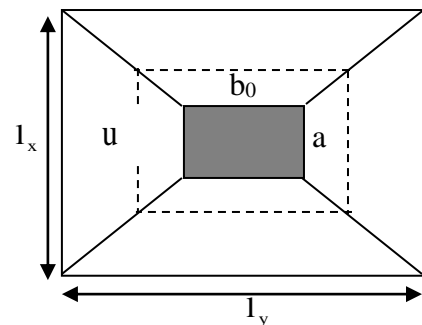
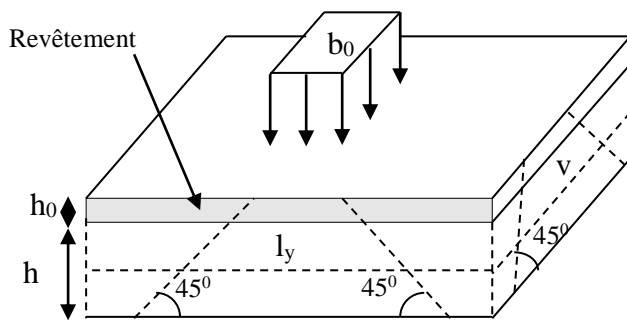


Figure III.32. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

Avec

- $\xi = 0,75$ le revêtement est moins résistant ;

$$\begin{cases} U = 80 + 15 + 2 \times 0.15 \times 5 = 102.5 \text{ cm} \\ V = 80 + 15 + 2 \times 0.15 \times 5 = 102.5 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ Calcul des moments

❖ M_1^x et M_1^y Du système de levage

On a un chargement concentré centré :

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + \nu \times M_2) q(U \times V) \\ M_1^y = (M_2 + \nu \times M_1) q(U \times V) \end{cases}$$

En utilisant les tables BAEL (**Annexe III**), on tire les coefficients M_1 et M_2 en fonction de U/l_x et V/l_y et ρ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.8 ; U/l_x = 102.5/160 = 0.64 ; V/l_y = 102.5/200 = 0.51$$

$$\text{Soit } M_1 = 0.081 \quad M_2 = 0.085$$

Avec $\nu = 0$ à l'ELU et $\nu = 0,2$ à l'ELS

$$q_u = 1.35 P = 1.35 \times 63 = 85.05 \text{ KN}$$

$$M_1^x = 0.081 \times 85.05 \times (1.025 \times 1.025) \Rightarrow M_0^x = 7.24 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 0.085 \times 85.05 \times (1.025 \times 1.025) \Rightarrow M_0^y = 7.6 \text{ KN.m}$$

❖ M_2^x et M_2^y dû aux poids propre de la dalle

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q \times l_x \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$\rho = l_x/l_y = 0.8 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0.0561$$

$$\mu_y = 0.5959$$

Le poids propre de la dalle et du revêtement (pour un revêtement de 5 cm)

$$G = 4.75 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 \times 4.75 + 1.5 \times 1 = 7.911 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0.0561 \times 7.91 \times 1.6^2 = 1.14 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = 0.5959 \times 1.14 = 0.68 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donnés :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 7.24 + 1.14 = 7.73 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 7.6 + 0.68 = 8.28 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 6.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 7.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0.4 M_x = -3.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.4 M_y = -3.31 \text{ KN.m}$$

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	7.04	0.029	0.037	0.128	1.59	1.57	4HA10 = 3.14
Appui	- 3.31	0.014	0.018	0.129	0.74	1.57	3HA10 = 2.36

Tableau III.44.Ferrailage de la dalle D’ascenseur

➤ **Vérification au poinçonnement**

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec U_c :Périmètre du rectangle d’impact

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (102.5 + 102.5) = 410 \text{ cm}$$

$$85.05 \leq \frac{0.045 \times 4.10 \times 0.15 \times 25 \times 10^3}{1.5}$$

$$85.05 \leq 461.25$$

➤ **Vérification de l’effort tranchant**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$T_U = T_v = \frac{q_u}{3 \times U} = \frac{85.05}{3 \times 1.02} = 28.917 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{28.917 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_U \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Calcul à l’ELS**

Moment engendré par le système de levage :

$$q_{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2) q(U \times V) \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1) q(U \times V) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_1^x = (0.081 + 0.2 \times 0.085) \times 63 \times 1.02 \times 1.02 \\ M_1^y = (0.085 + 0.2 \times 0.081) \times 63 \times 1.02 \times 1.02 \end{cases}$$

$$M_1^x = 6.42$$

$$M_1^y = 6.63$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q_s = 4.75 + 1 = 5.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0.0561 \times 5.75 \times 1.6^2 = 0.83 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = 0.5959 \times M_2^x = 0.49 \text{ KN.m}$$

La Superposition des Moments:

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 6.42 + 0.83 = 7.25 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 6.63 + 0.49 = 7.12 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 6.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 6.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0.4 M_x = -2.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.4 M_y = -2.84 \text{ KN.m}$$

Position	M_x (KN.m)	A_s cm^2	y (cm)	I cm^4	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	6.16	3.14	2.92	4713.12	$3.59 < 15$	$167.03 < 201.63$	Vérifiée
Appui	- 2.9	2.36	2.72	4713.12	$2.58 < 15$	$103.49 < 201.63$	Vérifiée

Tableau III.45. Vérifications des contraintes à l'ELS

➤ **Schémas de ferrailage**

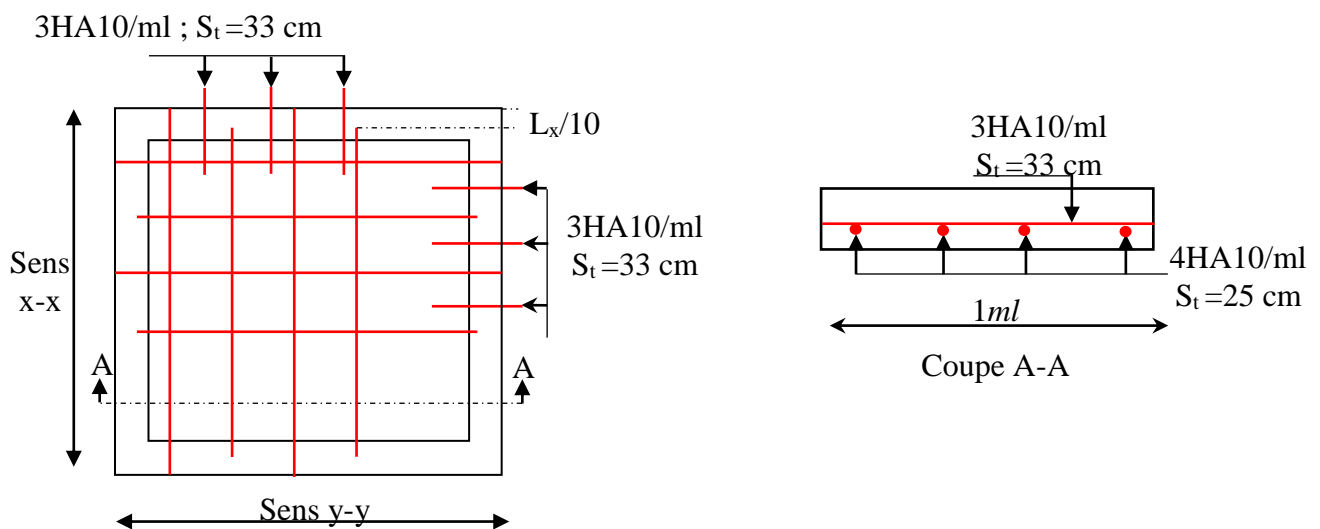


Figure III.33. Schéma de ferrailage du local machine

6.4. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (180×200 et $h=15\text{cm}$)

- Poids propre de la dalle et du revêtement : $G_1 = 4.75 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de l'ascenseur : $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{1.8 \times 2} = 13.89 \text{ KN/m}^2$.
- $G^{\text{total}} = G_1 + G_2 = 18.64 \text{ KN/m}^2$

$$P_u = 1.35 \times G^{\text{total}} = 25.164 \text{ KN/m}^2$$

$\rho = I_x / I_y = 0.8 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$\mu_x = 0.0561; \mu_y = 0.5959$

➤ **Calcul des moments à l'ELU**

$M_x = 0.0561 \times 25.164 \times 1.6^2 = 3.61 \text{ KN.m}$

$M_y = 0.5959 \times 3.61 = 2.15 \text{ KN.m}$

$M_{tx} = 0.85 M_x = 3.07 \text{ KN.m}$

$M_{ty} = 0.85 M_y = 1.83 \text{ KN.m}$

$M_{ax} = -0.4 M_x = -1.44 \text{ KN.m}$

$M_{ay} = -0.4 M_y = -0.86 \text{ KN.m}$

➤ **Ferraillage**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	3.07	0.013	0.016	0.119	0.67	1.2	3HA10 = 2.36
Appui	- 1.44	0.006	0.008	0.120	0.31	1.2	3HA10 = 2.36

Tableau III.46.Ferraillage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

➤ **Calcul à l'ELS**

$P_s = 18.64 \text{ KN/m}^2$

$M_x = 0.0561 \times 18.64 \times 1.6^2 = 2.68 \text{ KN.m}$

$M_y = 0.5959 \times 2.68 = 1.6 \text{ KN.m}$

$M_{tx} = 0.85 M_x = 2.28 \text{ KN.m}$

$M_{ty} = 0.85 M_y = 1.36 \text{ KN.m}$

$M_{ax} = -0.4 M_x = -1.072 \text{ KN.m}$

$M_{ay} = -0.4 M_y = -0.64 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Position	M_x (KN.m)	A_s cm ²	y (cm)	I cm ⁴	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	2.28	2.36	2.58	3713.72	1.70 < 15	93.22 < 201.63	Vérifiée
Appui	- 1.072	2.36	2.58	3713.72	0.8 < 15	43.83 < 201.63	Vérifiée

Tableau III.47. Vérification des contraintes

➤ La flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} e = 15 \text{ cm} > 6.8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ A_t = 2.36 \text{ cm}^2 < 6.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Schémas de ferrailage

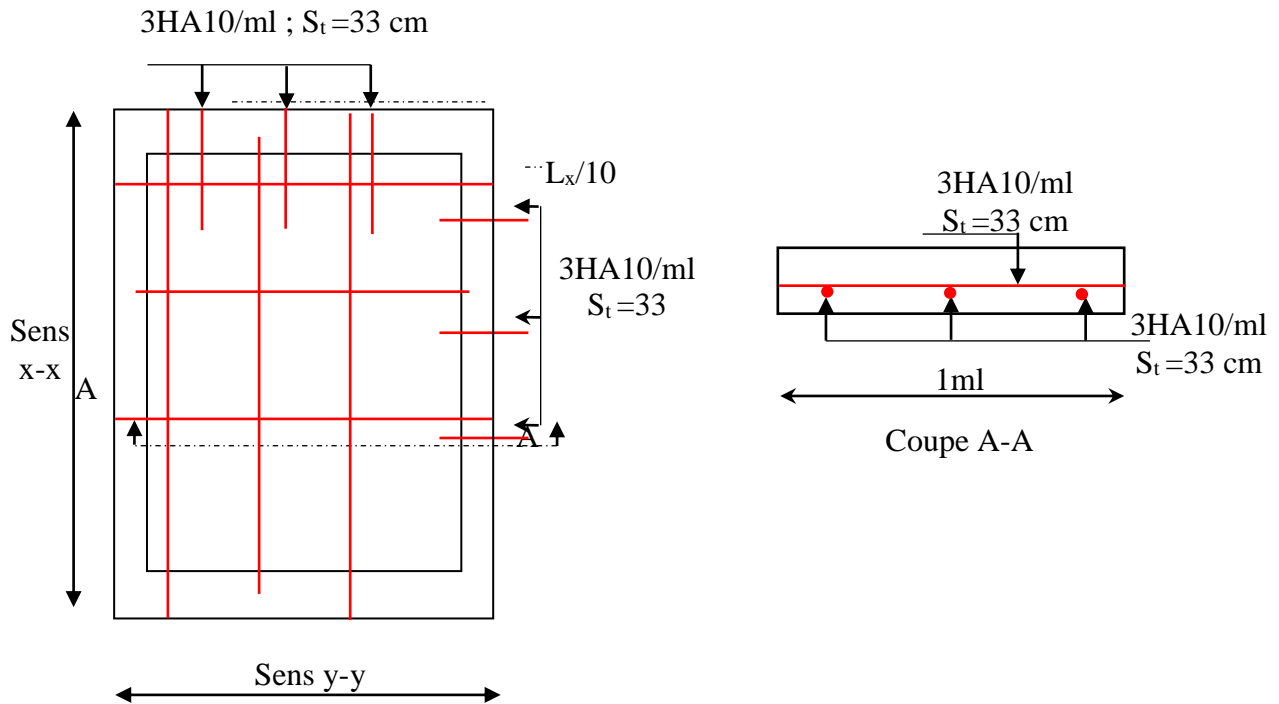


Figure III.34. Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

III.7. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (Fp).

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (III.36).

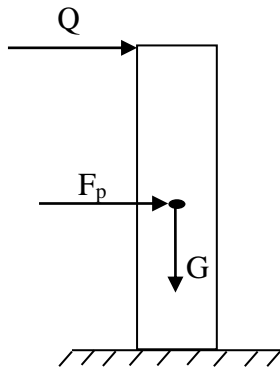


Figure III.35. Modèle de calcul de l'acrotère

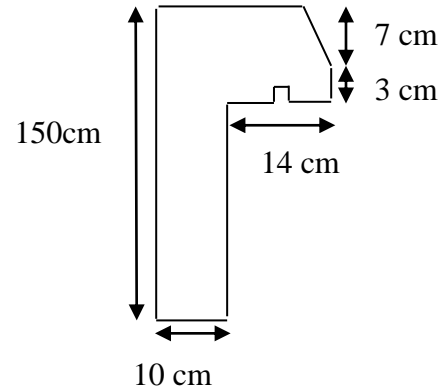


Figure III.36. Coupe transversale de l'acrotère

7.1 Hypothèses de calcul

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ La fissuration est considérée préjudiciable.
- ✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée.

7.2 Evaluation des charges et surcharges

❖ **Poids propre :**

$$G_0 = 25 \times S_{acr} = 25 \times 0.1591 = 3.98 \text{ KN}$$

$$G^{rev} = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN}$$

D'où, la charge totale est $G = W_p = 4.38 \text{ KN}$

❖ **charge d'exploitation**

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

❖ **Force sismique**

La force sismique est donnée par la formule suivante :

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

$$\text{Avec } \begin{cases} A = 0.15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone .} \\ C_p = 0.8 : \text{ facteur de force horizontale ;} \\ W_p = 4.38 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{cases}$$

Donc, $F_p = 2.1 \text{ KN}$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$\text{Calcul du centre de gravité : } \begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 5.89 \text{ cm} \\ Y_G = 80.42 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 4.38 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 1.5 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 1.68 \text{ KNm} \end{cases}$$

Combinaisons Sollicitations	ELU Accidentelle	E L U	E L S
	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	4.38	5.91	4.38
M (KN.m)	3.18	2.25	1.5

Tableau III.48. Combinaisons d'action de l'acrotère.

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_{u \text{ acc}}}{N_{u \text{ acc}}} = \frac{3.18}{4.38} \times 10^2 = 72.6 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} = 25 \text{ cm} \end{cases} \quad \Rightarrow e_0 > h/6$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est simple soumise à un moment $M_u = N_u \times e$.

D'après le **BAEL** (partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion **Art4.4**), la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

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

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{10^4 \times h_0}$$

\emptyset : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 1.5} = 0$$

$l_f = 2 \times h = 3 \text{ m}$: Longueur de flambement ($h = 10 \text{ cm}$: hauteur de la section)

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 3^3 \times 2}{10^4 \times 0.10} = 0.162 \text{ m}$$

D'où : $e = 72.6 + 2 + 16.2 = 90.8 \text{ cm}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 5.91 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 5.91 \times 0.9 = 5.32 \text{ KN. m}$$

7.3. Ferrailage de l'acrotère

➤ Calcul à l'ELU :

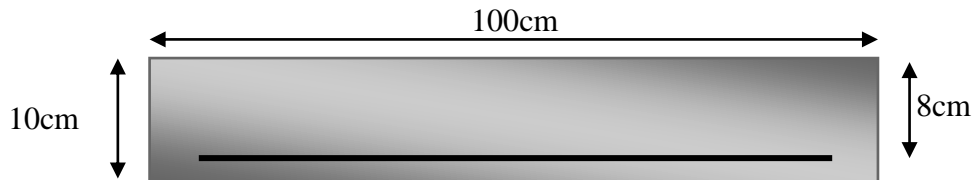


Figure III.37. Section de l'acrotère à ferrailer

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

$(h/6 < e_0) \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée et e_0 en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} :

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 5.5 \text{ KN. m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{5.5 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.08^2} = 0.0605 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.078 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.078 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 2.03 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Remarque :

Le ferrailage se fera à l'ELU puisque c'est la situation la plus défavorable.

❖ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Choix des armatures

Sens principal : $A = 1.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On prend 4HA8 = 2.01 cm²/ml

Sens secondaire : $A_r = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On prend 4HA6 = 1.13 cm²/ml

❖ Calcul des espacements

Sens principal : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

Sens secondaire : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

• **Vérification à l'ELU**

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_t^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^{\min} = 0.97 \text{ cm}^2 < A = 1.36 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier si $\tau_u < \bar{\tau}$

ELU : $V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.019 \text{ MPa} ; \bar{\tau} < \min(0.1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Situation accidentelle : $V_u = Q + F_p = 1 + 2.1 = 3.1\text{KN}$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.039\text{MPa} < \bar{\tau} = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérifications à l'ELS**

• **Vérification des contraintes**

$$F.N \Rightarrow \bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa avec } \eta=1.6 \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y$$

Calcul de y

$$(y = y_c + C)$$

$$e = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = 0.34 - 0.05 = 0.29 \text{ m}$$

$$c = d - e = 0.08 - 0.29 = -0.21\text{m (avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} p = -3 C^2 - \frac{90A'}{b} (c - d') + \frac{90A}{b} (d - c) = -0.220 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b} (c - d')^2 - \frac{90A}{b} (d - c)^2 = 0.038 \text{ m}^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1) dépend $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -3.6 \times 10^{-3} < 0$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h - C \Leftrightarrow 0.2717 \leq y_c \leq 0.3717$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos(\phi/3) = 0.3146 \\ y_{c2} = a \cos(\phi/3 + 120^\circ) = -0.5374 \\ y_{c3} = a \cos(\phi/3 + 240^\circ) = 0.2228 \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0.54 \\ \phi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{-3/p}\right) = 163.09^\circ \end{cases}$$

Donc on prend $y_c = 0.3146 \Rightarrow y = 0.0429 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 8.46 \times 10^{-5}$$

d'où $\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{3.73 \times 10^{-3}}{8.46 \times 10^{-5}} \times 0.0429 = 1.89 \text{ MPa} < \bar{\sigma} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$

➤ Schémas de ferrailage

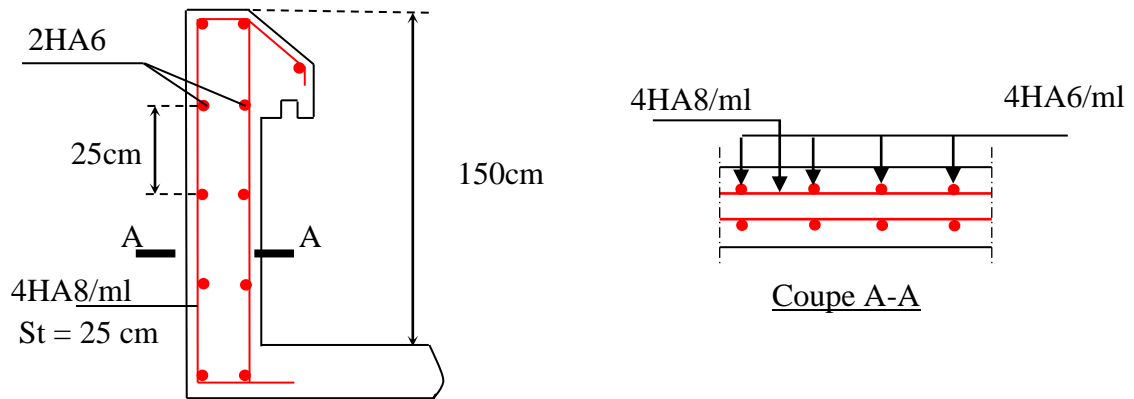


Figure III.38. Schéma de ferrailage de l'acrotère

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2. Modélisation

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Parmi les méthodes de modélisation qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaie tout l'élément puis toute la structure ; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel SAP 2000V14 afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel (SAP 2000V14) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable est appropriée.

Le modèle adopté est encastré à la base, il ne comporte que les éléments (Poteaux, Poutres, escalier et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement.

Les poteaux et les poutres sont modélisés à l'aide des éléments linéaires de type « Frame » (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres), les volées, les paliers ainsi que les voiles périphériques et de contreventement sont modélisés par des éléments surfaciques de type « Shell »

La notion des planchers rigides est prise en compte par une déclaration de diaphragmes rigides, cette option qui existe sur le menu SAP permet de réduire le nombre de degré de liberté et d'avoir le même déplacement pour tous les nœuds du même niveau dans une direction donnée.

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l'application d'un spectre de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement ($V_{x_{dyn}}$ et $V_{y_{dyn}}$).

