



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 Bejaïa
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+9+ 1 sous-sol contreventé par un système mixte « voiles portiques »

Réalisé par

*ADEL Ferhat
LAGHA Fares*

Encadré par

Mr IDDIR.A

Membres de jury

- Mr. Si Salem
- Mme SGHIR

Année universitaire

2017/2018

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 Mr IDDIR 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 mes chères sœurs.

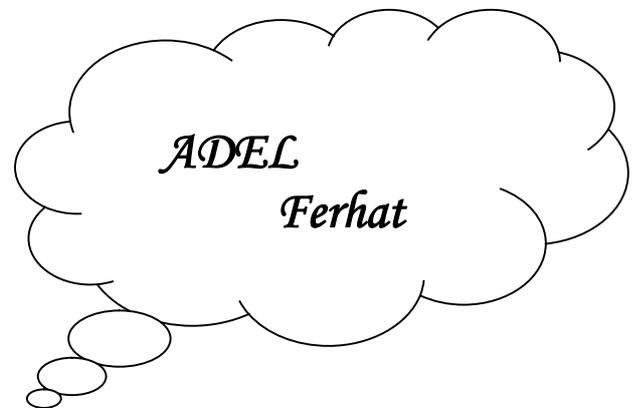
À mes chers frères.

À toute la famille "ADEL".

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

À mon promoteur bien sur : "Mr IDDIR" 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 ma très chère sœur.

À mes chers frères.

À toute la famille "LAGHA".

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

À mon promoteur bien sur : " Mr A.IDDIR" 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 2018.



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.

Δf_{t adm} : la flèche admissible.

G : Action permanente.

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

h_t : hauteur totale du plancher.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

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

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

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

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.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : 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.

N_s : Effort normal de service.

N_u : 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	02
I.7. Caractéristiques du sol.....	02
I.8. Réglementations et normes utilisées	03
I.9. Les états limites	03
I.10. Les actions.....	03
I.11. Caractéristique mécaniques des matériaux utilisés	06
I.12. L'acier	10

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	14
II.2. Les planchers.....	14
II.3. Pré dimensionnement des poutres	17
II.4. Pré dimensionnement des voiles	18
II.5. Pré dimensionnement de l'acrotère	18
II.6. Pré-dimensionnement des escaliers	29
II.7. Evaluation des charges et surcharges.....	22
II.8. Pré-dimensionnement des poteaux.....	27
II.9. Conclusion	39

Chapitre III Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction	41
III.2. Etude des planchers	41
III.3. Dalle pleine	67
III.4. Etude de la poutre de chaînage	80
III.5. les Escaliers	84