IV.3. Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

3.1. Méthode statique équivalente

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

3.2. Méthode dynamique qui regroupe :

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieur à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable **RPA99 (Art 4.1.2).**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.4. Présentation de la méthode modale spectrale

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

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

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

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

Avec, V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal)

$$V_{\text{st}} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} : \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- W : Poids total de la structure.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure:

- ✓ $\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{array} \right\} \Rightarrow A=0.15$
- ✓ Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

$$\checkmark Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

RPA99/2003 (Formule 4.4)

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

N°	« Critère q »	Sens x-x		Sens y-y	
		Observation	Pénalités	observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non vérifié	0.05	Vérifié	0
02	Redondance en plan	Non vérifié	0.05	Vérifié	0
03	Régularité en plan	Non vérifié	0.05	Non vérifié	0.05
04	Régularité en élévation	Non vérifié	0.05	Vérifié	0
05	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifié	0	Vérifié	0
06	Contrôles d'exécution	Vérifié	0	Vérifié	0

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités.

$$\text{Donc, } \begin{cases} Q_x = 1.2 \\ Q_y = 1.05 \end{cases}$$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

RPA99/2003 (Formule 4.5)

- ✓ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- ✓ W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- ✓ β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas : $W = 43643.096$ KN

$$\checkmark D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

$$\checkmark \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

RPA99/2003 (Formule 4.3)

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\%$$

D'où, $\eta = 0.816$

$$\checkmark \text{ On a un site ferme S2 } \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.40 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

✓ Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

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

$H = 35.4 \text{ m}$: Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

$C_T = 0.05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 21.90 \text{ m} \\ L_y = 17.25 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Donc, } \begin{cases} T_x = 0.681 \text{ s} \\ T_y = 0.726 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.431 \\ D_y = 1.371 \end{cases}$$

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{xst} = 2248.32 \text{ KN} \\ V_{yst} = 1884.79 \text{ KN} \end{cases}$$

4.1. Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

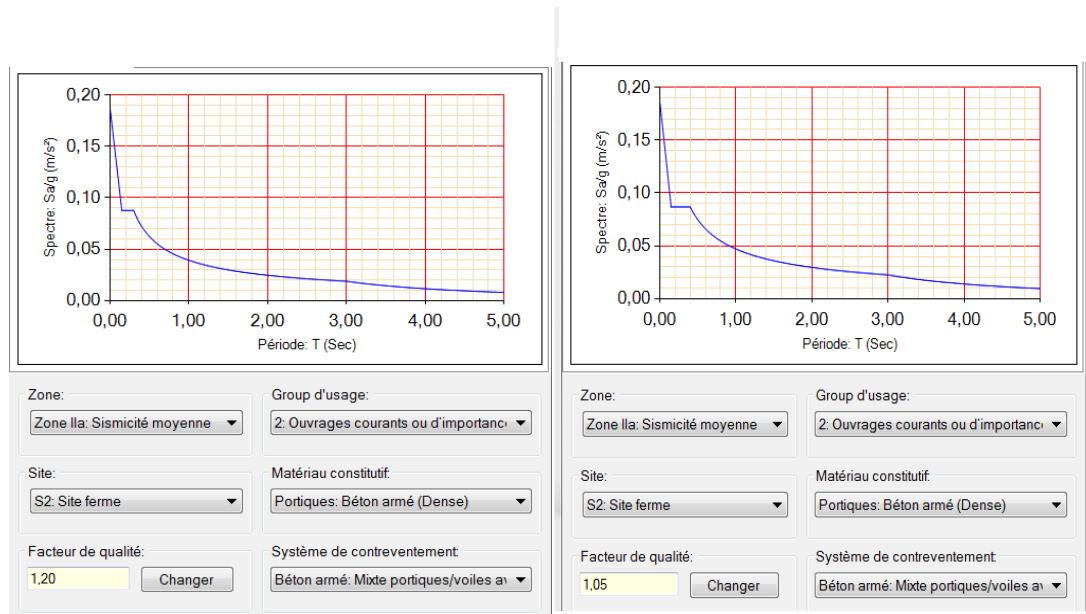


Figure IV.1. Spectre de réponse selon x-x et y-y

4.2. Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel SAP2000 V14, nous avons obtenus les résultats suivants :

4.3. Disposition des voiles de contreventement :

4.4. Période de vibration et participation massique :

Le coefficient de participation massique correspond au $i^{ème}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure

Modes	Périodes	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y
1	0.9086	0.0011	0.7451	0.00116	0.7451
2	0.8789	0.7276	0.0012	0.72881	0.74638
3	0.7602	0.0003	0.0164	0.72913	0.76286
4	0.4154	0.0000066	0.0802	0.72914	0.84314
5	0.3903	0.1237	0.0001	0.85284	0.84328
6	0.3523	0.0007	0.0227	0.8536	0.86604
7	0.2447	1.978E-07	0.0348	0.8536	0.90091
8	0.2082	0.04364	0.00001	0.8972	0.90093
9	0.20336	0.00004773	9.147E-07	0.8973	0.90094
10	0.1975	0.00001073	6.313E-08	0.8973	0.90094
11	0.191219	0.00023	0.00468	0.9035	0.90561

Interprétation des résultats obtenus

- ✓ Les périodes numériques obtenues par le logiciel SAP2000V14 dans les deux premiers modes sont inférieurs à celles calculées après majoration de 30% (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

Période majorées de 30% $\begin{cases} T_x = 0.885 \text{ s} < 0.87 \text{ s} \\ T_y = 0.944 \text{ s} < 0.90 \text{ s} \end{cases}$ Vérifié

- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe y-y et le deuxième mode suivant x-x.

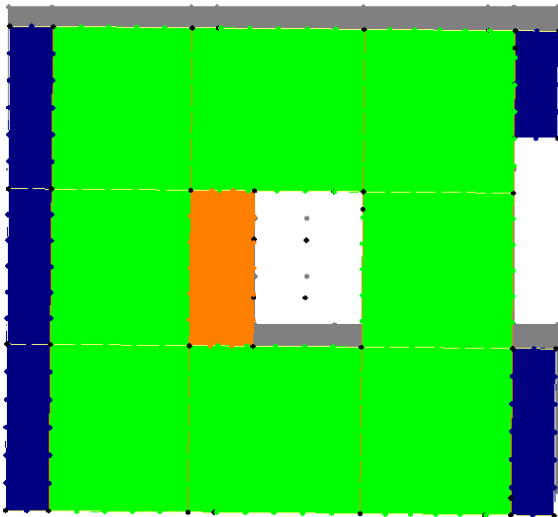


Figure IV.2.Mode 1 Translation suivant l'axe y-y

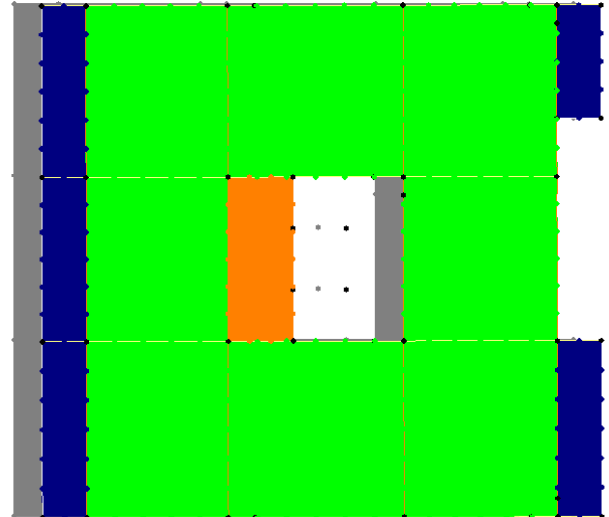


Figure IV.3.Mode 1 Translation suivant l'axe x-x

- ✓ Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

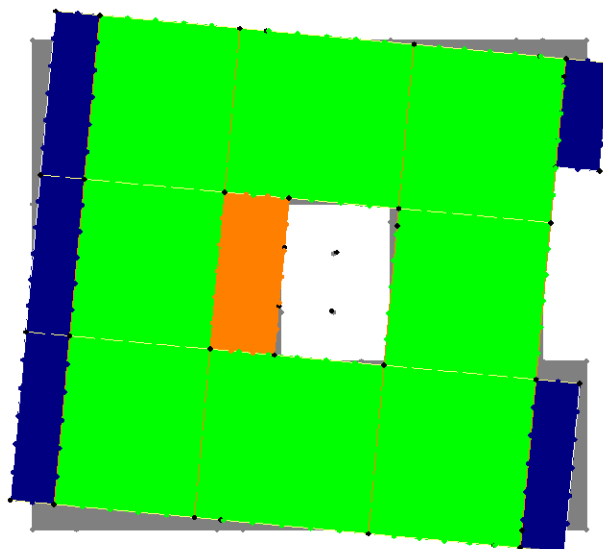


Figure IV.4.Mode 3 Rotation selon l'axe Z-Z)

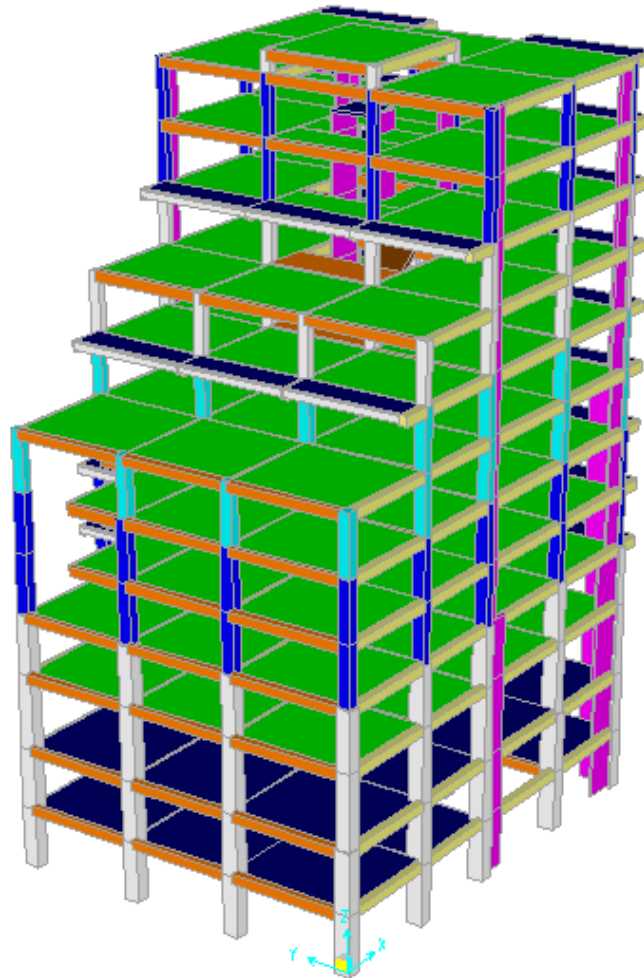


Figure IV.5. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel SAP2000V14

- La disposition des voiles

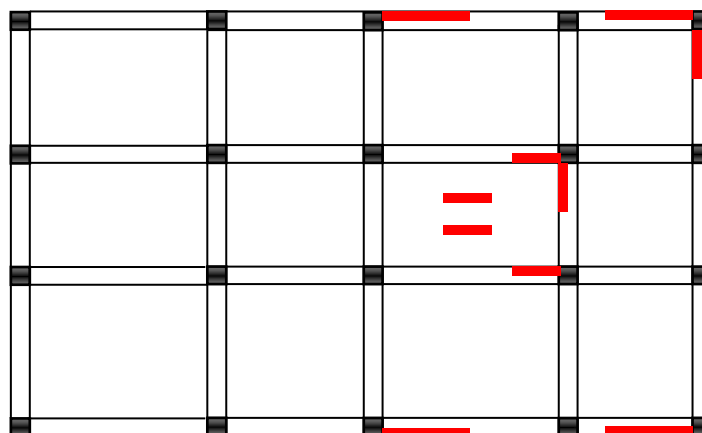


Figure IV.6.Sens de la disposition des voiles

IV.5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

5.1. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le **RPA99/2003 (Art3.4.a)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

✓ **Sous charges verticales**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

✓ **Sous charges horizontales**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Sous-sol 1	38554,613	8601,52	81,759488	18,24051
Sous-sol 2	35488,253	7848,316	81,889854	18,11015
RDC	29528,709	7537,016	79,665807	20,33419
soupenete	26706,867	6349,08	80,792927	19,20707
1 ^{er} étage	23249,795	4012,862	85,280738	14,71926
2 ^{em} étage	18228,943	2706,085	87,073889	12,92611
3 ^{em} étage	14589,945	2476,274	85,490201	14,5098
4 ^{em} étage	11140,298	2817,636	79,813374	20,18663
5 ^{em} étage	8089,216	2248,048	78,252969	21,74703
6 ^{em} étage	5591,581	1565,019	78,131808	21,86819
7 ^{em} étage	3583,598	988,562	78,378666	21,62133
8 ^{em} étage	1857,037	530,555	77,778657	22,22134
Terrasse	38554,613	8601,52	81,759488	18,24051

Tableau IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

Niveaux	Interaction selon X-X			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Sous-sol 1	576,466	1224,134	32,01522	67,98478
Sous-sol 2	887,466	900,599	49,63276	50,36724
RDC	706,117	856,128	45,19886	54,80114
soupenete	921,33	648,516	58,6892	41,3108
1 ^{er} étage	834,064	603,204	58,03121	41,96879
2 ^{em} étage	834,943	401,72	67,51581	32,48419
3 ^{em} étage	687,172	408,647	62,70853	37,29147

4 ^{em} étage	562,447	367,626	60,47343	39,52657
5 ^{em} étage	421,962	352,695	54,47082	45,52918
6 ^{em} étage	264,621	340,337	43,74204	56,25796
7 ^{em} étage	169,103	298,538	36,16086	63,83914
8 ^{em} étage	128,498	131,518	49,41927	50,58073
Terrasse	47,968	0	100	0

Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales selon X-X

Niveaux	Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(% des charges horizontales)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Sous-sol 1	7,916	888,368	58,464495	41,5355051
Sous-sol 2	28,08	1005,311	66,697606	33,3023943
RDC	106,032	963,607	74,04985	25,9501497
Soupente	11,184	989,203	77,124764	22,8752356
1 ^{er} étage	14,024	866,674	72,809129	27,1908712
2 ^{em} étage	12,896	798,167	77,565441	22,4345593
3 ^{em} étage	9,76	687,393	75,379478	24,6205218
4 ^{em} étage	9,337	658,278	86,67426	13,3257405
5 ^{em} étage	9,98	499,504	80,119464	19,8805355
6 ^{em} étage	9,178	384,697	81,265659	18,7343414
7 ^{em} étage	2,298	232,842	65,912546	34,0874542
8 ^{em} étage	2,357	152,922	79,34561	20,6543904
Terrasse	0,935	38,143	100	0

Tableau IV.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales selon Y-Y

D'où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié.

5.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le **RPA99/2003** exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	1687,189	1800,2648	non Vérifiée
Suivant Y-Y	1458,128	1488,6808	non Vérifiée

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

L'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de $(0,8V_{st}/V_{dyn})$.

$$\text{Sens x-x : } 0.8V_{st}/V_{dyn} = 1.067$$

$$\text{Sens y-y : } 0.8V_{st}/V_{dyn} = 1.02$$

Les résultats après majoration de $(0.8V_{st}/V_{dyn})$ sont présentés dans le tableau suivant :

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0.8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	1800.23	1800.2648	Vérifiée
Suivant Y-Y	1487.291	1488.6808	Vérifiée

Tableau IV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

5.3. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

$$\text{Avec : } \delta_K = R \times \delta_{eK}$$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA99/2003.Art4.43**

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement dynamique ($R=5$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	h_k (m)	Sens x-x				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)
S.SOL 1	2,85	0,0007	0,0035	0	0,0035	0,0012281
S.SOL 2	2,85	0,0022	0,011	0,0035	0,0075	0,0026316
RDC	3,5	0,0046	0,023	0,011	0,012	0,0034286
Soupente	2,8	0,0066	0,033	0,023	0,01	0,0035714
1 ^{er} étage	2,8	0,0088	0,044	0,033	0,011	0,0039286
2 ^{em} étage	2,8	0,0109	0,0545	0,044	0,0105	0,00375
3 ^{em} étage	2,8	0,013	0,065	0,0545	0,0105	0,00375
4 ^{em} étage	2,8	0,0148	0,074	0,065	0,009	0,0032143
5 ^{em} étage	2,8	0,0166	0,083	0,074	0,009	0,0032143
6 ^{em} étage	2,8	0,0182	0,091	0,083	0,008	0,0028571
7 ^{em} étage	2,8	0,0197	0,0985	0,091	0,0075	0,0026786
8 ^{em} étage	2,8	0,0208	0,104	0,0985	0,0055	0,0019643
Terrasse	1	0,0211	0,1055	0,104	0,0015	0,0015

Tableau IV.8. Vérifications des déplacements des niveaux selon x-x

Niveau	h_k (m)	Sens y-y				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)
S.SOL 1	2,85	0,0008	0,004	0	0,004	0,0014035
S.SOL 2	2,85	0,0023	0,0115	0,004	0,0075	0,0026316
RDC	3,5	0,0045	0,0225	0,0115	0,011	0,0031429
Soupente	2,8	0,0064	0,032	0,0225	0,0095	0,0033929
1 ^{er} étage	2,8	0,0082	0,041	0,032	0,009	0,0032143
2 ^{em} étage	2,8	0,01	0,05	0,041	0,009	0,0032143
3 ^{em} étage	2,8	0,0117	0,0585	0,05	0,0085	0,0030357
4 ^{em} étage	2,8	0,0133	0,0665	0,0585	0,008	0,0028571
5 ^{em} étage	2,8	0,0149	0,0745	0,0665	0,008	0,0028571
6 ^{em} étage	2,8	0,0162	0,081	0,0745	0,0065	0,0023214
7 ^{em} étage	2,8	0,0174	0,087	0,081	0,006	0,0021429
8 ^{em} étage	2,8	0,0182	0,091	0,087	0,004	0,0014286
Terrasse	1	0,0184	0,092	0,091	0,001	0,001

Tableau IV.9. Vérifications des déplacements des niveaux selon y-y

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

5.4. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

Les effets du 2^{ième} ordre (**ou effet P-Δ**) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$: Effort tranchant d'étage au niveau "k"

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

h_k : Hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- ✓ Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k (KN)	θ_k	Δ_k	V_k (KN)	θ_k
S.SOL 1	2,85	40261,613	0,0035	1800,6	0,0274598	0,004	1519,5	0,0371882
S.SOL 2	2,85	35881,599	0,0075	1788,065	0,0528086	0,0075	1507,267	0,0626467
RDC	3,5	31573,506	0,012	1562,245	0,0692926	0,011	1301,295	0,0762556
Soupenite	2,8	27373,072	0,01	1569,846	0,0622742	0,0095	1282,601	0,0724098
1 ^{er} étage	2,8	21462,616	0,011	1437,268	0,0586651	0,009	1190,337	0,0579558
2 ^{em} étage	2,8	17511,814	0,0105	1236,663	0,053102	0,009	1029,024	0,0547004
3 ^{em} étage	2,8	13466,648	0,0105	1095,819	0,0460842	0,0085	911,91	0,04483
4 ^{em} étage	2,8	10151,003	0,009	930,073	0,0350814	0,008	759,485	0,0381875
5 ^{em} étage	2,8	7070,065	0,009	774,657	0,0293358	0,008	623,449	0,0324007
6 ^{em} étage	2,8	4615,976	0,008	604,958	0,0218007	0,0065	473,382	0,0226364
7 ^{em} étage	2,8	2363,188	0,0075	467,641	0,013536	0,006	353,259	0,014335
8 ^{em} étage	2,8	409,341	0,0055	260,016	0,0030924	0,004	192,729	0,0030342
Terrasse	1	0	0,0015	47,968	0	0,001	38,143	0

Tableau IV.10. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Remarque :

On voit bien que la condition (4.1) est largement satisfaite, donc l'effet P-Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

5.5. Vérification de l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport : $\gamma = N/(f_{c28} \times B)$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton.

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, Le **RPA99/2003 (7.4.3.1)** nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section) la relation suivante :

$$\gamma = \frac{N}{f_{c28} \times B} \leq 0.3$$

Niveaux	B (m ²)	N (KN)	γ	Observation
S.SOL 1 et 2	0,4875	3629,372	0,297	Vérifiée
RDC et soupente	0,3575	2621,389	0,293	Vérifiée
Etages 1 et 2	0,3	1863,283	0,24844	Vérifiée
Etages 3 et 4	0,2475	1321,853	0,21363	Vérifiée
Etages 5 et 6	0,2	1084,053	0,21681	Vérifiée
Etages 7 et 8 et terrasse	0,18	521,806	0,11596	Vérifiée

Tableau IV.11. Vérification de l'effort normal réduit

IV.6. Conclusion

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

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

Niveaux	S.SOL 1 et 2	RDC+soupente	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8 + terrasse
Poteaux (cm ²)	65×75	55×65	50×60	45×55	40×50	40×45
Voiles (cm)	15 cm	20 cm	15cm			
P.P (cm ²)	35×45					
P.S (cm ²)	35×45					

Tableau IV.12.Dimensions finales des éléments structuraux

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

V.1. Introduction

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

✓ Hypothèses.

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau).
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement.

V.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par la RPA99/2003 comme suit :

- $1.35G + 1.5Q$ ELU
- $G + Q$ ELS
- $G + Q + E$ }
- $G + Q - E$ }
- $0.8G + E$ }accidentelles
- $0.8G - E$ }

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{\max} \rightarrow M^{\text{correspondant}} \rightarrow A_1 \\ M^{\max} \rightarrow N^{\text{correspondant}} \rightarrow A_2 \\ N^{\min} \rightarrow M^{\text{correspondant}} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

2.1. Recommandations

➤ Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{\min}) est de 40Φ .

- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h'.

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

b₁ et h₁ : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

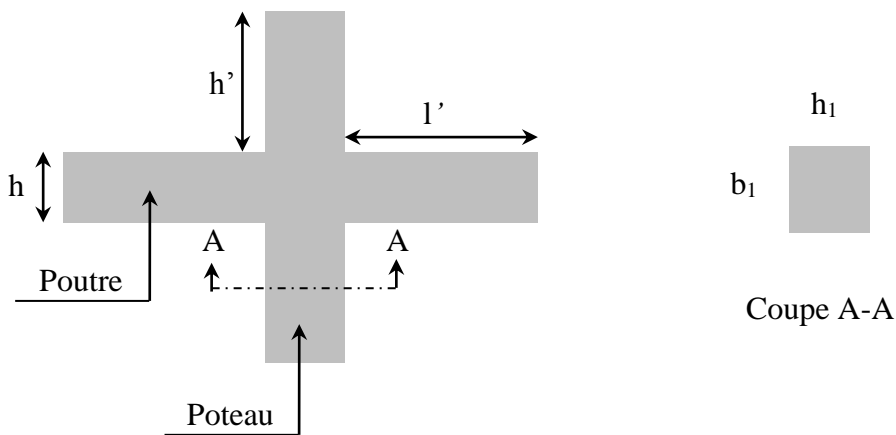


Figure V.1. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de Recouvrement
S.SOL 1 et 2	65×75	39	195	292.5
RDC et soupenne	60×70	33.6	168	252
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	50×60	24	120	180
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45×55	19.8	99	148.5
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	40×50	16	80	120
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage et terrasse	40×45	14.4	72	108

Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

➤ **Armatures transversales**

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{\max}}{h_1 \times f_e}$$

- V^{\max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2.50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espaceur (t) tout en respectant les conditions suivantes :

En zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_1^{\min}, 15 \text{ cm})$ zone IIa

En zone courante : $t \leq 15 \phi_1^{\min}$ zone IIa

$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0.3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0.3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0.8\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimums.