TABLE DES MATIERES

III.6. Etude de l'ascenseur	95
III.7. Etude de l'acrotère	102
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	118
Chapitre V Etude des éléments principaux	
V .1. Introduction.....	120
V .2. Etude des poteaux	120
V .3. Etude des poutres	129
V .4. Étude des voiles	137
Chapitre VI Etude de l'infrastructure	
VI.1. Introduction	145
VI.2. Combinaisons de calcul	145
VI.3. Reconnaissance du sol	145
VI.4. Choix du type de fondation	145
VI.5. Ferrailage du radier général.....	150
VI.6. Etude des nervures.....	153
VI.7. Etude du voile Périphérique	160
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.....	07
Figure I.2. Evolution de la résistance du béton à la traction f_{jt} En fonction de celle à la compression f_{cj}	07
Figure I.3. Diagramme de contrainte du béton à l'ELU	08
Figure I.4. Diagramme contrainte déformation de l'acier	11
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	14
Figure II.2. Schéma d'une poutrelle.....	15
Figure II.3. Dalle pleine sur deux appuis.	16
Figure II.4. Dalle pleine sur deux appuis	16
Figure II.5. Dalle pleine sur quatre appuis	16
Figure II.6. Coupe transversale d'un voile.....	18
Figure II.7. Coupe transversale de l'acrotère	19
Figure II.8. Les éléments constitutifs d'un escalier.....	19
Figure II.9. Les escaliers de sous sole.....	20
Figure II.10. Le schéma statistique de l'escalier type 1	20
Figure II.11 Escalier à étage courant à deux volées	21
Figure II.12. Schéma statistique de l'escalier type 2.....	22
Figure II.13. Le schéma de l'ascenseur	26
Figure II.14. Vu en plan du poteau le plus sollicité	28
Figure II.15. La surface afférente du poteau de terrasse accessible	29
Figure II.16. La surface afférente du poteau 9ème étage	29
Figure II.17. La surface afférente du poteau 8ème étage jusqu'à sou pente	29
Figure II.18. La surface afférente du poteau RDC.....	30
Figure II. 19. La surface afférente du poteau du sous-sol.....	30
Figure II.20. La surface afférente du poteau de terrasse accessible	34
Figure II.21. La surface afférente du poteau 9ème étage jusqu'à sous-sol.....	34
Figure II.22. La surface afférente du poteau RDC.....	34
Figure III.1. La disposition des poutrelles de RDC et premier étage.....	41
Figure III.2 La disposition des poutrelles du 2em et 8em étage	42
Figure III.3. La disposition des poutrelles de la sous-pente.....	42
Figure III.4. La disposition des poutrelles de 9ème étage à la terrasse accessible.....	43
Figure III.5. La disposition des poutrelles de la terrasse inaccessible	43
Figure III.6. Evaluation des moments fléchissant.....	46
Figure III.7. Evaluation des efforts tranchants.....	47
Figure III.8. Ferrailage de la dalle de compression.....	66
Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle D1 et D6	78
Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle D2, D7	78
Figure III.11. Schéma de ferrailage de la dalle D3, D5, D10	78
Figure III.12. Schéma de ferrailage de la dalle D4	79
Figure III.13. Schéma de la dalle d'ascenseur	79
Figure III.14. Schéma de ferrailage de la dalle D10, D9, D11.....	80
Figure III.15. Schéma statique des poutres de chaînage	80
Figure III.16. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage de type 1	84
Figure III.17. Section d'escalier à ferrailer	87
Figure III.18 Schéma de ferrailage de l'escalier type (2).	90
Figure III.19. Schéma statique de la poutre palière.....	90

LISTE DES FIGURES

Figure III.20. Section fictive	92
Figure III.21. Schéma de ferrailage de la poutre palière	94
Figure III.22. Schéma statique et concept d'ascenseur.....	95
Figure III.23. Schéma d'ascenseur.....	95
Figure III.24. Schéma représentant la surface d'impact.	96
Figure III.25. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.	99
Figure III.26. Schéma de ferrailage du local machine	101
Figure III.27. Modèle de calcul de l'acrotère.....	102
Figure III.28. Coupe transversale de l'acrotère	102
Figure III.29. Section de l'acrotère à ferrailer	104
Figure III.30. 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	133
Figure V.5. Formation de rotules plastique	134
Figure V.6 : Schémas de ferrailage des poutres principales RDC.....	135
Figure V.7 : Schémas de ferrailage des poutres principales étage courant	135
Figure V.8: Schémas de ferrailage des poutres principales terrasse inaccessibles	136
Figure V.9 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires RDC	136
Figure V.10 : Schémas de ferrailage des poutres secondaire étage courant.....	136
Figure V.11: Schémas de ferrailage des poutres secondaire terrasse inaccessibles	137
Figure V.12. Schéma des contraintes.	140
Figure VI.1. Semelle filante	146
Figure VI.2. Schéma de ferrailage du radier	152
Figure VI.3. Schéma des lignes de rupture du radier	153
Figure VI.4. Schéma statique de la nervure selon X-X.....	155
Figure VI.5. Sollicitations sur les nervures dans le sens X-X	155
Figure VI.6. Schéma statique de la nervure selon Y-Y	156
Figure VI.7. Sollicitations sur les nervures dans le sens Y-Y	156
Figure VI.8. Schéma des nervures.....	157
Figure VI.9. Schéma de ferrailage des nervures sens y-y	159
Figure VI.10. Schéma de ferrailage des nervures sens x-x	159
Figure VI.11. Poussée des terres sur les voiles périphériques.....	160
Figure VI.12. Répartition des contraintes sur le voile.....	160
Figure VI.13. Schéma de ferrailage du voile périphérique	163

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. f_c en fonction du type d'acier	11
Tableau II.1. Les dimensions des escaliers	22
Tableau II.2. Evaluation des charges du plancher terrasse accessible	22
Tableau II.3. Evaluation des charge du plancher terrasse inaccessible.....	23
Tableau II.4. Evaluation des charges du plancher étage courant et RDC	23
Tableau II.5. Evaluation des charges de la dalle pleine (ascenseur).....	24
Tableau II.6. Evaluation des charges de la dalle pleine (balcon).....	24
Tableau II.7. Evaluation des charges des murs extérieurs	24
Tableau II.8. Evaluation des charges du palier	25
Tableau II.9. Evaluation des charges de la volée.....	25
Tableau II.10. Evaluation de charge de l'acrotère	26
Tableau II.11. Evaluation des charges de l'ascenseur	27
Tableau II.12. Evaluation des poids propre des poteaux.....	31
Tableau II.13. descente de charge du poteau B3.....	31
Tableau II.14. Descente de charge du poteau D4	35
Tableau II.15. Résultat de vérification a la compression simple.....	37
Tableau II.16. Les résultats de la vérification au flambement	39
Tableau III.1. Les différents types de poutrelles	44
Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles	49
Tableau III.3. Sollicitations max dans les différents types de poutrelles du RDC	53
Tableau III.4. Sollicitations max dans les différents types de poutrelles du premier étage.....	53
Tableau III.5. Sollicitations max dans les différents types de poutrelles de la soupente.....	53
Tableau III.6. Sollicitations max dans les différents types de poutrelles des étages courants.....	53
Tableau III.7. Sollicitations max dans les différents types de poutrelles de étage 9 et la ter acc	54
Tableau III.8. Sollicitations max dans les différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible	54
Tableau III.9. Sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles	54
Tableau III.10. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux	62
Tableau III.11. Vérifications nécessaires à l'ELU.....	63
Tableau III.12. Vérification des contraintes à l'ELS	63
Tableau III.13. Vérifications de la flèche à l'ELS.....	64
Tableau.III.14. Vérifications de la flèche RDC.....	65
Tableau III.15. Schéma de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	65
Tableau III.16. Théorie de calcul des moments.....	68
Tableau III.17. Calcul des sollicitations	69
Tableau III.18. Calcul des sollicitations à l'ELU	71
Tableau III.19. Evaluation de la flèche dans le 2ème types de dalle.....	74
Tableau III.20. Données des différents types de dalles pleine.....	74
Tableau III.21. Sollicitation max dans les dalles pleine	74
Tableau III.22. Vérifications de l'effort tranchant.....	75
Tableau III.23. Calcul du ferrailage à l'ELU.....	75
Tableau III.24. Vérifications des contraintes à l'ELS	76
Tableau III.25. Vérification de la flèche à l'ELS	77