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :

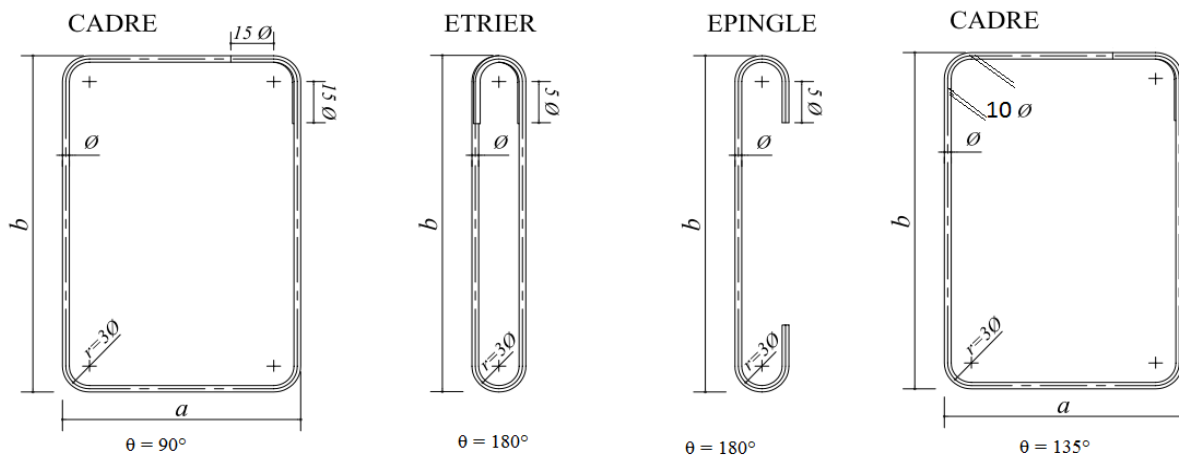


Figure V.2. Ancrage des armatures transversales

2.2. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel SAP2000.V14, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveaux	N ^{max} → M ^{corr}		N ^{min} → M ^{corr}		M ^{max} → N ^{corr}		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
S.SOL	3629,37	-10,42	410,06	113,73	175,11	1591,68	65,48
RDC soutente	3024,94	24,04	71,16	-12,30	263,99	1401,20	381,74
Etages1 et 2	2359,22	28,16	110,58	41,95	-178,75	1616,81	176,98
Etages3 et 4	1610,59	-13,91	76,73	52,71	-129,80	1110,36	142,8
Etages 5 et 6	1094,87	-9,91	56,93	36,67	-120,70	694,67	134,83
Etages7 et 8	524,60	-22,63	97,23	-25,03	72,30	149,92	50,86

Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux

2.3. Calcul du ferrailage

➤ **Ferrailage longitudinal**

Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu préjudiciable (e = 3 cm).
- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

➤ **Exemple de calcul**

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau sous-sol 1, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

Soit : N_{min} = 410.06 KN ; M_{corr} = 113.73 KN.m (0.8G + Ex)

b = 65 cm ; h = 75 cm ; d = 72 cm ;

Situation accidentelle: γ_b = 1.15 et γ_s = 1

$$e_G = \frac{M}{N} = 3.60 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.375 \Rightarrow \text{le centre de pression est en dehors de la section}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 255.2 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{255.2 \times 10^{-3}}{18.48 \times 0.65 \times 0.72^2} = 0.0409$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} ; A = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.052 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.705 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 9.05 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc A=0

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
S.SOL 1 et 2	65×75	S.E.C	0	39	41.21	8HA20+8HA16
rdc et soupenete	60×70	S.E.C	0	33.6	34.81	4HA20+8HA16+4HA14
Etages 1 et 2	50×60	S.E.C	0	24	24.63	16HA14
Etages 3 et 4	45×55	S.E.C	0	19.8	21.37	8HA14+8HA12
Etages 5 et 6	40×50	S.E.C	0	16	18.47	12HA14
Etages 7 et 8 et terrasse	40×45	S.E.C	0	14.4	18.47	12HA14

Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	S.SOL	RDC+SPT	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8+terrasse
Sections	65×75	60×70	50×60	45×55	40×50	40×45
Ø _l ^{min} (cm)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
l _f (cm)	168	213.5	164.5	164.5	164.5	164.5
λ _g	2,66	3.5	3.26	3.56	3.92	4.36
V(KN)	65,48	381,74	176,98	142,8	134,83	50,86
t _{zone nodal} (cm)	10	10	10	10	10	10
t _{zone courante} (cm)	15	15	15	15	15	15
ρ	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
A _t (cm ²)	1,22	7,57	4.15	3.65	3.79	1.58
A _t ^{min} (cm ²)	5.2	3.3	2.75	2.48	2.2	2.2
A _t ^{adop} (cm ²)	4HA12+4HA10 =7.66		2HA10+6HA8 =4.59		6HA8=3.02	

Tableaux V.4. Ferrailage transversales des poteaux

D’après le Code De Béton Armé **CBA93** (Art A7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

2.4. Vérifications nécessaires

➤ Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93** (Art B.8.2.1) nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{\text{calc}} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0.9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre II.8.3.2. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveaux	Nu (KN)	i (m)	λ	α	$(B_r \geq B_r^{\text{calc}})$		Observation
					Br	Br ^{calc}	
S.SOL 1 et 2	3629,37	0,2165	8,73	0,84	0,4599	0,1969	Vérifiée
rdc et soupenste	3024,94	0,2021	11,222	0,833	0,3944	0,1651	Vérifiée
Etages 1 et 2	2359,22	0,1732	10,266	0,836	0,2784	0,1283	Vérifiée
Etages 3 et 4	1610,59	0,1588	11,196	0,833	0,2279	0,0879	Vérifiée
Etages 5 et 6	1094,87	0,1443	12,322	0,829	0,1824	0,06	Vérifiée
Etages 7 et 8 et terrasse	524,60	0,1299	13,687	0,825	0,1634	0,0289	Vérifiée

Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc y a pas de risque de flambement.

➤ Vérification des contraintes

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \quad V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \quad V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{array} \right.$$

Avec :

$S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$

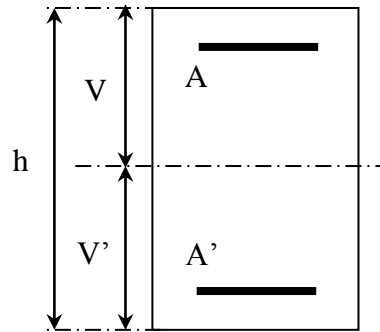


Figure V.3. Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Niveaux	S.SOL	RDC+SPT	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8+terrasse
Sections	65×75	60×70	50×60	45×55	40×50	40×45
d (cm)	72	67	57	52	47	42
A (cm ²)	41.21	34.81	24.63	21.37	18.47	15.21
V (cm)	44,249	41,247	35,374	32,439	29,303	26,331
V' (cm)	30,751	28,753	24,626	22,561	20,697	18,669
I _{yy} (m ⁴)	0,0342	0,0255	0,0134	0,0092	0,0061	0,0044
N _{ser} (MN)	2762,69	2244	1741,59	1185,05	803,2	385,94
M _{ser} (MN.m)	-6,90	19,75	20,69	6,1	-6,31	-15,9
M _{serG} (MN.m)	0,0069	0,0198	0,0201	0,0061	0,0063	0,0159
σ _{bc1} (MPa)	5.92	5.6	6.11	5.02	4.21	2.33
σ _{bc2} (MPa)	7.41	7.15	7.91	6.37	5.4	3.45
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

D'après le **RPA99/2003** (Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec : $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
S.SOL 1 et 2	65×75	168	2,66	0,04	72	65,48	0.14	1,00	Vérifiée
RDC / soupente	60×70	213.5	3.5	0,04	67	381,74	0.95	1,00	Vérifiée
Etages 1 et 2	50×60	164.5	3.26	0,04	57	176,98	0.62	1,00	Vérifiée
Etages 3 et 4	45×55	164.5	3.56	0,04	52	142,8	0.61	1,00	Vérifiée
Etages 5 et 6	40×50	164.5	3.92	0,04	47	134,83	0.72	1,00	Vérifiée
Etages 7 et 8 et terrasse	40×45	164.5	4.36	0,04	42	50,86	0.3	1,00	Vérifiée

Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement

➤ **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).

Niveaux	S.SOL	RDC+SPT	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8+terrasse
Sections	65×75	60×70	50×60	45×55	40×50	40×45
L'(cm)	P.P	90	90	90	90	90
	P.S	90	90	90	90	90
h'(cm)	75	70	60	60	60	60

Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale

➤ **Dispositions constructives**

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1.4 = 14\text{cm}$.
- Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 80 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65\text{cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60\text{cm}$.

Niveau	Schéma de ferrailage des poteaux
Sous sol 1et 2	
RDC et soupenete	
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	

Tableau V.9.ferrailage des sections des poteaux dans tous les niveaux

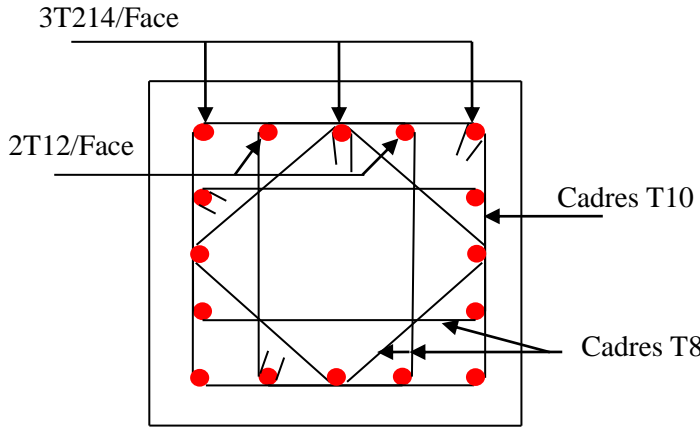
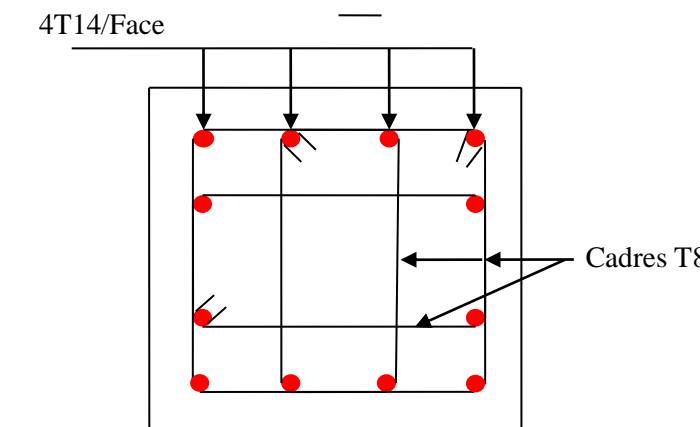
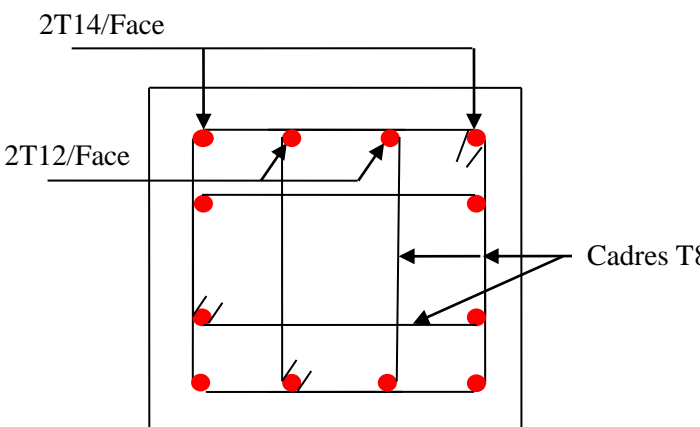
<p>3^{eme} et 4^{eme} étages</p>	 <p>3T214/Face</p> <p>2T12/Face</p> <p>Cadres T10</p> <p>Cadres T8</p>
<p>5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme} et 8^{eme} étages</p>	 <p>4T14/Face</p> <p>Cadres T8</p>
<p>terrasse</p>	 <p>2T14/Face</p> <p>2T12/Face</p> <p>Cadres T8</p>

Tableau V.9.ferrailage des sections des poteaux dans tous les niveaux (suite)

V.3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$ ELU
- $G + Q$ ELS
- $G + Q + E$
- $G + Q - E$ }accidentelles
- $0.8G + E$
- $0.8G - E$

3.1. Recommandations

➤ Armatures longitudinales:

RPA99/2003(Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4% de la section du béton en zone courante.
6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

➤ Armatures transversales :

RPA99/2003(Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times h$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_1\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale}$$

Remarque

La valeur du diamètre Φ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel SAP2000 V14.

Niveaux	Localisation	A_{cal} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	N ^{bre} de barres
Parking	Travée	3.92	4.62	7.875	3HA14
	Appui	4.21	4.96		3HA12+2HA10
RDC	Travée	5.98	6.88	7.875	3HA14+2HA12
	Appui	6.72	6.98		3HA14+3HA10
Soupent	Travée	7.22	8.01	7.875	3HA14+3HA12
	Appui	8.96	9.24		6HA14
Etages 1	Travée	7.13	8.01	7.875	3HA14+3HA12
	Appui	8.96	9.24		6HA14
Etages 2	Travée	8.81	9.24	7.875	6HA14
	Appui	9.04	9.24		6HA14
Etages 3	Travée	8.81	9.24	7.875	6HA14
	Appui	9.04	9.24		6HA14
Etages 4	Travée	7.29	8.01	7.875	3HA14+3HA12
	Appui	9.04	9.24		6HA14
Etages 5	Travée	6.79	6.98	7.875	3HA14+3HA10
	Appui	9.14	9.24		6HA14
Etages 6	Travée	6.35	6.98	7.875	3HA14+3HA10
	Appui	9.33	10.18		2H116+4H114
Etages 7	Travée	8.81	9.24	7.875	6HA14
	Appui	10.99	11.12		4HA16+2HA14
Etages 8	Travée	6.43	6.98	7.875	3HA14+3HA10
	Appui	9	9.24		6HA14
Terrasse accessible	Travée	5.1	5.75	7.875	3HA14+1HA12
	Appui	9.14	9.24		6HA14
Terrasse inaccessible	Travée	4.8	5.41	7.875	3HA14+1HA10
	Appui	5.09	5.75		3HA12+3HA10

Tableau V.10.Ferrailage des poutres principales (35×45) cm^2

Niveaux	Localisation	A_{cal} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	N ^{bre} de barres
Parking	Travée	4.47	4.62	7.875	3HA14
	Appui	3.89	4.62		3HA14
RDC	Travée	6.94	6.98	7.875	3HA14+3HA10
	Appui	6.07	6.98		3HA14+3HA10
Soupent	Travée	7.43	8.01	7.875	3HA14+3HA12
	Appui	5.31	5.75		3HA12+3HA10
Etages 1	Travée	7.61	6.98	7.875	3HA14+3HA10
	Appui	4.7	4.96		3HA12+2HA10
Etages 2	Travée	6.85	6.98	7.875	3HA14+3HA10
	Appui	5.86	6.79		6HA12
Etages 3	Travée	6.85	6.98	7.875	3HA14+3HA10
	Appui	5.86	6.79		6HA12

Etages 4	Travée	5.35	5.75	7.875	3HA12+3HA10
	Appui	4.19	4.62		3HA10+2HA12
Etages 5	Travée	5.25	5.75	7.875	3HA12+3HA10
	Appui	5.02	5.75		3HA12+3HA10
Etages 6	Travée	5.19	5.41	7.875	3HA14+1HA10
	Appui	3.2	3.49		3HA10+1HA12
Etages 7	Travée	4.7	4.96	7.875	3HA12+2HA10
	Appui	3.9	3.93		5HA12
Etages 8	Travée	4.39	4.96	7.875	3HA12+2HA10
	Appui	2.54	3.93		5HA12
Terrasse accessible	Travée	3.37	3.39	7.875	3HA12
	Appui	2.53	3.39		3HA12
Terrasse inaccessible	Travée	2.53	3.39	7.875	3HA12
	Appui	2.53	3.39		3HA12

Tableau V.11. Ferrailage des poutres secondaires (35×45) cm²

➤ **Armatures transversales**

❖ **Calcul de ϕ_t**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(10; 12.86; 35) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(10; 12.86; 35) \text{ mm} \end{cases}$$

avec: $\begin{cases} \text{Poutres principales: } (35 \times 45) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (35 \times 45) \text{ cm}^2 \end{cases}$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

❖ **Calcul des espacements St**

D'après le **RPA99/2003** (Art7.5.2.2) :

En zone nodale: $St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St= 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St= 10 \text{ cm} \end{cases}$

En zone courantes: $St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St= 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St= 15 \text{ cm} \end{cases}$

❖ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

On a $A_{min} = 0.3\% \times St \times b = 1,58 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ Vérifiée

❖ **Calcul des longueurs de recouvrement**

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$

Pour $\phi = 10 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1 = 40 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 40 \text{ cm}$

➤ **Vérifications nécessaires**

❖ **Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales**

Pour l'ensemble des poutres :

En zone de recouvrement : $A_{max} = 4\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 63 \text{ cm}^2$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 63 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 94.5 \text{ cm}^2$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 94.5 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

❖ **Vérifications à l'ELU**

Condition de non fragilité

$$A^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{min}=1.16\text{cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{min}=1.16\text{cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) \quad (\text{F. P. N})$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Poutres	V^{max} (KN)	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Principale	213,227	1.12	3,33	Vérifiée
Secondaires	271,702	1.88	3,33	Vérifiée

Tableau V.12. Vérification des contraintes tangentielles

❖ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement**

Pour les appuis de rives: $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires: $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{max} + \frac{M_a}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Poutres	V^{max} (KN)	M_a (KN.m)	A_l (cm ²)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	213,227	-185.5	11.12	6.13	0.86	Vérifiée
Secondaires	271,702	-101.74	8.01	7.81	1.54	Vérifiée

Tableau V.13. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

❖ **Vérification à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton.
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

Etat limite de compression du béton

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

Poutres	Localisation	M ^{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		Observation
						σ(MPa)	σ̄(MPa)	
Principales	Travée	103.16	9.24	16.02	169056	9.77	15	Vérifiée
	Appui	136.16	11.09	14.91	148033	13.71	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	69.01	10.68	15.78	164539	6.62	15	Vérifiée
	Appui	60.06	10.68	15.78	164539	5.76	15	Vérifiée

Tableau V.14. Vérification de l'état limite de compression du béton

➤ **Vérification de l'état limite de déformation**

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

1) $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$

2) $A \leq A_f = \frac{4.2 \cdot b \cdot d}{f_e}$

3) $L < 8 \text{ m}$

Poutres principales : $\begin{cases} h = 45\text{cm} > h_f = 43.13 \text{ cm} \\ A = 8.01\text{cm}^2 < A_f = 15.80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Poutres secondaires : $\begin{cases} h = 45 \text{ cm} > h_f = 44.63 \text{ cm} \\ A = 10.68\text{cm}^2 < A_f = 15.80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

3.3. Schémas de ferrailage

➤ **Vérification de la zone nodale**

Le **RPA99/2003**(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

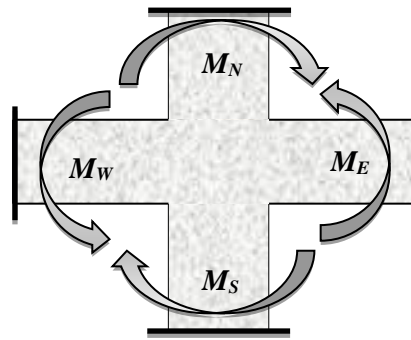


Figure VI.4. Répartition des moments dans les zones nodales

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

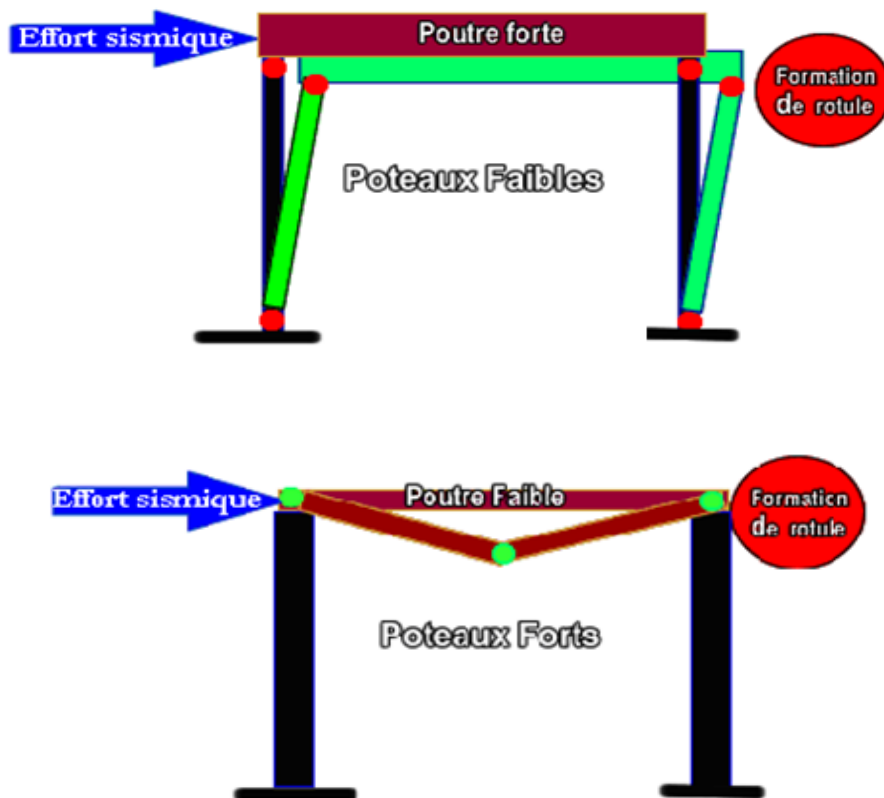


Figure VI.5. Formation de rotules plastique

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants:

- ✓ Dimensions de la section du béton.
- ✓ Quantité d'armatures dans la section.
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \text{ Avec: } z = 0.9h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
S.SOL 1	0.75	0.675	41.21	348	968.023
S.SOL 2	0.75	0.675	41.21	348	968.023
RDC	0.7	0.63	34.81	348	763.174
soupenite	0.7	0.63	34.81	348	763.174
Etages 1	0.6	0.54	24.63	348	462.847
Etages 2	0.6	0.54	24.63	348	462.847
Etages 3	0.55	0.5	21.37	348	371.838
Etages 4	0.55	0.5	21.37	348	371.838
Etages 5	0.5	0.45	18.47	348	289.24
Etages 6	0.5	0.45	18.47	348	289.24
Etages 7	0.45	0.4	18.47	348	289.24
Etages 8	0.45	0.4	18.47	348	289.24
terrasse	0.45	0.4	15.21	348	968.023

Tableau V.15. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
PARKING	0.45	0.405	4.96	348	69.906
RDC	0.45	0.405	6.98	348	98.376
SOUPENTE	0.45	0.405	9.24	348	130.229
Etages 1	0.45	0.405	9.24	348	130.229
Etages 2	0.45	0.405	9.24	348	130.229
Etages 3	0.45	0.405	9.24	348	130.229
Etages 4	0.45	0.405	9.24	348	130.229
Etages 5	0.45	0.405	9.24	348	130.229
Etages 6	0.45	0.405	10.18	348	143.477
Etages 7	0.45	0.405	11.12	348	156.725
Niveau 8	0.45	0.405	9.24	348	130.229
TA	0.45	0.405	9.24	348	130.229
TI	0.45	0.405	5.75	348	81.041

Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
PARKING	0.35	0.315	4.62	348	50.644
RDC	0.35	0.315	6.98	348	76.515
SOUPENTE	0.35	0.315	5.75	348	63.032
Etages 1	0.35	0.315	4.96	348	54.372
Etages 2	0.35	0.315	6.79	348	74.432
Etages 3	0.35	0.315	6.79	348	74.432
Etages 4	0.35	0.315	4.62	348	50.644
Etages 5	0.35	0.315	5.75	348	63.032
Etages 6	0.35	0.315	3.49	348	38.257
Etages 7	0.35	0.315	3.93	348	43.081

Niveau 8	0.35	0.315	3.93	348	43.081
TA	0.35	0.315	3.39	348	37.161
TI	0.35	0.315	3.39	348	37.161