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.26. Moments et ferrailage correspondant	81
Tableau III.27. Vérification des contraintes	82
Tableau III.28. Vérification des fissurations	83
Tableau III.29. Vérification de la flèche.....	83
Tableau III.30. Chargement des deux types de volées	84
Tableau III.31. Le ferrailage de l'escalier	87
Tableau III.32. Vérification des contraintes de compressions dans le béton	89
Tableau III.33. Vérification de la flèche dans les escaliers	90
Tableau III.34. Les sollicitations dans la poutre palière à l'ELU et à l'ELS	91
Tableau III.35. Le ferrailage de la poutre palière à la flexion simple à l'ELU	92
Tableau III.36. Vérification de la flèche à l'ELS	94
Tableau III.37. Ferrailage de la dalle d'ascenseur	97
Tableau III.38. Vérification des contraintes à l'ELS.....	99
Tableau III.39. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	100
Tableau III.40. Vérification des contraintes	101
Tableau III.41. Combinaison d'actions 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.....	115
Tableau IV.7. Vérifications des déplacements des niveaux selon x-x	116
Tableau IV.8. Vérifications des déplacements des niveaux selon y-y	116
Tableau IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	117
Tableau IV.10 Vérification de l'effort normal réduit.	118
Tableau IV.11. 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
Tableau 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 (suite).....	128
Tableau V.10. Ferrailage des poutres principales (30×45) cm ²	130
Tableau V.11. Ferrailage des poutres secondaires (30×40) cm ²	130
Tableau V.12. Vérification des contraintes tangentielles	132
Tableau V.13. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	132
Tableau V.14. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	132

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V.15. Moments résistants dans les poteaux.....	134
Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres principales.....	134
Tableau V.17. Moments résistants dans les poutres secondaires.....	134
Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	134
Tableau V.19. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	135
Tableau V.20. Sollicitations maximales dans le voile V_{x1}	139
Tableau V.21. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux.....	142
Tableau V.22. Sollicitations et ferrailage du voile V_{Y1} dans tous les niveaux.....	142
Tableau V.23. Sollicitations et ferrailage du voile V_{Y2} dans tous les niveaux.....	143
Tableau VI.1. Section d'armateur du radier.....	151
Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	152
Tableau VI.3. Section d'armateur du radier à l'ELS	152
Tableau VI.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens	156
Tableau VI.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.....	157
Tableau VI.6. Résultats de ferrailage des nervures.....	157
Tableau VI.7. Vérification des contraintes à l'ELS	158
Tableau VI.8. Ferrailage des nervures à l'ELS.....	158
Tableau VI.9. Ferrailage des voiles périphérique	161
Tableau VI.10. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	162
Tableau VI.11. Vérifications des contraintes à l'ELS après ferrailage à l'ELS.....	163

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+9)+ un sous-sols qui regroupe parking au niveau du sous-sol et commerciale au niveau de RDC, des bureaux au 1er étage, 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 ?
- Quel 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 SAP2000V14. 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.

Chapitr I

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 l'étude et 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+9+1 sous-sol) à usage d'habitation avec bureaux (1ère étage) et locaux commerciaux (RDC). Il s'inscrit dans le cadre de réalisation d'une promotion immobilière, 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 IHEDDADEN (ex-jute), 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 sans sous-sol	36,21m.
▪ Hauteur du sous- sol	5,10m
▪ Hauteur de RDC	5,65m
▪ Hauteur de la soupente	2,61m
▪ Hauteur d'étage courant.....	3,06m
▪ Largeur	18,15m
▪ Longueur	21,94 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 :

D'une couche de terre végétale allant jusqu'à 0,80 m reposante sur une couche de limon marneux plastique à compact ; puis en trouve une couche de marne plastique sableuse assez compacte de couleur grise .le tout repose sur une couche de marne très compacte légèrement coquillée de couleur grise.

- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{adm} = 1,5 \text{ bar}$

-D'après le rapport de sol on peut classer notre sol en classe S3 (site meuble).

I.8. 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.9. Les états limites :**I.9.1. 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.9.2. 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.9.3. 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.10. 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.10.1. 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.10.2. 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.10.3. Combinaison d'actions à l'ELUCBA93 (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.10.4. 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.10.5. 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.11. Caractéristique mécanique des matériaux utilisés :

- **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.11.1. 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 granulat 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.