Tableau V.17. Moments résistants dans les poutres secondaires

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
S SOL1	968.02	968.02	1936.04	50.644	50.644	126.61	Vérifiée
S SOL2	968.023	968.02	1936.043	76.515	76.515	191.2875	Vérifiée
R.D.C	763.174	968.023	1731.197	63.032	63.032	157.58	Vérifiée
soupenete	763.174	763.174	1526.348	54.372	54.372	135.93	Vérifiée
Etage1	462.847	763.174	1226.021	74.432	74.432	186.08	Vérifiée
Etage2	462.847	462.847	925.694	74.432	74.432	186.08	Vérifiée
Etage3	371.838	462.847	834.685	50.644	50.644	126.61	Vérifiée
Etage4	371.838	371.838	743.676	63.032	63.032	157.58	Vérifiée
Etage5	289.24	371.838	661.078	38.257	38.257	95.6425	Vérifiée
Etage6	289.24	289.24	578.48	43.081	43.081	107.7025	Vérifiée
Etage7	211.723	289.24	500.963	43.081	43.081	107.7025	Vérifiée
Etage8	/	289.24	500.963	37.161	37.161	92.9025	Vérifiée

Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
S SOL1	968.02	968.02	1936.04	117.07	117.07	234.14	Vérifiée
S SOL2	968.023	968.02	1936.043	117.07	117.07	234.14	Vérifiée
R.D.C	763.174	968.023	1731.197	117.07	117.07	234.14	Vérifiée
soupenete	763.174	763.174	1526.348	117.07	117.07	234.14	Vérifiée
Etage1	462.847	763.174	1226.021	117.07	117.07	234.14	Vérifiée
Etage2	462.847	462.847	925.694	117.07	117.07	234.14	Vérifiée
Etage3	371.838	462.847	834.685	117.07	117.07	234.14	Vérifiée
Etage4	371.838	371.838	743.676	117.07	117.07	234.14	Vérifiée
Etage5	289.24	371.838	661.078	117.07	117.07	234.14	Vérifiée
Etage6	289.24	289.24	578.48	117.07	117.07	234.14	Vérifiée
Etage7	211.723	289.24	500.963	117.07	117.07	234.14	Vérifiée
Etage8	/	289.24	500.963	117.07	117.07	234.14	Vérifiée

Tableau V.19. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

➤ Schémas de ferrailage des poutres principales :

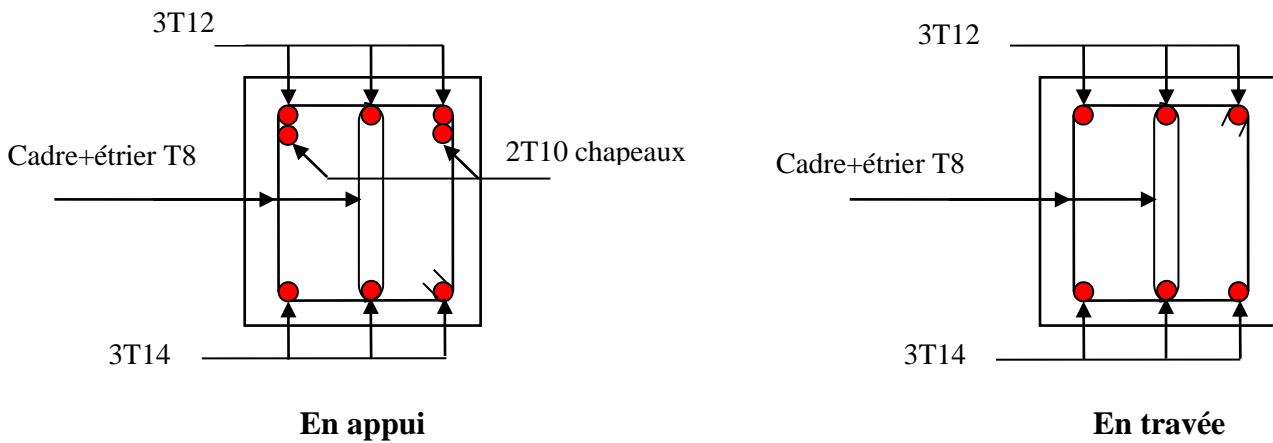


Figure V.6 : Schémas de ferrailage des poutres principales sous-sol

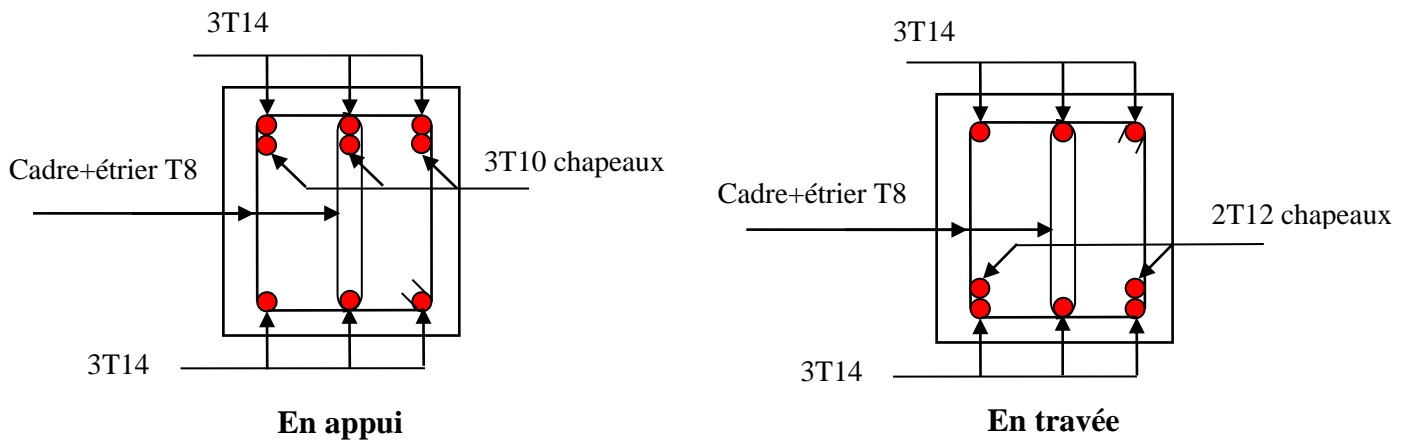


Figure V.7 : Schémas de ferrailage des poutres principales RDC

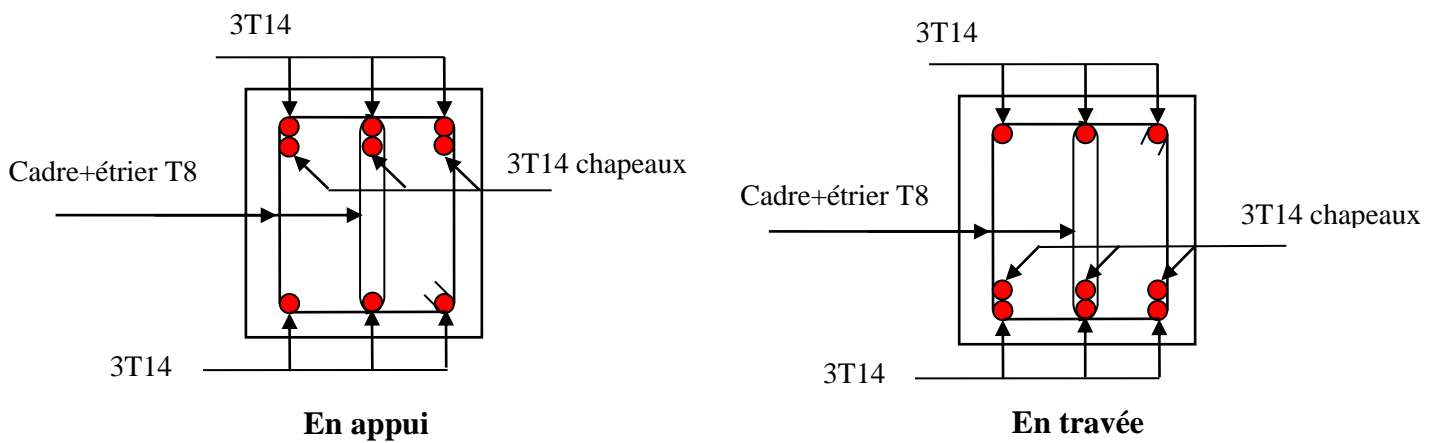


Figure V.8 : Schémas de ferrailage des poutres principales étage2+étage 3

➤ Schémas de ferrailage des poutres secondaires :

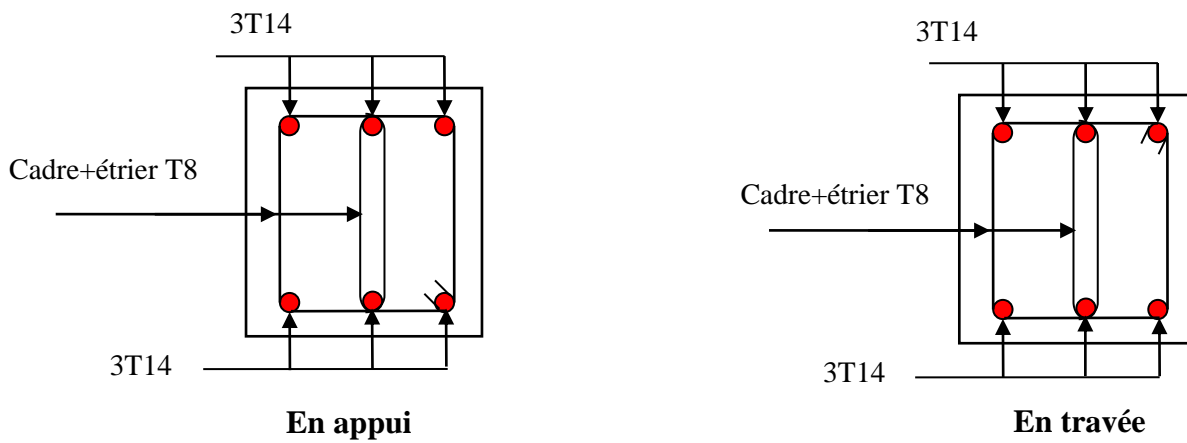


Figure V.9 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires sous sol

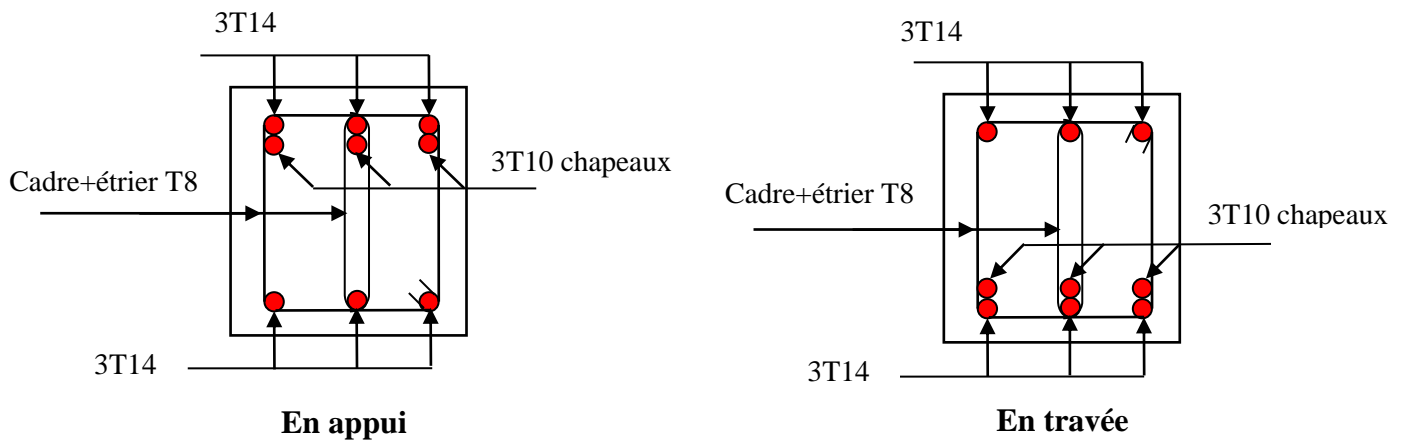


Figure V.10 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires RDC

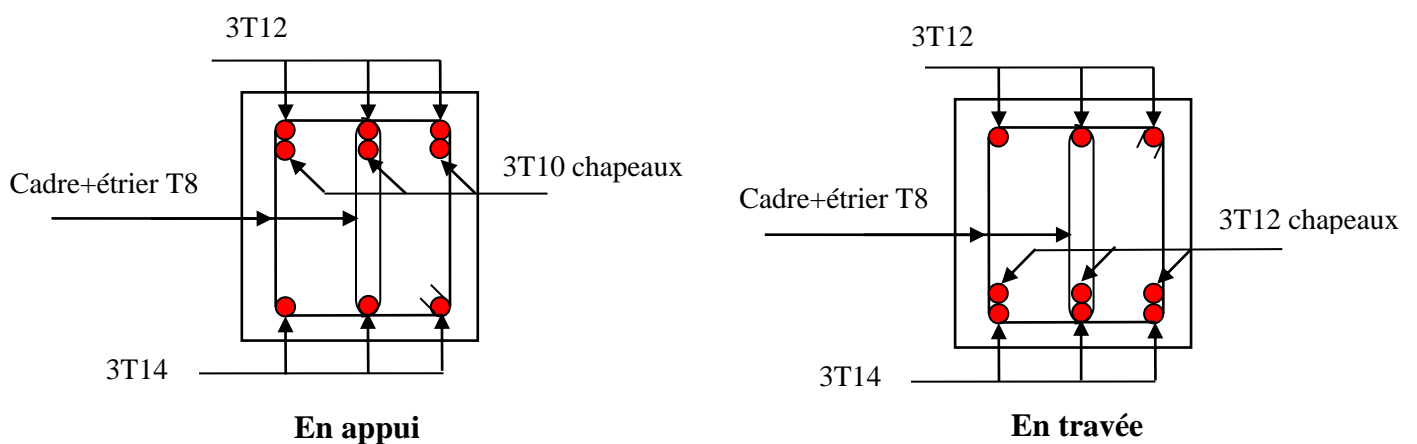


Figure V.11 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires suspente

V.4. Étude des voiles

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 :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{\max} \rightarrow N_{\text{corresp}} \\ N^{\max} \rightarrow M_{\text{corresp}} \\ N^{\min} \rightarrow M_{\text{corresp}} \end{cases}$$

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 RPA99 ver 2003 (ART.7.7.4.3).

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux:
 - 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 1/10 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 :

$$A_{ij} = 1.1 V/f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1.4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

4.3. Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000 V14, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Etage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V_u (KN)
	N(KN)	M (KN. m)	M (KN. m)	N(KN)	N(KN)	M(KN. m)	
RDC	-1969,34	-347,75	693.95	-2100.57	-291.175	405.335	224.628

Tableau V.20. Sollicitations maximales dans le voile V_{x1} .

4.4. Ferrailages

➤ Calcul du ferrailage sous N_{\max} et M_{cor} (dans ce cas il est de même pour M_{\max} et N_{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.

$$L = 1\text{m}, d = 0.95 \text{ m}, e = 0.15\text{m}.$$

$$N_{\max} = -1521.27 \text{ KN}, M_{\text{cor}} = 402.426 \text{ KN. m}.$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0.265 \text{ m} < \frac{l}{2} = 0.5 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'intérieur de la section}$$

La section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 402.426 + (-1521.27) \times \left(0.95 - \frac{1}{2} \right) = -282.145 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{-282.145 \times 10^{-3}}{0.15 \times 0.95^2 \times 18.48} = 0.112$$

$$\mu_{bu} = 0.112 < \mu_1 = 0.391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.149$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.95(1 - 0.4 \times 0.149) = 0.893 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{-282.145 \times 10^{-3}}{0.893 \times 400} = -7.89 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -7.89 \times 10^{-4} - \frac{-1521.27 \times 10^{-3}}{400} = 30.14 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 30.14 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a : $A_{min} = 0.15\% b \times h = 0.15\% \times 0.15 \times 1 = 2.25 \text{ cm}^2$

❖ **Longueur de la partie tendue L_t**

$$A_{min}^{tendue} = 0.2\% b \times l_t$$

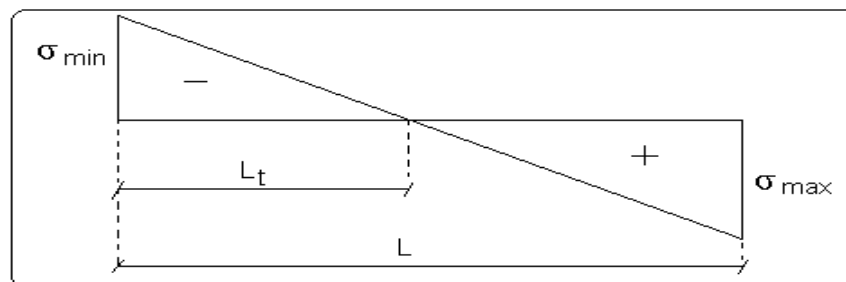


Figure V.12. Schéma des contraintes.

$$l_t = \frac{|\sigma_{min}| \times L}{|\sigma_{max} + \sigma_{min}|}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{-1521.27 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1} + \frac{402.426 \times 10^{-3}}{0.0125} \times 0.5 = 5.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{-1521.27 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1} - \frac{402.426 \times 10^{-3}}{0.0125} \times 0.5 = -26.23 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{5.96 \times 1}{5.96 + 26.23} = 0.18 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{\text{tendue}} = 0.2\% \times 0.15 \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_{\min}^{\text{courante}} = 0.1\% b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t = 1 - 2 \times 0.18$$

$$l_c = 0.64 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{\text{courante}} = 0.1\% \times 0.15 \times 0.64 = 0.96 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1.5 e; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

Avec - $S_t = 5 \text{ cm}$ sur une longueur de $L/10$ du voile

- $S_t = 10 \text{ cm}$ en dehors de $L/10$ du voile

➤ **Armatures horizontales**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 81.89$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 81.89 \times 10^{-3}}{0.15 \times 0.95} = 0.8 \text{ MPa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1.5 e; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{0.8 \times 0.15 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 0.75 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul du ferrailage sous N_{\min} et M_{cor}**

$N_{\min} = -770.398$ (traction), $M_{\text{cor}} = 198.488 \text{ KN.m}$.

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.26 \text{ m} > \frac{l}{2} = 0.5 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'intérieur de la section}$$

la section est partiellement comprimée

$$M_{\text{ua}} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 198.488 - 770.398 \times \left(0.95 - \frac{1}{2}\right) = -148.191 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{-148.191 \times 10^{-3}}{0.15 \times 0.95^2 \times 18.48} = 0.059$$

$$\mu_{\text{bu}} = 0.059 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.059}\right) = 0.076$$

$$z = 0.95(1 - 0.4 \times 0.076) = 0.92 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{-148.191 \times 10^{-3}}{0.92 \times 400} = -4.02 \text{ cm}^2$$

$$A = -4.02 \times 10^{-4} - \frac{(-770.398 \times 10^{-3})}{400} = 0.025 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 0.025 \text{ cm}^2$

✓ **Choix des barres**

Armatures verticales

$$A_v = 10\text{HA}14 = 15.07 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures horizontales

$$A_H = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile

V_{x1} dans tous les niveaux :

Niveau	S.SOL	RDC+SPT	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8+terrasse
Section (m ²)	0.15×1.5	0.2×1.5	0.15×1.5	0.15×1	0.15×1	0.15×1
M(KN)	-347,75	337,33	478,32	402,4262	284,54	189,24
N(KN)	1969,34	2688,77	2132,60	1521,27	1223,04	754,94
V (KN)	-224,61	-209,61	279,59	81,89	100,16	96,23
τ (MPa)	1,55	1,08	1,93	0,79	0,52	0,5
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	33,31	42,04	38,61	15,07	22,4	12,37
A_v^{min} (cm ²)	3,38	4,5	3,38	2,25	2,25	2,25
A_v^{adop} (cm ²)	34,93	43,48	38,96	15,39	24,38	12,95
N^{bre} /par face	8HA16+ 6HA20	10HA20+6 HA16	10HA16+6 HA20	10HA14	8HA14+ 6HA16	6HA12+4 HA14
S_t (cm)	10	10	10	10	10	10
A_h^{cal} (cm ²)	1,46	1,36	1,81	0,53	0,65	0,63
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,6	0,45	0,45	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,57	2HA12	1,57	2HA8	2HA8
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2,26	2HA10	1,01	1,01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.21. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile V_{x2} dans les autres niveaux :

Niveau	S.SOL	RDC+SPT	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8+terrasse
Section (m ²)	0.15×1.6	0.2×1.6	0.15×1.6	0.15×1	0.15×1	0.15×1
M(KN)	1489,726	2646,802	1860,301	1407,547	2140,449	1995,189
N(KN)	2854,697	4057,996	2670,698	1855,522	1522,739	827,932
V (KN)	313,964	450,985	209,704	198,86	151,837	152,946
τ (MPa)	2,03	2,19	1,36	2,06	2,06	1,57
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	29,84	47,17	32,1	43,9	40,3	34,07
A_v^{min} (cm ²)	4,5	4,8	4,8	3,6	2,25	2,25
A_v^{adop} (cm ²)	30,91	47,5	33,17	45,24	41,21	34,93
N^{bre} /par face	6HA16+6HA20	10HA20+8HA16	8HA20+4HA16	8HA20+10HA16	8HA20+8HA16	8HA16+6HA20
S_t (cm)	12	10	12	10	10	10
A_h^{cal} (cm ²)	1,9	2,74	1,27	1,2	1,48	1,48
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	2,26	3,08	1,57	1,57	1,57	1,57
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA14	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.22.Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile V_{x3} dans les autres niveaux :

Niveau	S.SOL	RDC+SPT	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8+terrasse
Section (m ²)	0.15×1.8	0.2×1.8	0.15×1.8	0.15×1.8	0.15×1.8	0.15×1.8
M(KN)	276,927	178,860	123,064	48,199	87,028	59,543
N(KN)	2845,277	2620,429	2152,414	1580,951	858,577	138,139
V (KN)	141,883	71,151	97,433	50,721	41,149	65,486
τ (MPa)	0,81	0,3	0,56	0,29	0,24	0,37
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	41,33	36,48	29,46	20,76	12,54	14,17

A_v^{\min} (cm ²)	4,05	5,4	4,05	4,05	4,05	4,05
A_v^{adop} (cm ²)	43,48	38,96	30,91	21,3	13,35	14,2
N^{bre} /par face	10HA20+6H A16	10HA16+6 HA20	6HA16+6H A20	6HA14+6H A16	5HA12+ 5HA14	4HA14+4 HA16
S_t (cm)	12	12	12	12	12	12
A_h^{cal} (cm ²)	0,77	0,38	0,52	0,27	0,22	0,35
A_h^{\min} (cm ²)	0,45	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
N^{bre} /par Plan	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.23. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x3} dans tous les niveaux

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile V_{y1} dans les autres niveaux :

Niveau	S.SOL	RDC+SPT	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8+terrasse
Section (m ²)	0.15×1.5	0.2×1.5	0.15×1.5	0.15×0.8	0.15×0.8	0.15×0.8
M(KN)	1712,281	30,686	-115,227	-394,680	416,2098	229,247
N(KN)	1321,951	1666,958	1517,5	1162,106	278,849	57,981
V (KN)	163,483	253,264	216,053	192,627	88,76	59,339
τ (MPa)	1,13	1,31	1,49	2,5	1,15	0,76
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	24,06	21,6	21,84	33,02	9,35	4,09
A_v^{\min} (cm ²)	3,375	2,7	3,375	1,8	1,8	1,8
A_v^{adop} (cm ²)	24.38	24.38	24.38	33.17	9,42	4,71
N^{bre} /par face	8HA14+6HA 16	8HA14+6H A16	8HA14+6H A16	8HA20+4H A16	12HA10	6HA10
S_t (cm)	10	10	10	10	10	12
A_h^{cal} (cm ²)	1,06	1,64	1,4	2,14	1,07	0,72
A_h^{\min} (cm ²)	0,45	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	2.26	1.57	2.26	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA12	2HA10	2HA12	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.24. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile V_{y2} dans les autres niveaux :

Niveau	S.SOL	RDC+SPT	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8+terrasse
Section (m ²)	0.15×1.7	0.2×1.7	0.15×1.7	0.15×0.8	0.15×0.8	0.15×0.8
M(KN)	1,2349	-90,5261	-58,4124	40,2042	-2,2836	-14,4706
N(KN)	873,523	1485,239	1293,072	527,542	308,991	142,227
V (KN)	165,517	117,723	303,172	58,101	78,883	67,179
τ (MPa)	1	0,54	1,85	0,75	1,02	0,87
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	10,94	20,56	17,45	8,47	3,97	2,46
A_v^{min} (cm ²)	3,825	5,1	3,825	1,8	1,8	1,8
A_v^{adop} (cm ²)	11.31	21.3	18.47	9,42	4,71	3.02
N^{bre} /par face	10HA12	6HA14 +6HA16	12HA14	12HA10	6HA10	6HA8
S_t (cm)	15	12	12	12	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0,95	0,67	1,73	0,7	0,96	0,82
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	2HA8	2HA8	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8
N^{bre} /par Plan	1.01	1.01	2.26	1.01	1.01	1.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.25.Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux

➤ **Schéma de ferrailage du voile RDC :**

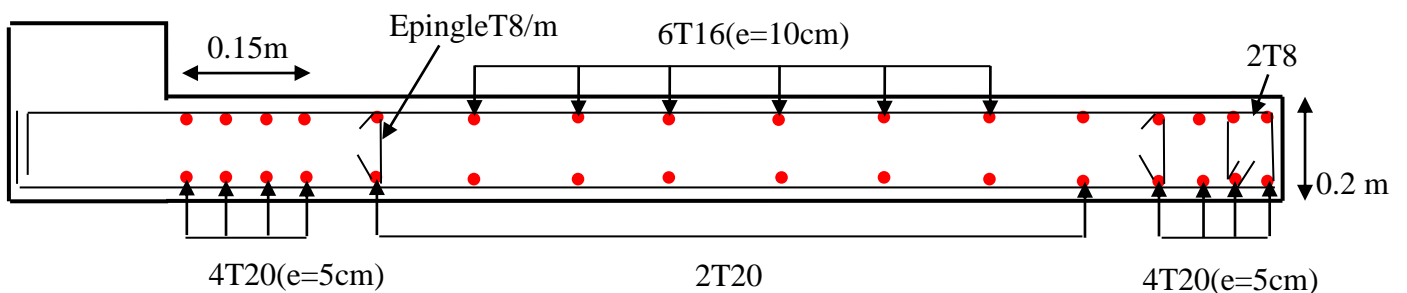


Figure V.13.Schéma de ferrailage du voile RDC

Chapitre VI : l'infrastructure

VI.1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol.
- La charge à transmettre au sol.
- La dimension des trames.
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

VI.2. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** (Article 10.1.4.1), se fait sous les combinaisons suivantes:

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

VI.3. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1 bar pour une profondeur d'ancrage de 4.2 m.

VI.4. Choix du type de fondation

4.1. Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

N : L'effort normal transmis à la base $N = 3136.702\text{KN}$

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1 \text{ bar}$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b}B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.75}{0.65} \times \frac{3136.702}{100}} \Rightarrow B \geq 6.02 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 4.8 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

4.2. Vérification de la semelle filante.

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.

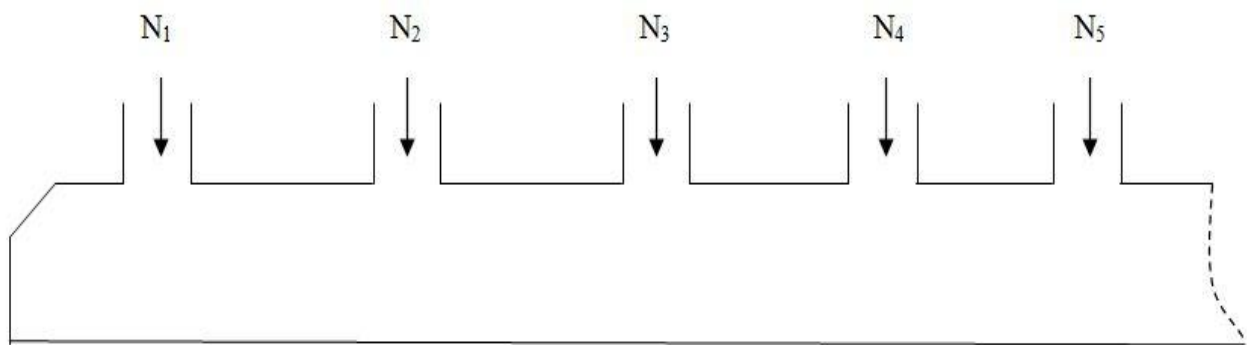


Figure VI.1. Semelle filante

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 3048.76 \text{ KN.}$$

$$N_2 = 3136.702 \text{ KN.}$$

$$N_3 = 1729.356 \text{ KN.}$$

$$N_4 = 2781.085 \text{ KN.}$$

$$N_5 = 2744.423 \text{ KN.}$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 13477.9 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{13477.9}{100 \times 21.25} = 6.34 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 4.8m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

4.3. Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

4.3.1. Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de coffrage**

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5.30m$)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{530}{20} = 26.5 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{530}{10} = 53 \text{ cm}$$

➤ **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen).

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur de la semelle.

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la semelle.}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.3^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 3.216 \cdot 10^7}} = 0.78m$$

Donc, $h_t \geq 78cm \Rightarrow h_t = 85 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0.85^3 \times 3.216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3.58 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5.30 \leq \frac{\pi}{2} 3.58 = 5.62 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \geq \frac{39.573}{0.1} = 395.73 \text{ m}^2$$

Donc, on peut prendre $S_{rad} = 400 \text{ m}^2$

➤ Dimensions du radier

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure $h_t = 85\text{cm}$.

Hauteur de la table du radier $h_r = 35\text{cm}$.

Enrobage $d' = 5\text{cm}$.

La surface du radier $S_{\text{rad}} = 400\text{ m}^2$

4.3.2. Vérifications nécessaires

➤ Vérification de la contrainte dans le sol

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.1\text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

Données :

$$I_x = 9697.26\text{ m}^4 \text{ et } X_G = 10.95\text{ m} \quad ; \quad I_y = 15273.78\text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 8.93\text{m}$$

Remarque

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient $3/2$.

❖ Sens X-X

Données :

$$N = 39.573\text{ MN} ; M_x = 4.403\text{ MN.m} \quad ; \quad I_{xG} = 9697.26\text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{39.573}{400} + \frac{4.403}{9697.26} \times 8.93 = 0.103 \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{39.573}{400} - \frac{4.403}{9697.26} \times 8.93 = 0.095 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.103 + 0.095}{4} = 0.101\text{MPa} > \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.10\text{ MPa}$$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens X-X.

❖ Sens Y-Y

Données :

$$N = 39.573\text{ MN} ; M_y = 29.214\text{ MN.m} \quad ; \quad I_{yG} = 15273.78\text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{39.573}{400} + \frac{29.214}{15273.78} \times 10.95 = 0.120 \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{39.573}{400} - \frac{29.214}{15273.78} \times 10.95 = 0.074 \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.120 + 0.074}{4} = 0.109\text{ MPa} > \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.10\text{ MPa}$$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens Y-Y.

Remarque

Les contraintes dans le sol ne sont pas vérifiées dans les deux sens, et pour remédier ce problème, on se sert d'un radier avec débord .La nouvelle surface du radier :

$S_{rad} > S_{bat} \Rightarrow$ Le radier déborde

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30\text{cm}\right)$$

On prend $D = 100 \text{ cm}$

$$S_{radier} = 382.16 + 87.7 = 469.86 \text{ m}^2$$

On opte pour une surface : $S_{radier} = 469.86 \text{ m}^2$

$$N = 39.573 \text{ MN} ; I_x = 14654.64 \text{ m}^4 ; X_G = 11.95 \text{ m} ; I_y = 22127.48 \text{ m}^4 ; Y_G = 9.72 \text{ m}$$

➤ Vérification des contraintes dans le sol avec la nouvelle surface du radier

❖ Sens X-X

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{39.573}{469.86} + \frac{4.403}{14654.64} \times 9.72 = 0.074 \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{39.573}{469.86} - \frac{4.403}{14654.64} \times 9.72 = 0.069 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.074 + 0.0976}{4} = 0.073 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.10 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

❖ Sens Y-Y

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{39.573}{469.86} + \frac{29.214}{22127.48} \times 11.95 = 0.088 \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{39.573}{469.86} - \frac{29.214}{22127.48} \times 11.95 = 0.06 \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.088 + 0.06}{4} = 0.081 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.1 \text{ MPa}$$

➤ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

N_d : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 49741.503 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{49741.503 \times 5.30}{2 \times 469.86} = 239 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{239 \times 10^{-3}}{1 \times 2.5} = 0.096 \text{ m}, \text{ Soit } d = 30 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 0.8 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99** (Article A.5.2.4.2), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

❖ **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (65×75) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.75 + 0.85 = 1.6 \\ B = b + h_t = 0.65 + 0.85 = 1.5 \end{cases} \Rightarrow U_c = 6.2 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 3.17418 \text{ MN} \leq 0.045 \times 6.2 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 3.95 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1.15$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).
- $S_{\text{rad}} = 469.86 \text{ m}^2$ (surface du radier).
- $H = 4.20 \text{ m}$, (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 49741.503 \text{ KN} > 1.15 \times 4.20 \times 469.86 \times 10 = 26639.87 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

5. Ferrailage du radier général

Le radier se calcul comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.35 = 8.75 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + 1.35G_0$$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure.

$$Q_u = \frac{68257.004}{469.86} + 11.81 = 135.56 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_y = 5.95 - 0.65 = 5.3 \text{ m} ; L_x = 5.75 - 0.75 = 5 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.94 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.0419 \times 135.56 \times 5^2 \\ M_{0y} = 0.8661 \times 142 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 142 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 123 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 120.7 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 104.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.4 M_{0x} = -56.8 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0.35) m²

Tableau VI.1. Section d’armateur du radier

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres	St(cm)
travée	X-X	120.7	12.17	2.88	14.07	7HA16	14
	Y-Y	104.55	10.46	2.8	12.06	6HA16	16
Appui		- 56.8	5.57	2.88	6.79	6HA12	14

Tableau VI.1. Section d’armateur du radier

❖ **Condition de non fragilité**

On a e =30 cm > 12 cm et ρ=0.94 > 0,4

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0.0008 \left(\frac{3 - 0.94}{2} \right) \times 0.35 = 2.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0.0008 \times 0.35 = 2.8 \text{ cm}^2$$

A l’ELU :

• **Vérification au cisaillement :**

$$V_u^x = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 189.1 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{P_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 158.78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{189.1 \times 10^{-3}}{1 \times 0.3} = 0.63 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0.63 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

On n’a pas besoin d’armatures transversales.

➤ **Vérification à l’ELS**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0$$

N_s : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 49741.503$$

$$Q_s = \frac{49741.503}{551.55} + 8.75 = 98.93 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 103.29 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 93.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Les moments corrigés**

$$M_{tx} = 87.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 79.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -41.32 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes**

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	87.8	9.33	117243	6.99 < 15	Vérifiée	232.1 > 201.63	N. Vérifiée
	y-y	79.78	8.76	104018	6.72 < 15	Vérifiée	244.3 > 201.63	N. Vérifiée
appui		-41.32	6.86	65298	2.99 < 15	Vérifiée	219.6 > 201.63	N. Vérifiée

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Localisation		M_s KN.m	β (10^{-2})	α	A_{cal} (cm^2 / ml)	A_{adop} (cm^2 / ml)	N ^{bre} de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	87.8	0.48	0.115	16.52	18.1	9HA16	11
	y-y	79.78	0.44	0.11	14.92	16.08	8HA16	12.5
appui		-41.32	0.22	0.08	7.46	7.7	5HA14	20

Tableau VI.3. Section d'armateur du radier à l'ELS

❖ Vérification des espacements

Selon x-x: $S_t \leq \begin{cases} \min(2.5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/9 = 11 \text{ cm} \end{cases}$

Selon y-y: $S_t = 12.5 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

➤ Schéma de Ferrailage du radier

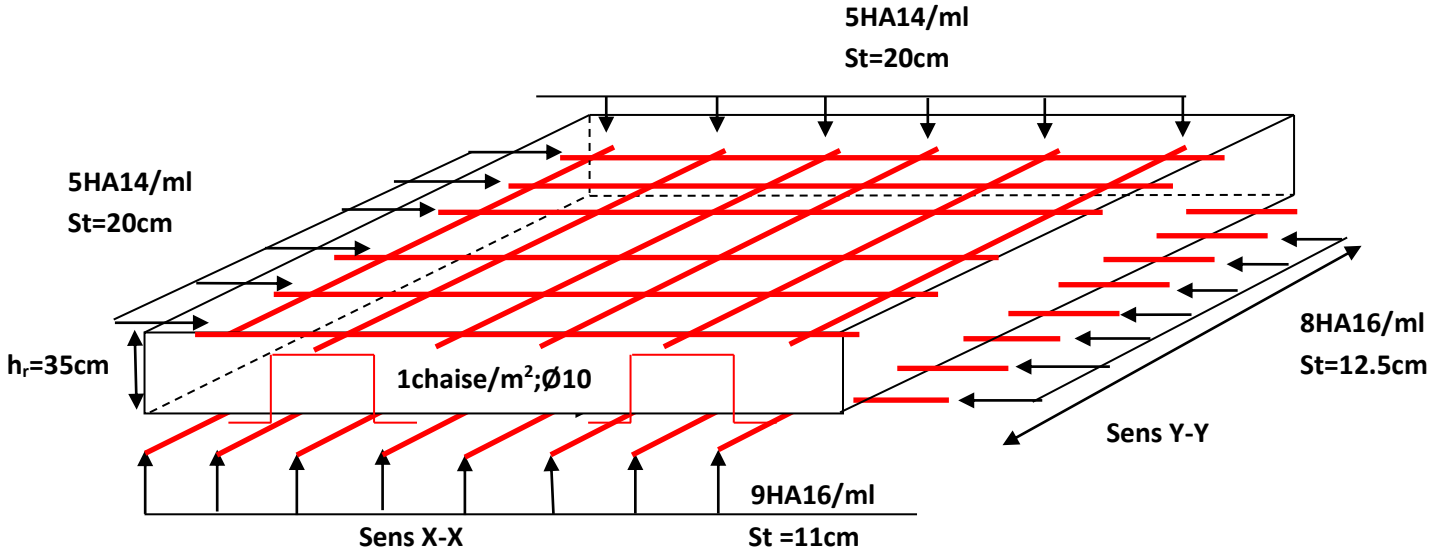


Figure VI.2. Schéma de ferrailage du radier

➤ Ferrailage du débord

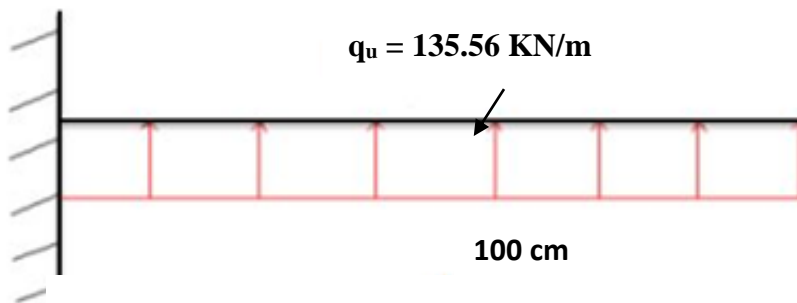


Figure VI.3. Schéma statique du débord

❖ Calcul du moment sollicitant

$$M_u = - \frac{Q_u \times l^2}{2} = -67.78 \text{ KN.m}$$

Les armatures nécessaires pour le débord sont mentionnées dans le tableau suivant :

M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /m)	A _{min} (cm ² /m)	A ^{adop} (cm ² /m)	N ^{bre} de barres / ml	S _t (cm)	A _r (cm ² /m)	A _{r adop} (cm ² /m)
- 67.78	6.67	3.02	7.7	5HA14	20	1.50	4HA12=4.52

Tableau VI.4. Section d'armateur du débord

➤ **Vérifications à l'ELS**

$$M_s = -\frac{Q_s \times l^2}{2} = -\frac{98.93 \times 1^2}{2} = -49.46 \text{ KN.m}$$

Localisation	M _s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs.	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs.
Travée	- 49.46	7.52	63582.87	8.13 < 15	Vérifiée	284.0 > 201.63	N. Vérifiée

Tableau VI.5. Vérifications des contraintes à l'ELS

On remarque que la contrainte de traction dans l'acier n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Localisation	M _s KN.m	β 10 ⁻²	α	A _{cal} cm ² /ml	A _{adop} cm ² /ml	N ^{bre} de barres	S _t cm	A _r cm ² /ml	A _{r adop} cm ² /ml
Travée	- 49.46	0.27	0.28	9.01	10.05	5HA16	20	5.36	4HA14

Tableau VI.6. Section d'armature du débord à l'ELS

➤ **Schéma de ferrailage**

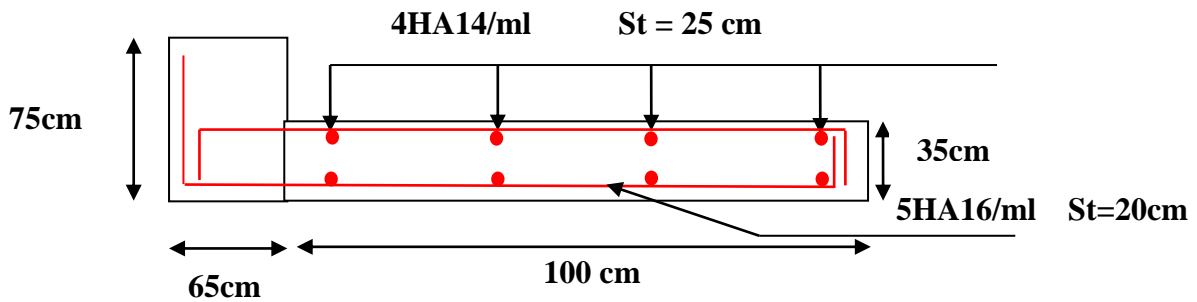


Figure VI.4. Schéma de ferrailage du débord

VI.6. Etude des nervures

➤ **Définition des charges qui reviennent sur les nervures**

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

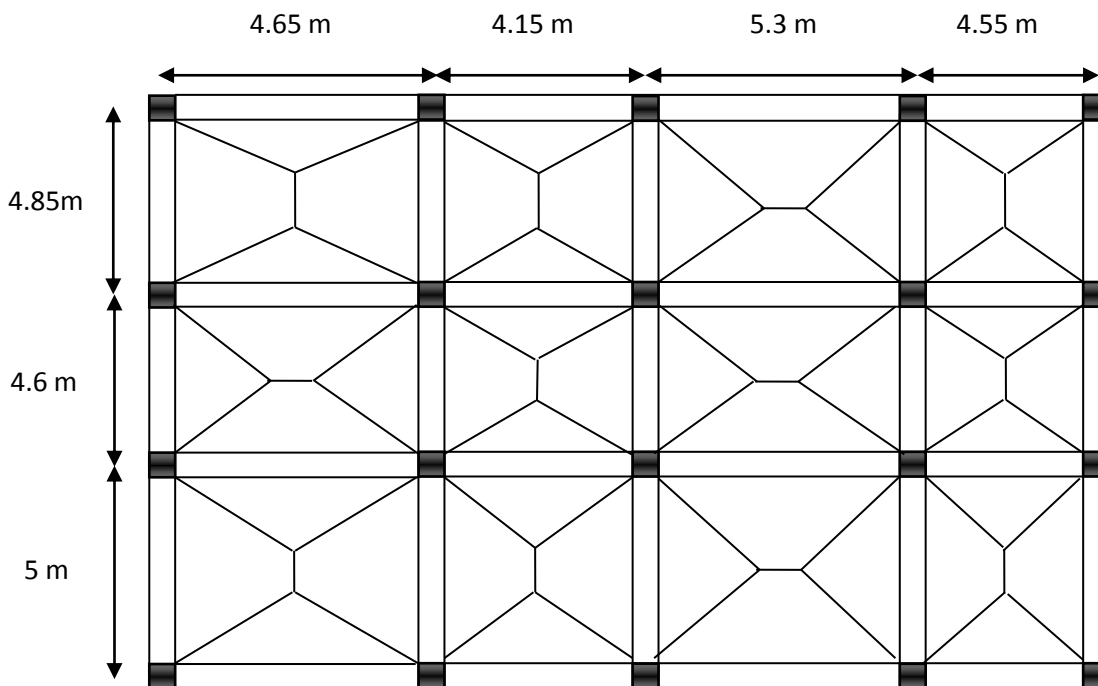


Figure VI.5. Schéma des lignes de rupture du radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

❖ Charges triangulaires

$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$: dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$: Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

❖ Charges trapézoïdales

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right]$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho = \frac{I_x}{I_y}$$

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

✓ **Calcul des sollicitations**

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

• **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 : $l' = \begin{cases} l & \dots \dots \dots \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \dots \dots \dots \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ Avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

• **Moments en travée**

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

Avec ; $M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$ et $x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Pour le calcul on prend la nervure le plus sollicitée.