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

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

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

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

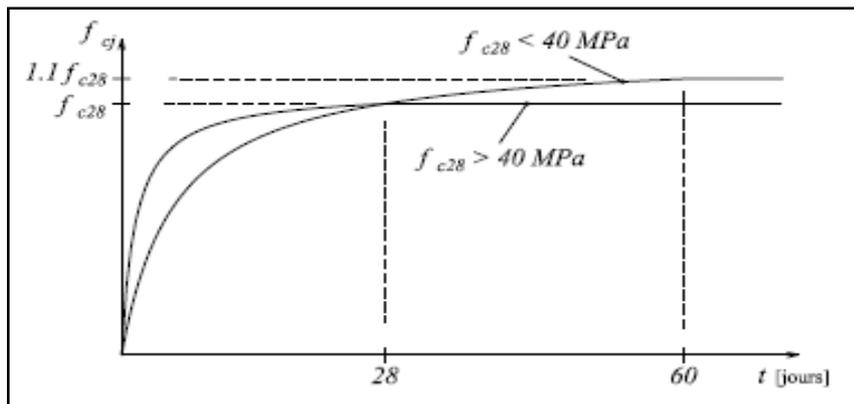


Figure I.1. Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton

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

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

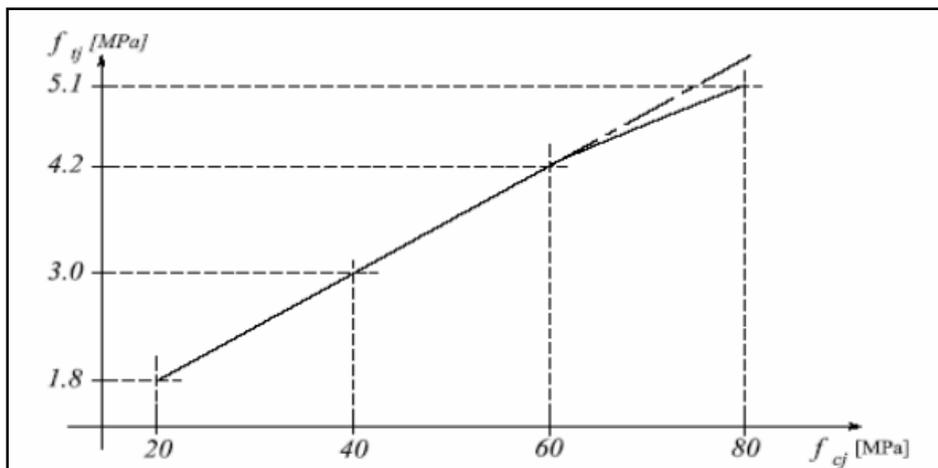


Figure I.2. Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} En fonction de celle à la compression f_{cj}

Pour notre cas $f_{t28} = 2.1MPa$.

➤ **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:

$$\sigma_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{CBA93 (Article : A.4.3.4.1)}$$

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.

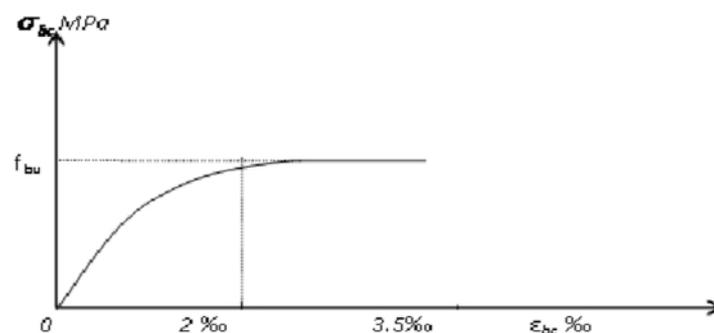


Figure I.3. Diagramme de contrainte du béton à l'ELU.