✓ **Sens X-X**

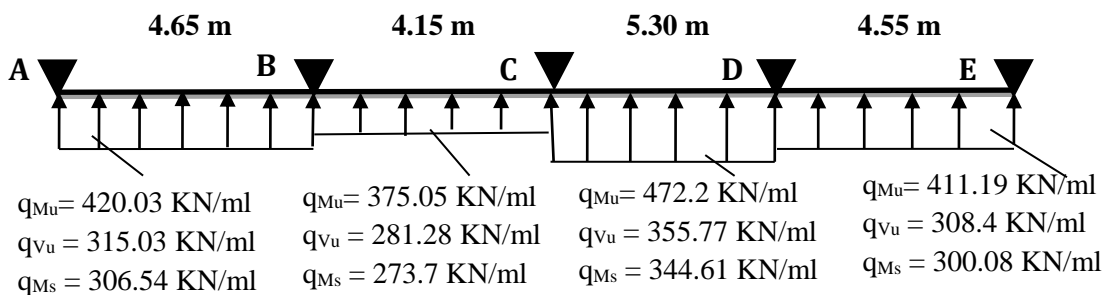


Figure VI.6. Schéma statique de la nervure selon X-X

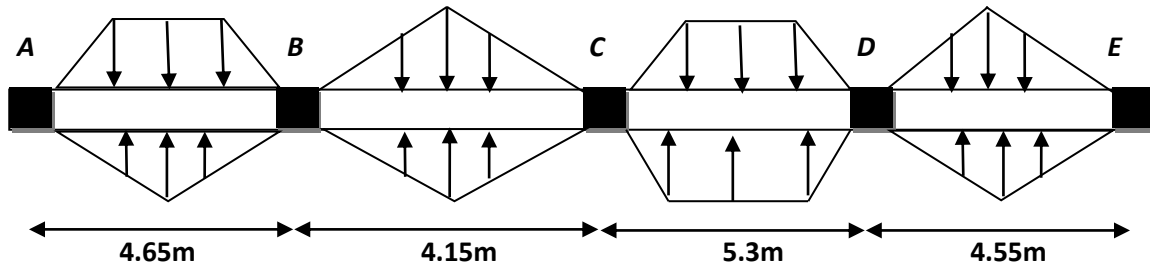


Figure. VI. 7: Sollicitations sur les nervures dans le sens X-X.

✓ Sens Y-Y

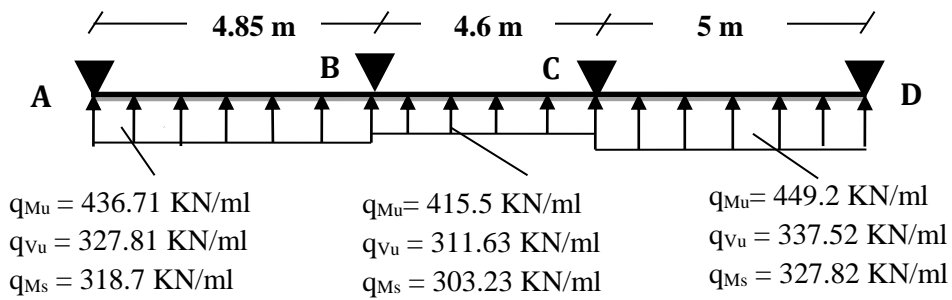


Figure VI.8. Schéma statique de la nervure selon Y-Y

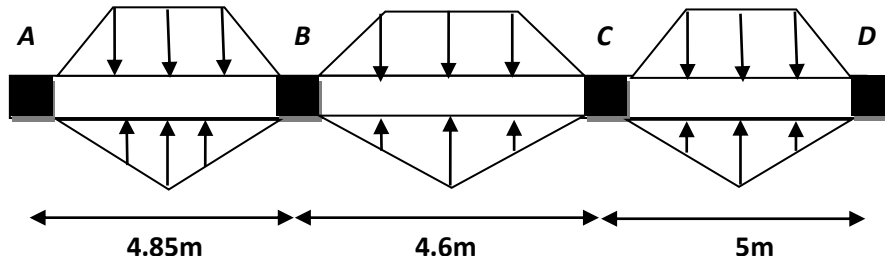


Figure VI.9. Sollicitations sur les nervures dans le sens Y-Y

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
X-X	AB	4.65	420.03	0	-881.41	1.93	1258.828	812.64	807.3	-1147.4
	BC	4.15	375.05	-881.41	-979.81	2.02	911.697	669.46	779.7	-778.13
	CD	5.30	472.2	-979.81	-1202.49	2.51	2071.62	732.55	1181.14	-1323.3
	DE	4.55	411.19	-1202.49	0	2.94	1099.97	699.16	1192.04	-680.37
Y-Y	AB	4.85	436.71	0	-940.8	1.94	1492.09	856.39	868.04	-1253
	BC	4.6	415.5	-940.8	-1028.8	2.3	1300.75	114.18	936.52	-974.78
	CD	5	449.2	-1028.8	0	3	1663.25	936.09	1328.76	-917.24

Tableaux VI.7. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens

Sens	Travée	L (m)	q _m (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)
X-X	AB	4.65	306.54	0	-576.07	1.93	803.50	557.27
	BC	4.15	273.7	-576.07	-576.07	2.02	589.22	8.59
	CD	5.30	344.61	-576.07	-855.41	2.51	1205.97	499.63
	DE	4.55	300.08	-855.41	0	2.94	717.56	403.33
Y-Y	AB	4.85	318.7	0	-685.74	1.94	905.66	623.80
	BC	4.6	303.23	-685.74	-751.01	2.3	801.71	83.67
	CD	5	327.82	-751.01	0	3	990.05	683.06

Tableaux VI.8. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

➤ **Ferraillage des nervures**

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

✓ **Détermination de la largeur b**

✓ **Sens X-X**

On a :

$$h = 0.85 \text{ m} ; h_0 = 0.35 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.65 \text{ m} ; d = 0.80 \text{ m}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \dots \dots \text{CBA(Art 4.1.3)}$$

$$\frac{b - 0.65}{2} \leq \min(2.075 \text{ m} ; 0.46 \text{ m})$$

Donc, b = 1.57 m.

✓ **Sens Y-Y**

On a :

$$\frac{b - 0.65}{2} \leq \min(2.3 \text{ m} ; 0.415 \text{ m})$$

Donc, b = 1.48 m.

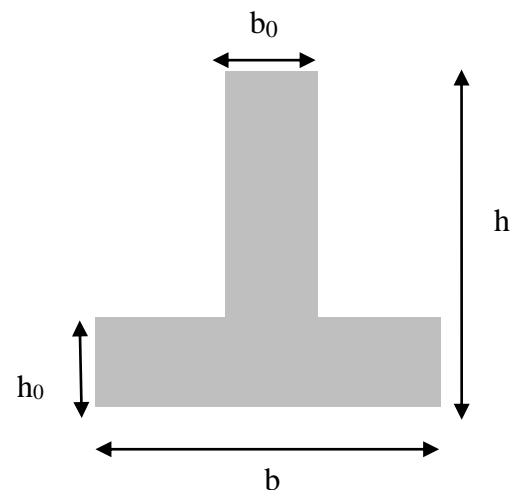


Figure VI.10. Schéma des nervures

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
X-X	Travée	812.64	33.16	15.16	34.36	7HA25
	Appui	1202.49	53.2		56.3	7HA32
Y-Y	Travée	936.09	34.9	14.29	36.72	3HA25+7HA20
	Appui	-1028.8	38.51		41.99	4HA32+2HA25

Tableau VI.9. Résultats de ferraillage des nervures

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(20; 22.85; 65) \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 5\phi_{10} = 3.93 \text{ cm}^2$ (2 cadres + 1épaingle ϕ_{10})

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérifications nécessaires**

✓ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

F.N $\Rightarrow \bar{\tau} < \min(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{1303.3 \times 10^{-3}}{1.57 \times 0.8} = 1.5 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{1328.76 \times 10^{-3}}{1.48 \times 0.8} = 1.12 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

✓ **Vérification des contraintes**

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.
X-X	Travée	557.27	19.86	2274045	7.01<15	Vérifiée	318.3 > 201.63	N.Vérifiée
	Appui	-855.41	24.44	3370878	9.14<15	Vérifiée	311.78 > 201.63	N.Vérifiée
Y-Y	Travée	683.06	20.96	2374206	6.03<15	Vérifiée	254.75 > 201,63	N.Vérifiée
	Appui	-751.01	22.18	2643985	6.3<15	Vérifiée	246.33 > 201.63	N.Vérifiée

Tableau VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS

Remarque

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	β (10 ⁻²)	α	A_{cal} (cm ² / ml)	A_{adop} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres
X-X	Travée	557.27	0.27	0.28	38.1	40.25	5HA25+5HA20
	Appui	-855.41	0.42	0.34	59.85	61.62	4HA32+6HA25
Y-Y	Travée	683.06	0.35	0.31	47.35	49.09	10HA25
	Appui	-751.01	0.39	0.33	52.34	55.35	10HA25+2HA20

Tableau VI.11. Ferrailage des nervures à l'ELS

Remarque

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le **CBA93** (Art A.7.3), leur section est d'au moins 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Donc, $A_p = 3 \times 0.85 = 2.55 \text{ cm}^2$.

Soit : $2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$ par face.

✓ **Schéma de ferrailage des nervures :**

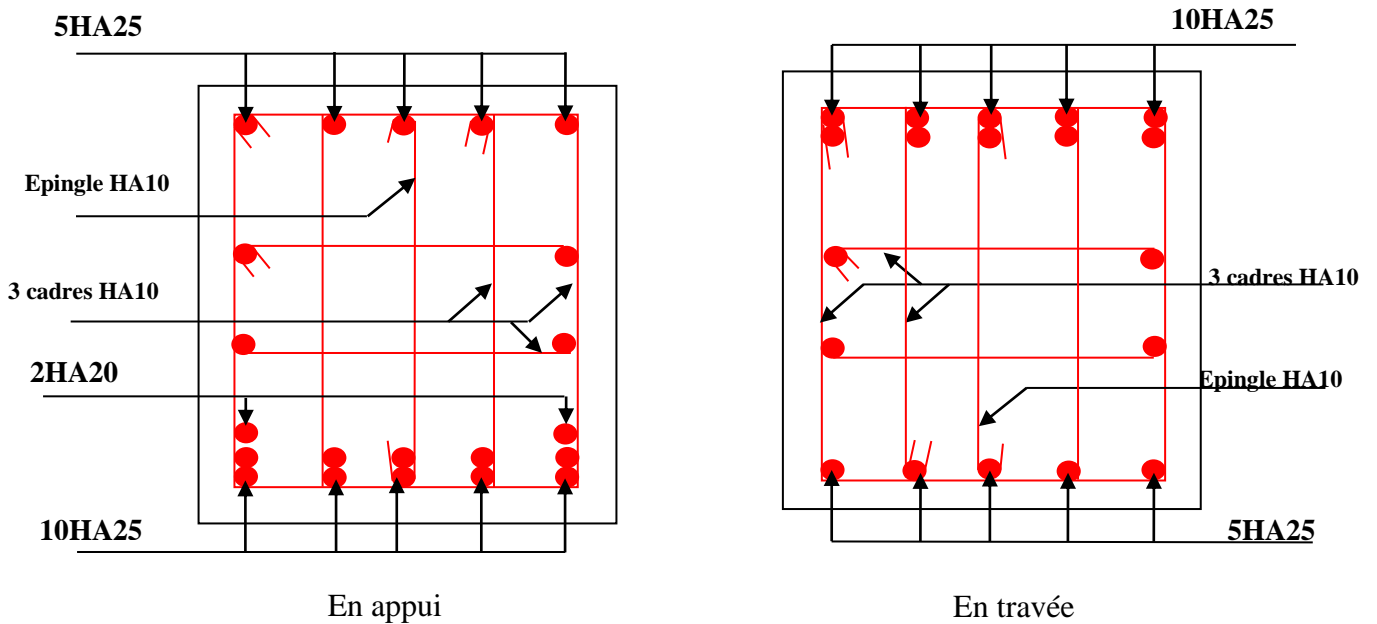


Figure VI.11. Schéma de ferrailage des nervures sens y-y

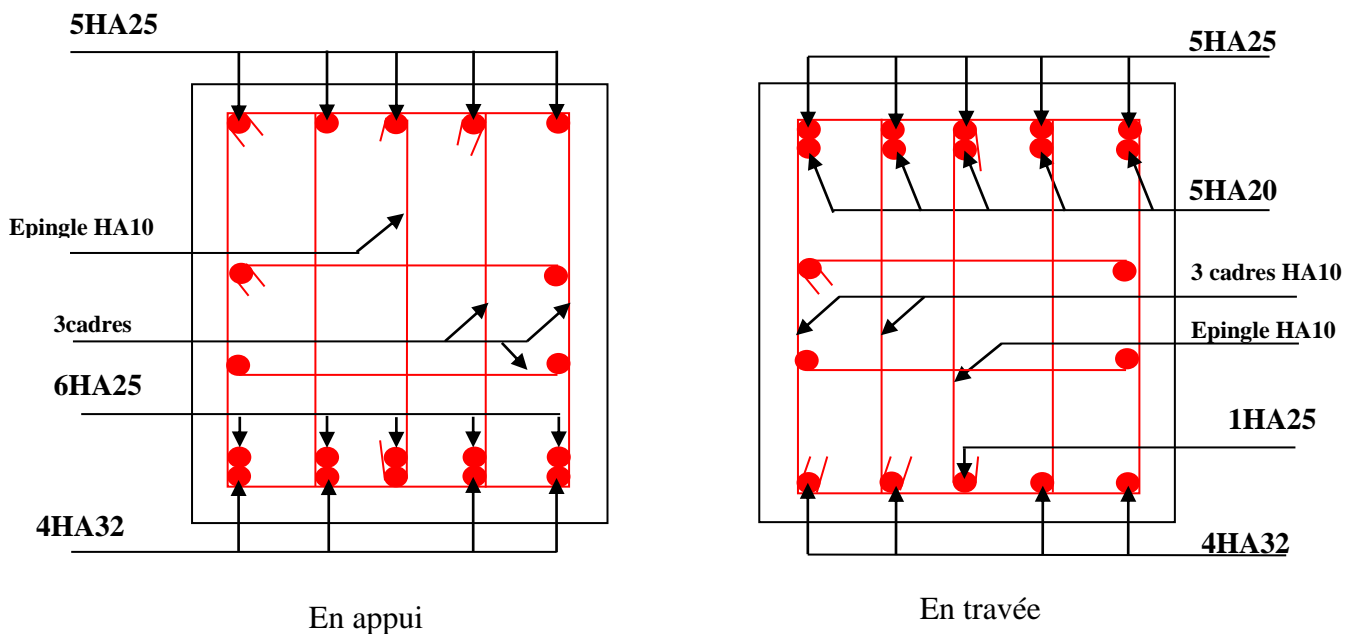


Figure VI.12. Schéma de ferrailage des nervures sens x-x

VI.7. 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.

7.1. Dimensionnement des voiles

- Hauteur $h=2.45$ m
- Longueur $L=5$ m
- Épaisseur $e=20$ cm

➤ **Caractéristiques du sol**

- Poids spécifique $\gamma_h = 15.5$ KN/m³
- Cohésion (Sol non cohérent) $c = 0.15$ bar
- Angle de frottement : Vu la nature du sol rencontrée, L’angle de frottement se situe dans l’intervalle suivant : $\varphi \in [40^\circ - 46^\circ] = 40^\circ$

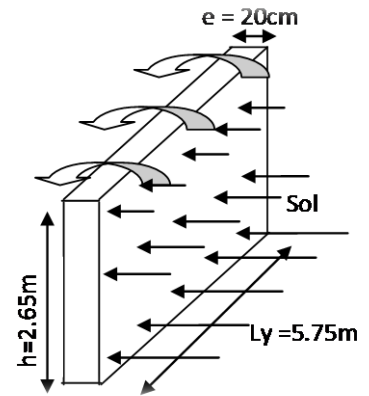


Figure VI.13. Poussée des terres sur les voiles périphériques

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants .

✓ **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 2.2 \times 15.5 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{40}{2}\right) - 2 \times 0.15 \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 8.12 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2 \quad Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 2.17 \text{ KN/m}^2$$

7.2. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l’encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

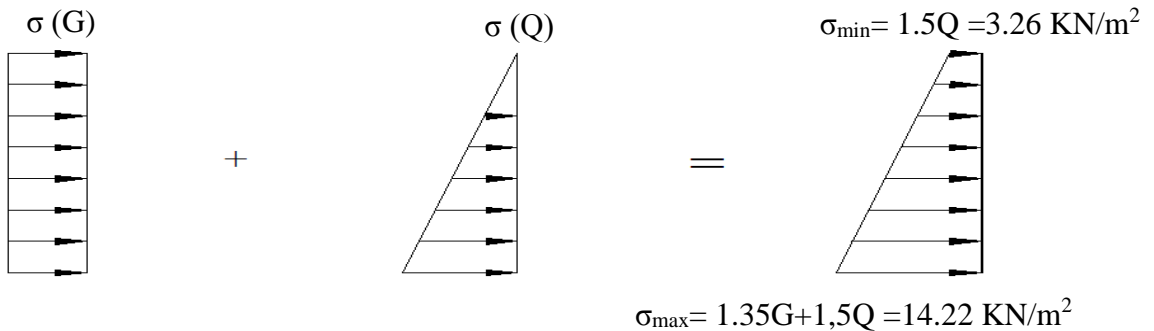


Figure VI.14. Répartition des contraintes sur le voile

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 14.22 + 3.26}{4} = 11.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 11.5 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 2.45 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 5 \text{ m} \quad e = 0.20 \text{ m}$$

$$\rho = 2.45/5 = 0.5 > 0.4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

➤ Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0.5 \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0966 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0.0966 \times 11.5 \times 2.45^2 = 6.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.25 \times M_{0x} = 1.67 \text{ KN.m}$$

✓ Les moments corrigés

$$M_x = 0.85 M_{0x} = 5.66 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.85 M_{0y} = 1.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.4 M_{0x} = -2.66 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec : } A_{\text{min}} = 0.1\% \times b \times h$$

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ² /ml)
Travée	X-X	5.66	0.014	0.018	0.14	0.89	2.048	4HA10 = 3.14
	Y-Y	1.42	0.0036	0.004	0.149	0.22	2.048	4HA10 = 3.14
Appui		-2.66	0.0068	0.009	0.14	0.42	2.048	4HA10 = 3.14

Tableau VI.12.Ferrailage des voiles périphérique

✓ Espacements

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

✓ Vérifications

$$\rho = 0.5 > 0.4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{\text{min}} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$A_x^{\text{min}} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.5) \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\text{min}} = \rho_0 \times b \times e = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0.1\% \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{11.5 \times 2.45}{2} \times \frac{5^4}{2.45^4 + 5^4} = 13.31 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{11.5 \times 5}{2} \times \frac{2.45^4}{2.45^4 + 5^4} = 1.57 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0.089 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification A L'ELS**

$$\rho = 0.5 \Rightarrow \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.1 \\ \mu_y = 0.3671 \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 10.3 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 2.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 10.3 + 2.17}{4} = 8.27 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 8.27 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0.1 \times 8.27 \times 2.45^2 = 4.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.3671 \times M_{0x} = 1.82 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0.85 M_{0x} = 4.21 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.85 M_{0y} = 1.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.4 M_{0x} = -1.98 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

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	4.21	3.31	76453	1.48 < 15	Vérifiée	78.32 < 201.63	Vérifiée
	y-y	1.55	3.31	76453	0.46 < 15	Vérifiée	24.74 < 201.63	Vérifiée
Appui		-1.98	3.31	76453	0.22 < 15	Vérifiée	36.85 < 201.63	Vérifiée

Tableau VI.13. Vérifications des contraintes à l'ELS

➤ Schéma de ferrailage du voile périphérique

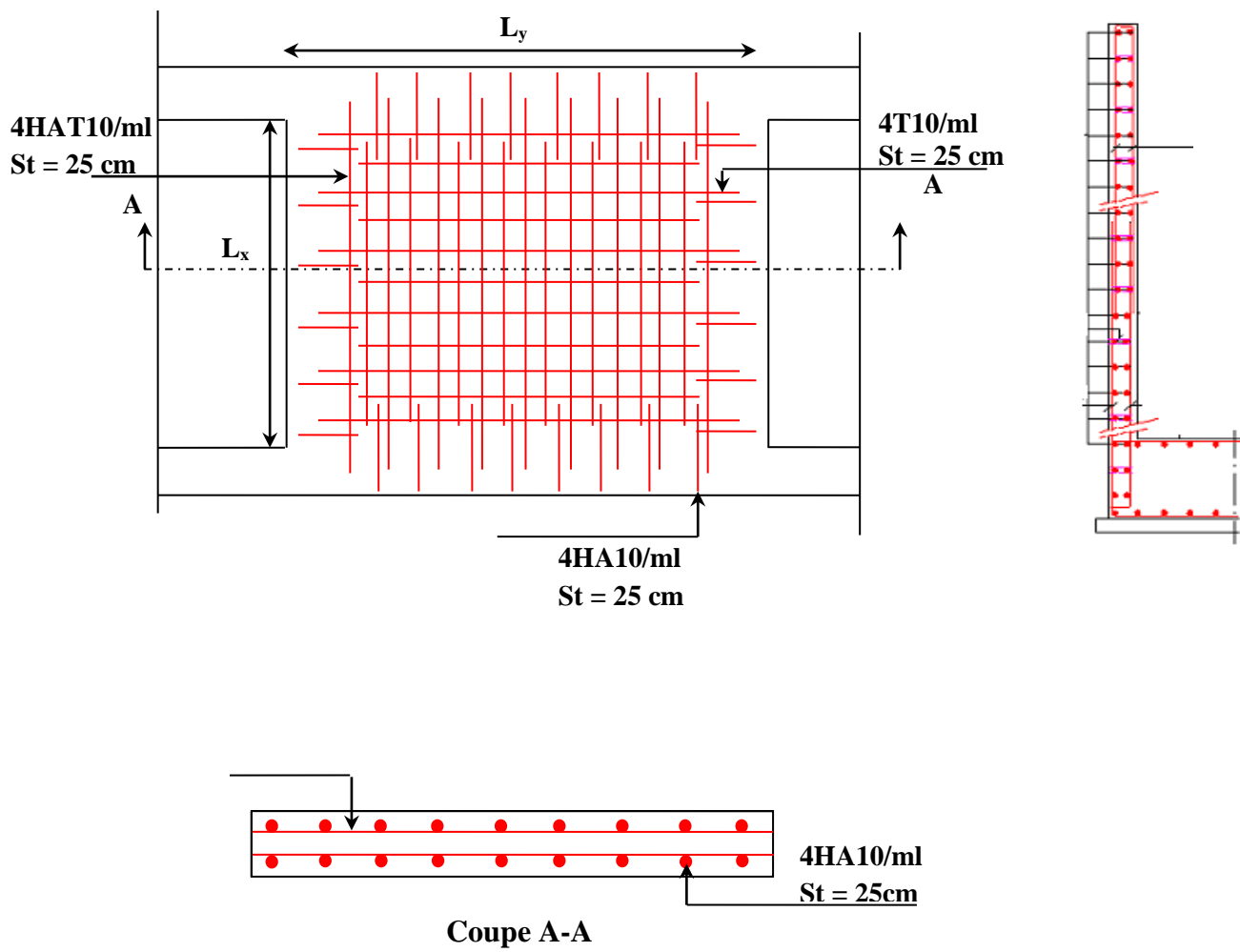


Figure VI.15. Schéma de ferrailage du voile périphérique

CONCLUSION

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer et d'enrichir toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir davantage concernant le domaine de bâtiment. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation des logiciels SAP2000 V14, autocad etc. Les points importants tirés de cette étude sont :

- 1.** La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- 2.** La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influencent directement sur le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- 3.** Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- 4.** La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- 5.** Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les prochaines promotions.