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.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 :

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

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

➤ **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 :

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

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.12. L'acier :

I.12.1 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.12.2 Résistance caractéristique de l'acier :

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

Principales armatures utilisés

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

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

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

I.12.3 Contrainte limite :

✓ **Etat limite ultime :**

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

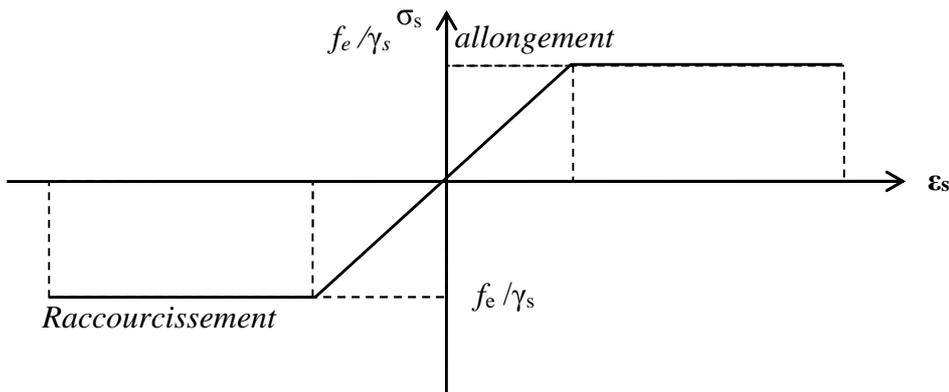


Figure. I.4. Diagramme contrainte déformation de l'acier.

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

Avec :

$E_s = 200\,000$ 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.

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

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

I.12.4 Hypothèses de calcul :

I.12.4.1 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 $15\left(\eta = \frac{E_s}{E_b}\right)$, η : est appelé coefficient d'équivalence.

I.12.4.2 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 :

$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$ En flexion.

$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ 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 :

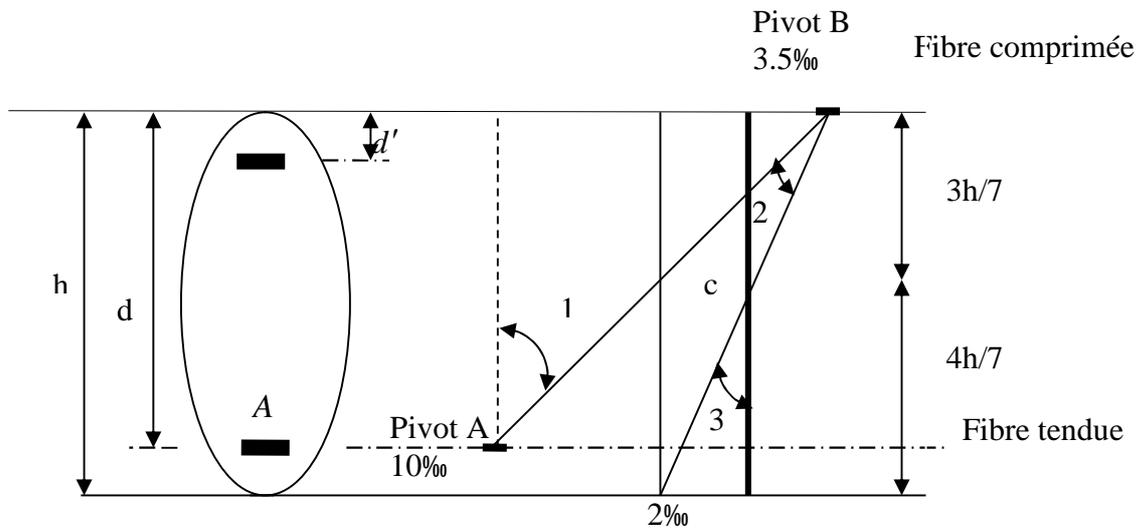


Figure .I.5. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

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 caractéristiques 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.
- ✓ $E_{vj} = 10818,86$ Mpa.
- ✓ $E_{ij} = 32164.20$ Mpa.
- ✓ $f_e = 400$ MPa.