BIBLIOGRAPHIE

- **BAEL91/99** : (Béton armé aux états limites)
- **RPA99**: Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- **CBA 93**: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).
- **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.
- Mémoires de fin d'étude
- Cahiers de cours béton du cursus

Annexes

Annexe 1

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{e28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d \times f_{bu}}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l}$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_l$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_l \right) \times \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_l$$

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

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_l$$

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

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} \times \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_l = d \times (1 - 0.4 \times \alpha_l)$$

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times \nu f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_l) / ((d - d') \times f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z \times f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_l}{z_l} + \frac{M_U - M_l}{d - d'} \right) \times \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Annexe 2

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	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 3

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx \times Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.5$$

		u/lx											
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090	
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088	
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085	
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080	
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075	
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068	
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064	
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058	
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053	
	1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M₂	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093	
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073	
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055	
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040	
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031	
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024	
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019	
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015	
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

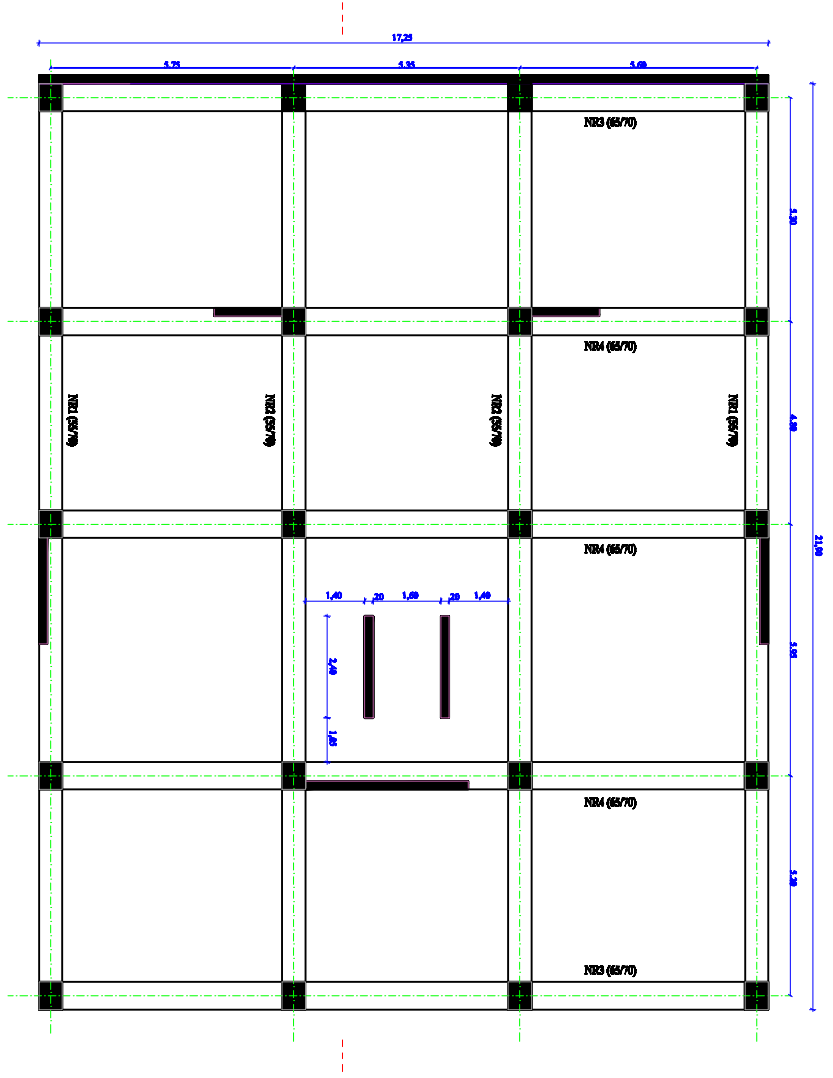
ANNEXE 5

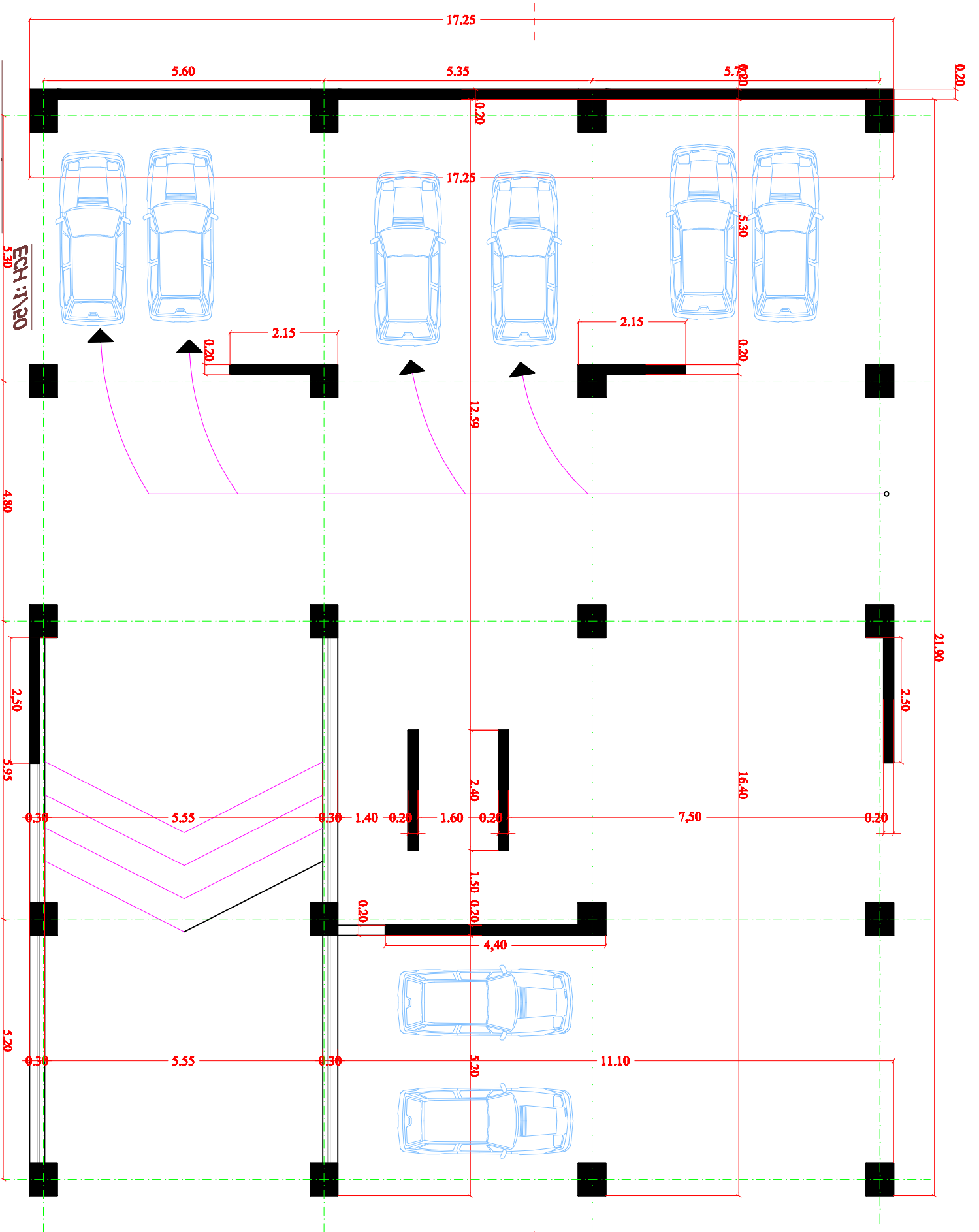
Sections réelles d'armatures

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.7
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.72	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
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	15.38	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