Chapitr II

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments principaux et secondaire 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

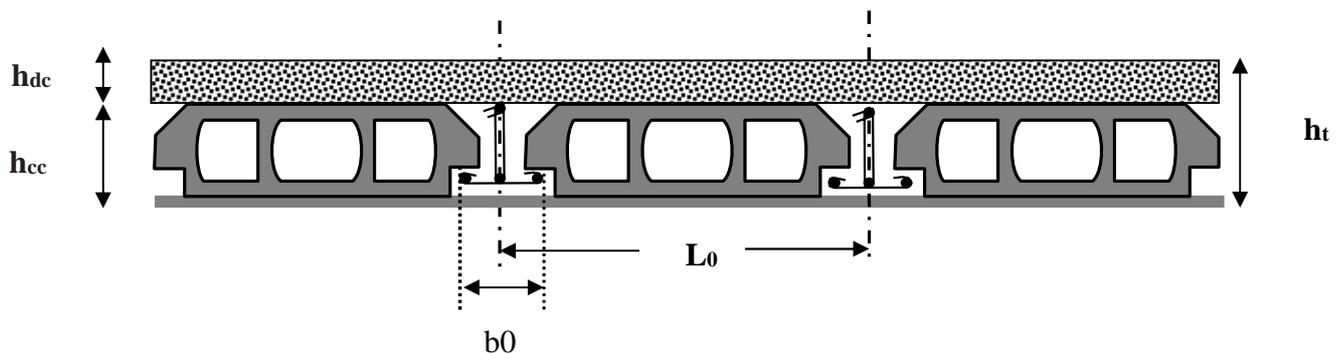


Figure. II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

h_{dc} : hauteur du dalle de compression.

h_{cc} : hauteur du corps creux.

H_t : hauteur de la dalle.

L_0 : 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 :

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

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

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{445 - 30}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 18,44 \text{ cm}$$

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

On adopte un plancher à corps creux type (16+4) pour étages courants

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 encastées 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.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) h_t \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12 \text{ cm})$$

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

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

$$L_y = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

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

$$b_1 \leq \min(55/2 ; 370/10)$$

$$\Rightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm CBA93 (article A.4.1.3)}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

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

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

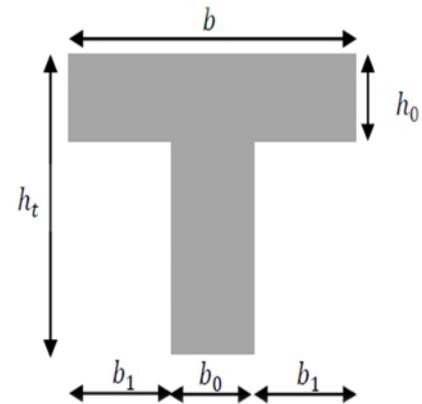


Figure II.2. Schéma d'une poutrelle

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

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

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

- Pour les dalles avec $\rho \leq 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

- Pour une dalle avec $\rho > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

L_x : la petite portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

L_y : la grand portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Calcul de l'épaisseur de la dalle

✓ **Sur deux appuis**

On a: $L_x = 0,85m$; $L_y = 5,15m$

$\rho = 0,21 > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

$\Rightarrow \frac{85}{35} \leq e \leq \frac{85}{30} \Rightarrow 2,43cm \leq e \leq 2,83$