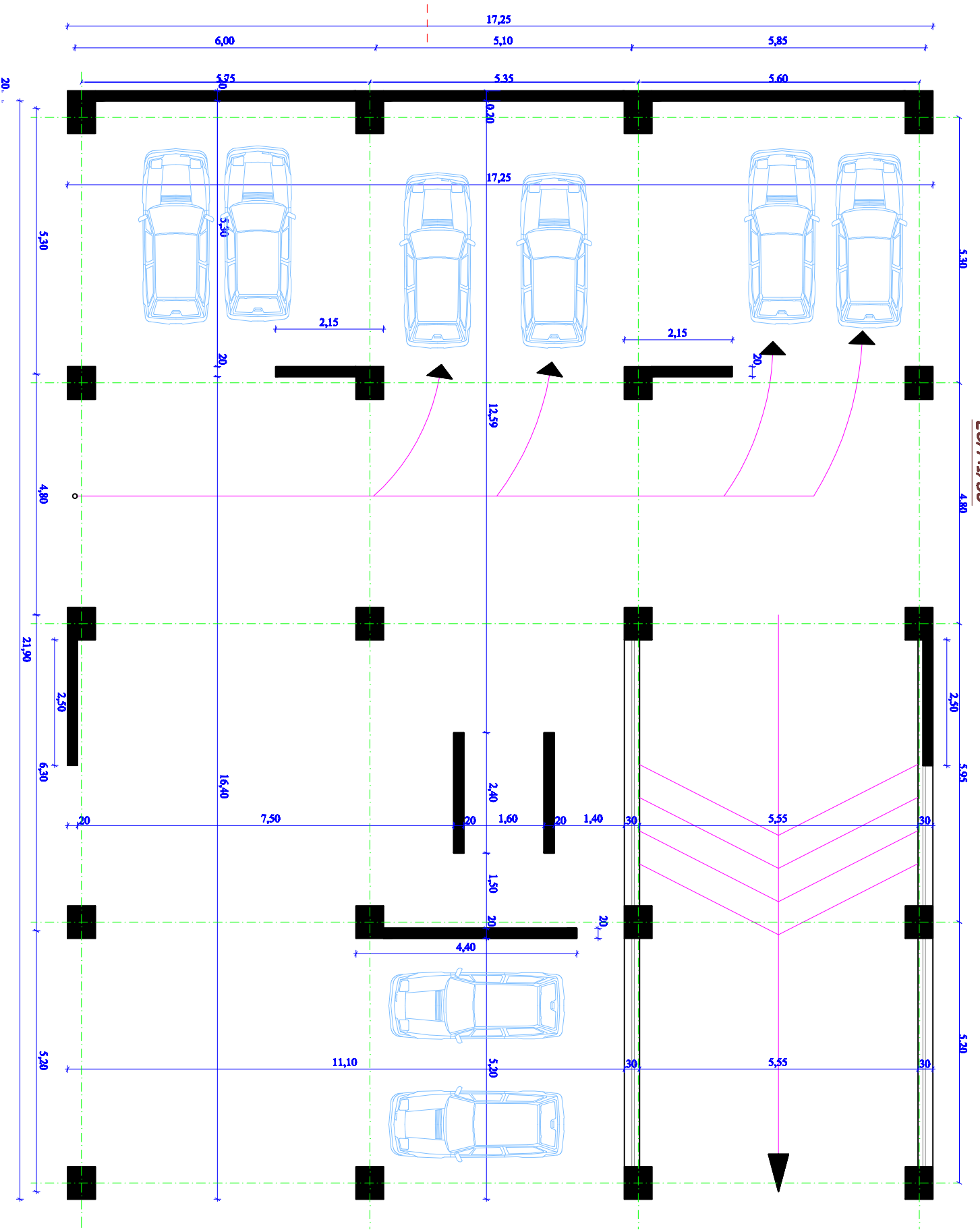
Vue en plan fondation
Ech: 1/50

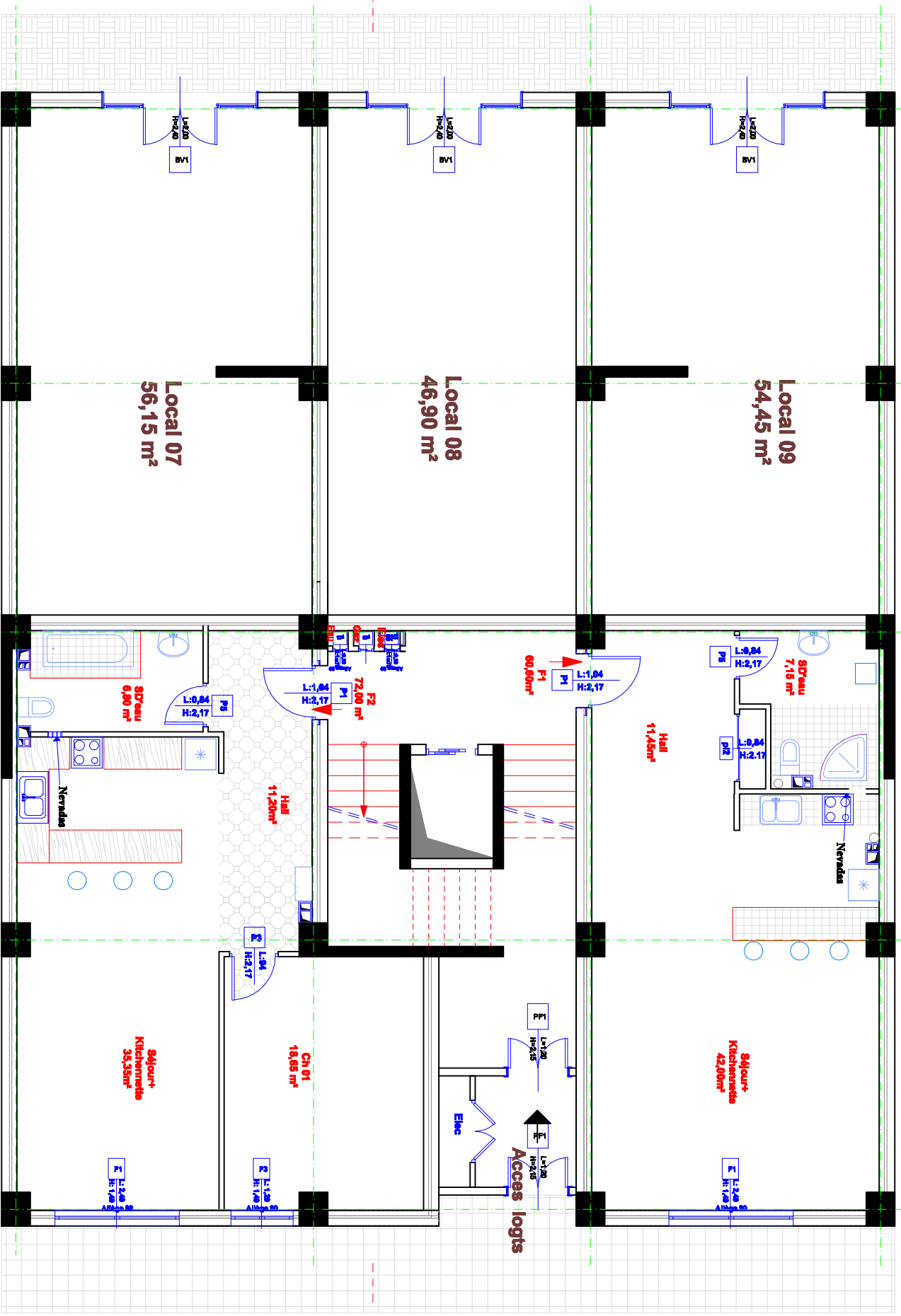




Vue en plan 2^{ème} S/SOL

ECH : 1/50





Local 09
54,45 m²

Local 08
46,90 m²

Local 07
56,15 m²

Salleau
7,18 m²

Salleau
6,80 m²

Hall
11,45m²

Hall
11,20m²

Salleau+
Kitchennadas
42,00m²

Salleau+
Kitchennadas
35,35m²

Ch 01
18,65 m²

Acces logis

L10
H=2,40

L10
H=2,40

L10
H=2,40

P5
L=1,91
H=2,17

F2
L=2,17
H=2,17

F1
L=1,04
H=2,17

P5
L=1,91
H=2,17

E
L=1,94
H=3,17

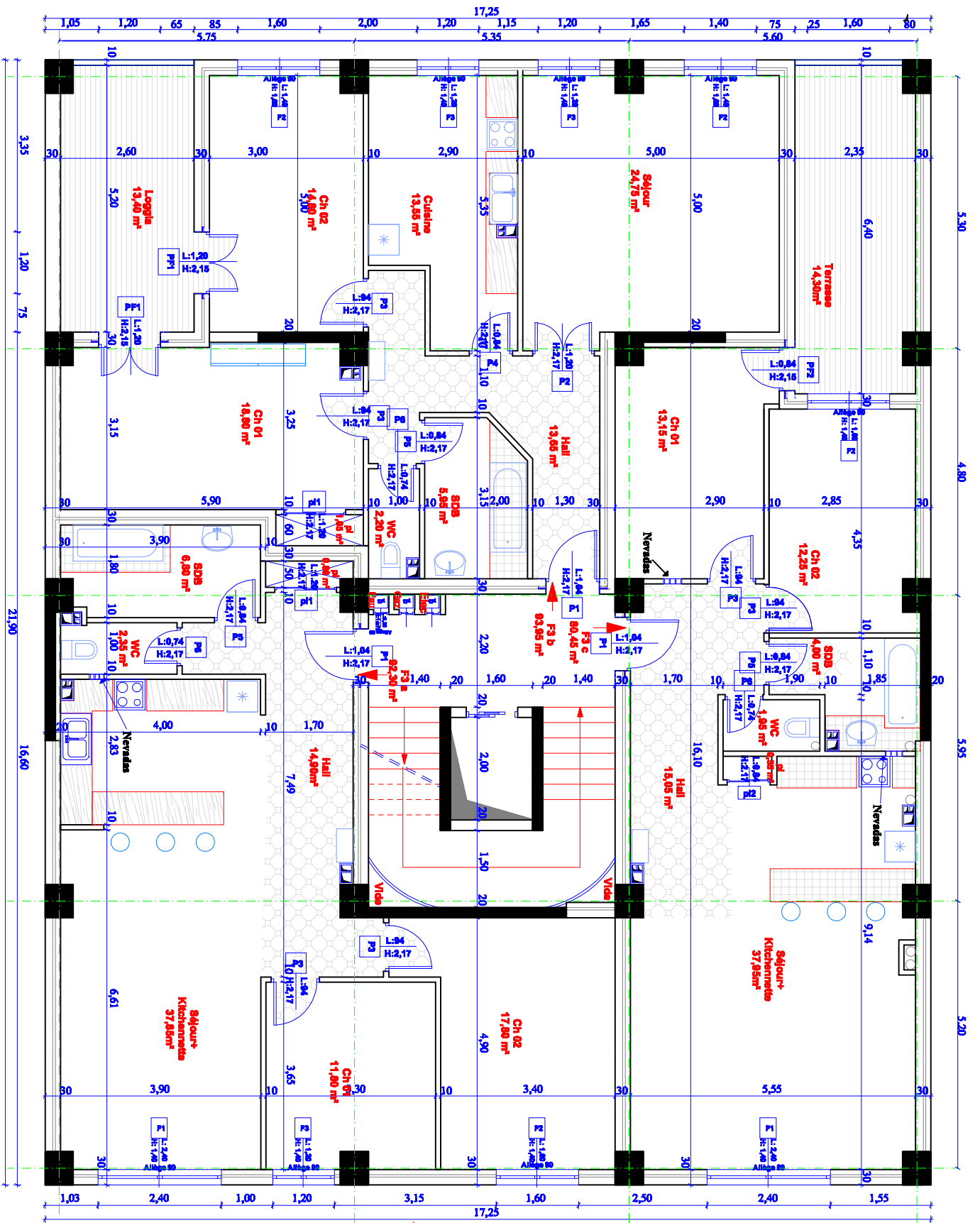
E
L=1,20
H=2,15

E
L=1,20
H=1,75

E
L=1,20
H=1,75

E
L=1,20
H=1,75

Elev

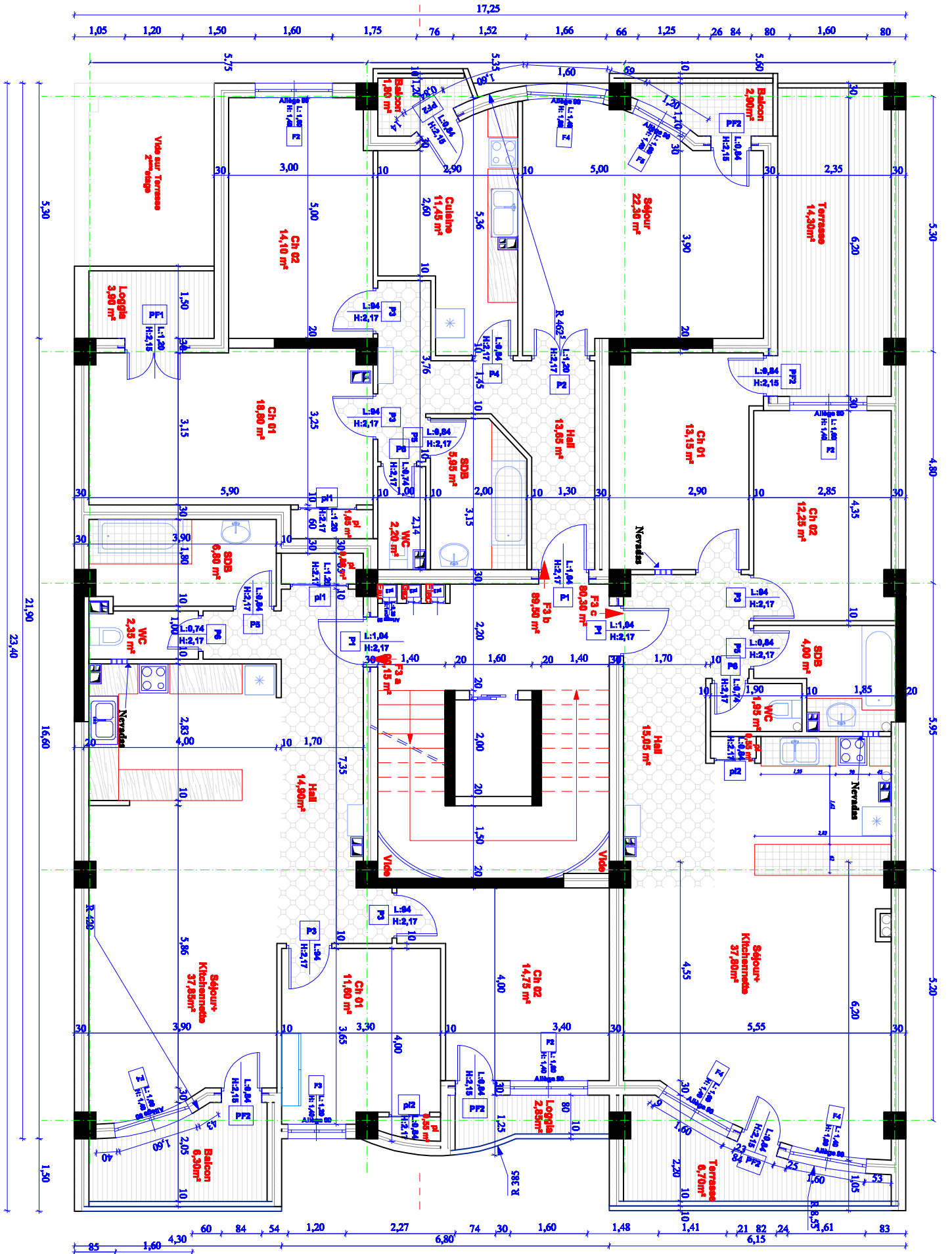


Vue en plan soupente

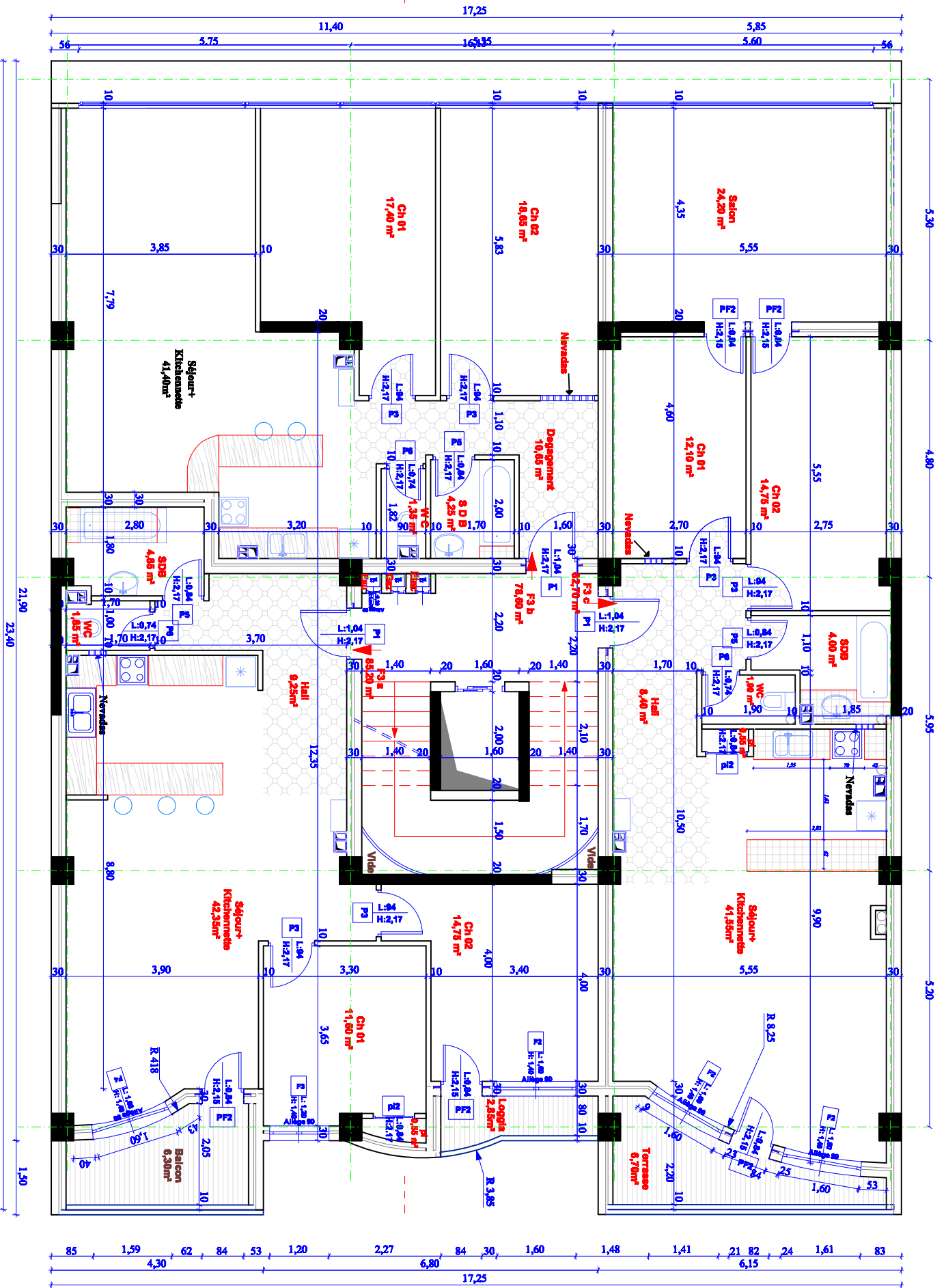
ECH : 1/50

Vue en plan étage: 03

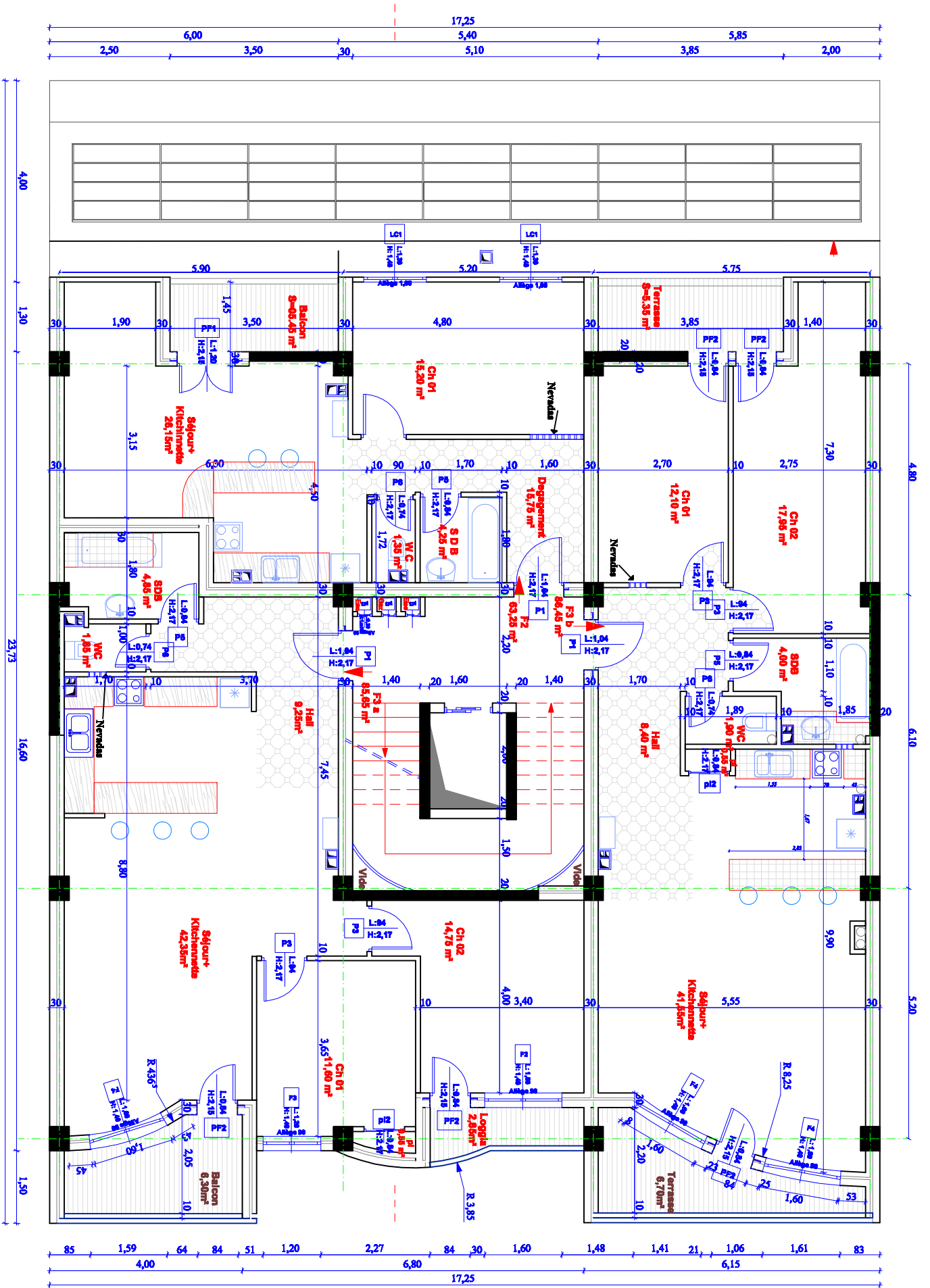
ECH : 1/50



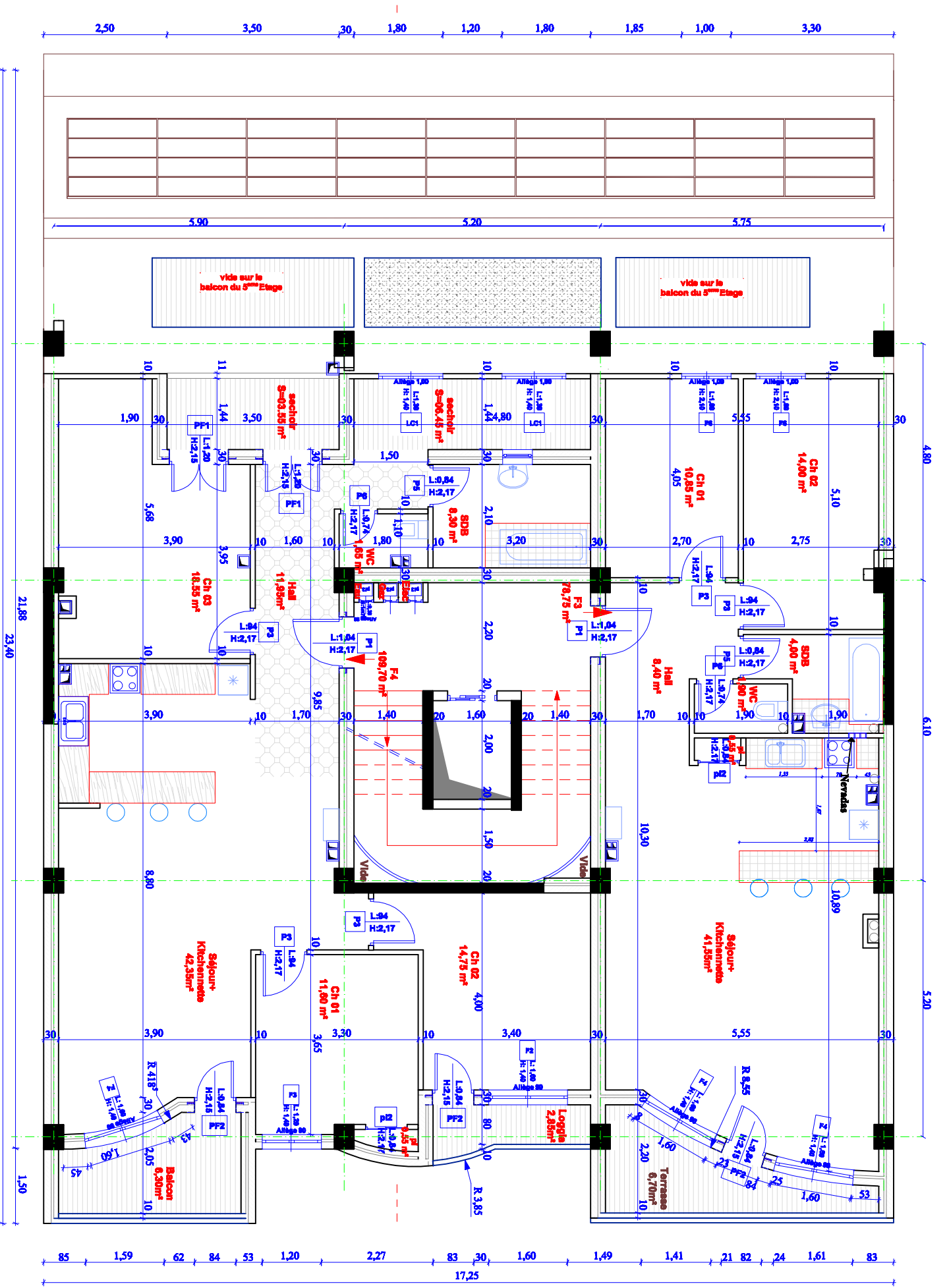
Vue en plan étage 04
ECH:1/50

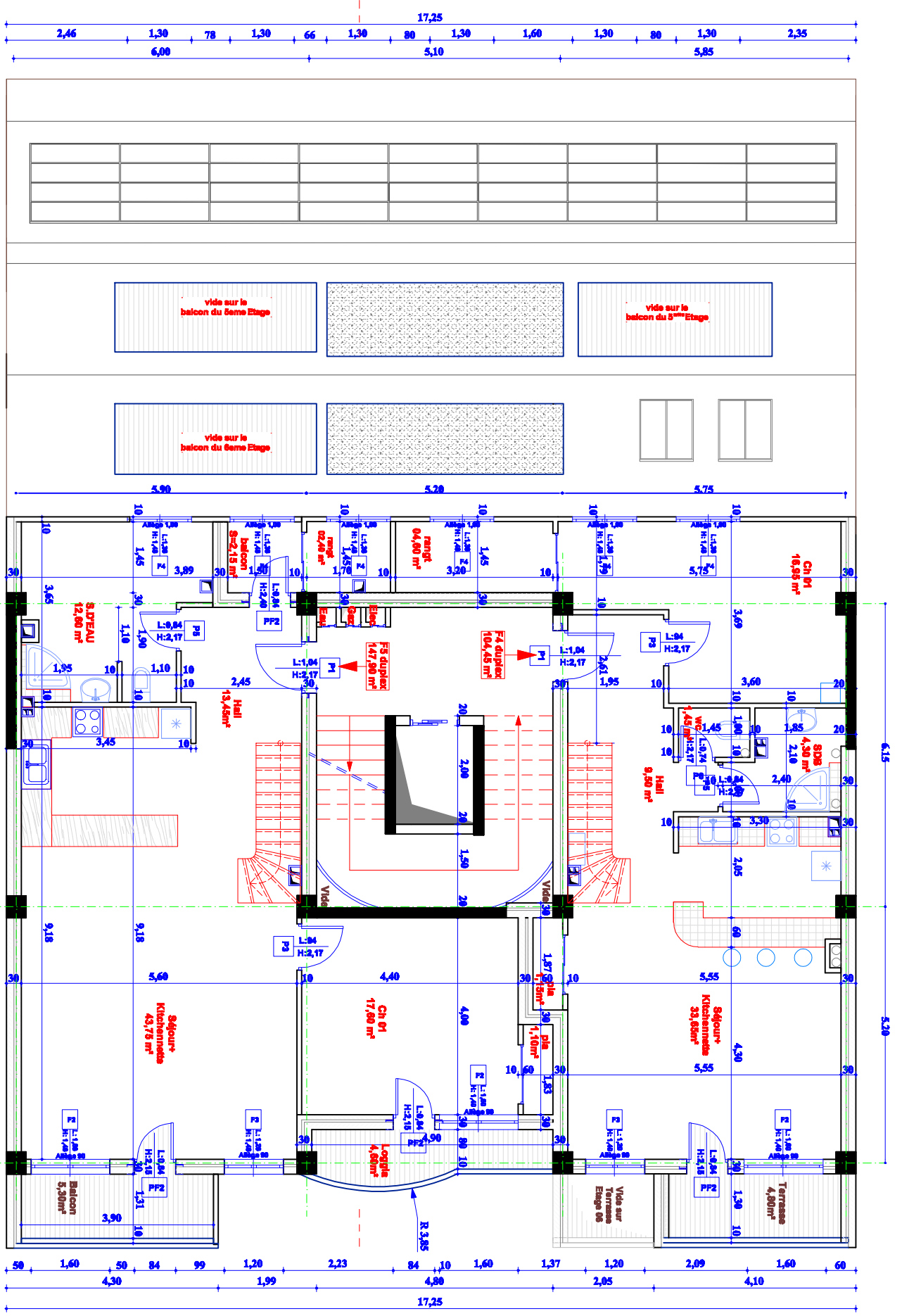


Vue en plan étage 05
ECH:1/50



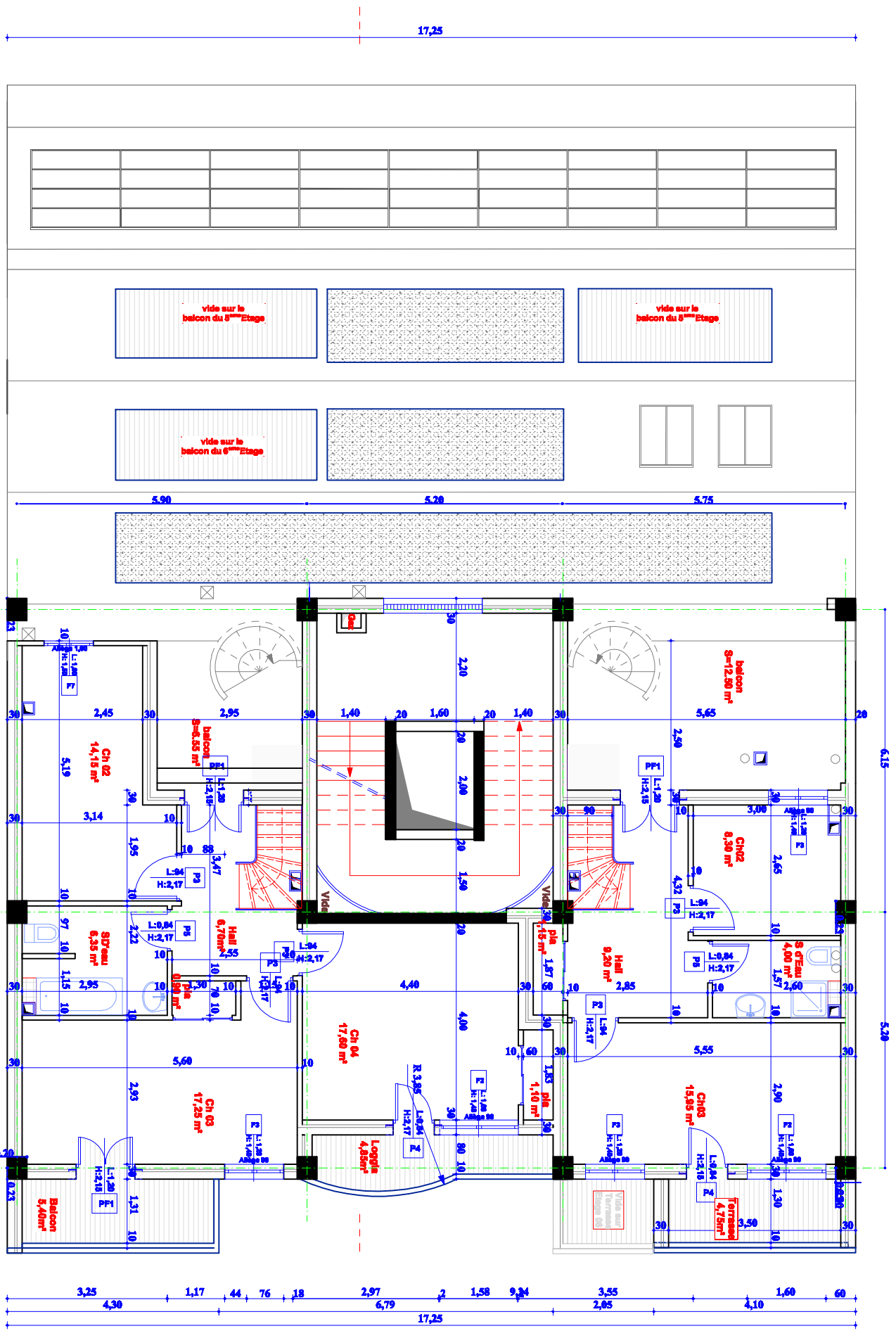
Vue en plan étage: 06
ECH : 1/50





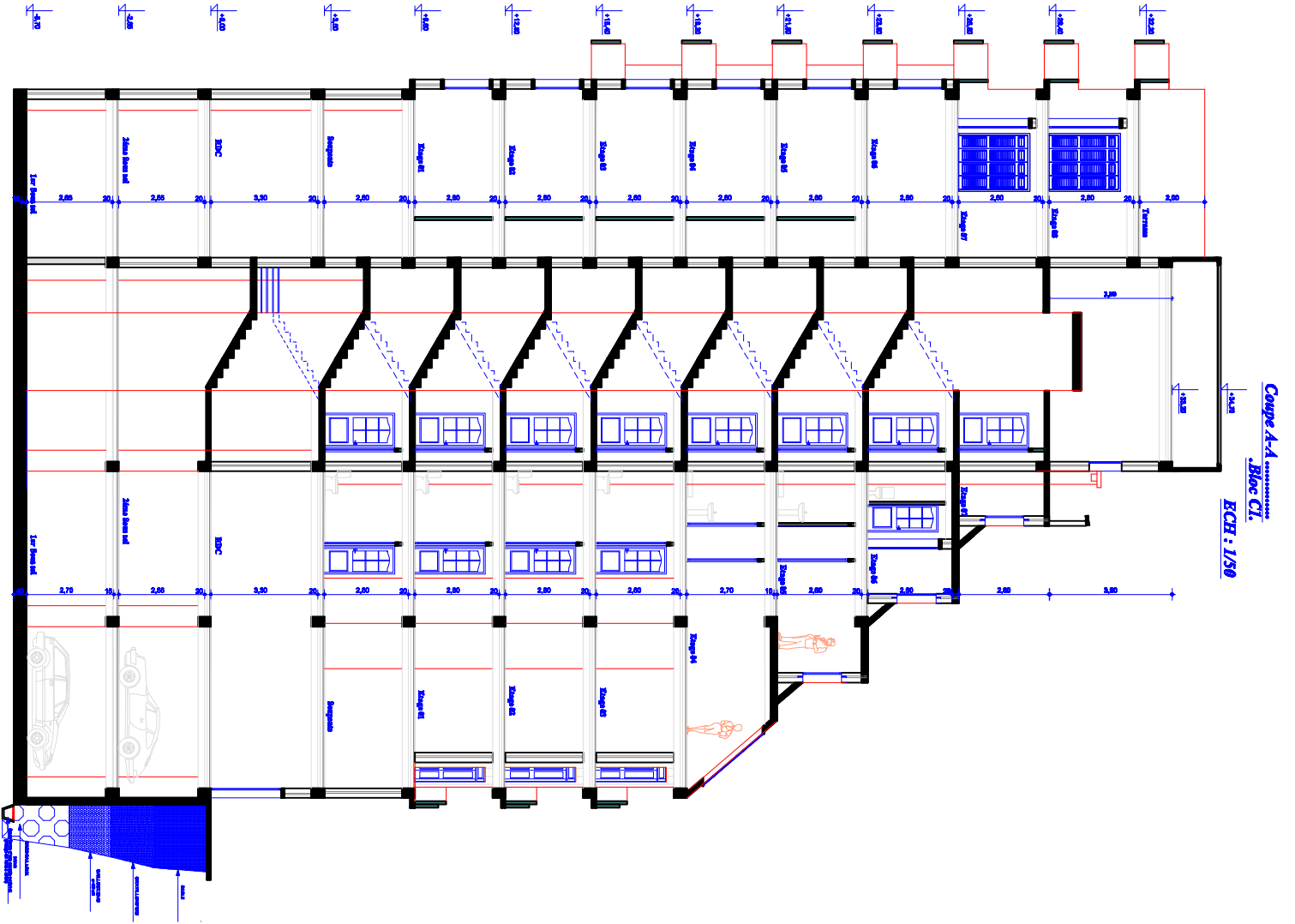
Vue en plan étage: 07 1^{er} niv duplex

ECH : 1/50



Vue en plan ETAGE: 08 étage 2^{ème} Niv. duplex

Ech: 1/50



Coupe A-A
Bloc Cl.
ECH : 1/50

Vue en plan Terrasse
ECH : 1/50