on opte: $e = 3cm$

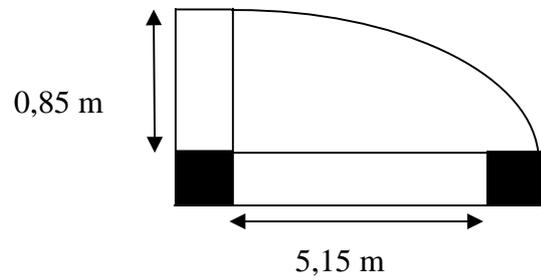


Figure II.3. Dalle pleine sur deux appuis

✓ **sur trois appuis**

On a: $L_x = 1,4m$; $L_y = 5,15m$

$\rho = 0,27 < 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

$\Rightarrow \frac{140}{35} \leq e \leq \frac{140}{30} \Rightarrow 4cm \leq e \leq 4,66cm$

on opte: $e = 5cm$

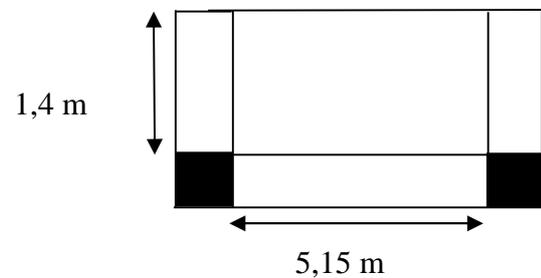


Figure II.4. Dalle pleine sur deux appuis

✓ **Sur quatre appuis**

On a: $L_x = 3,95m$; $L_y = 5,1m$

$\rho = 0,27 < 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

$\Rightarrow \frac{395}{35} \leq e \leq \frac{395}{30} \Rightarrow 8,77cm \leq e \leq 9,87cm$

on opte: $e = 10cm$

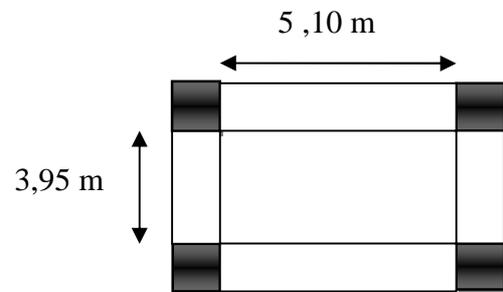


Figure II.5. Dalle pleine sur quatre appuis

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), on opte pour une épaisseur de 15 cm 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 à 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 $(40 \times 45) \text{ cm}^2$

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

$$L_{\text{max}} = 545 - 40 \Rightarrow L_{\text{max}} = 505 \text{ cm} \Rightarrow 33.66 \text{ cm} \leq h \leq 50,5 \text{ cm}.$$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$

$$0,4 \times (45) \leq b \leq 0,8 \times (45) \Leftrightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 36 \text{ cm} \text{ (BAEL)}$$

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

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

$h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots$	$\dots \dots \dots$	$\dots \dots \dots$	}	RPA99/2003 (Art 7.5.1)
$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$	$\dots \dots \dots$	$\dots \dots \dots$		
$h / b = 1.34 \leq 4 \dots \dots \dots$	$\dots \dots \dots$	$\dots \dots \dots$		

II.3.2. Les poutres secondaires

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

$$L_{\text{max}} = 445 - 40 \Rightarrow L_{\text{max}} = 405 \text{ cm} \Rightarrow 27 \text{ cm} \leq h \leq 40,5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$

$$0,3 \times (40) \leq b \leq 0,6 \times (40) \Leftrightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm}$$

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

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

$$\left. \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ h / b = 1.5 \leq 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right\} \text{RPA99/2003(Art 7.5.1)}$$

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 :

$$\left. \begin{array}{l} \text{➤ } e > 15 \text{ cm} \dots \dots \dots (1). \\ \text{➤ } e > h_e / 20 \dots \dots \dots (2). \end{array} \right\} \text{RPA (article 7.7.1)}$$

h_e : C’est la hauteur libre d’étage

Pour le Sous-sol : $h_e = 5,10 - 0.45 = 4,65\text{m}$

$$\frac{h_e}{20} = \frac{465}{20} = 23,25\text{cm on prend} = 25 \text{ cm}$$

Pour le RDC : $h_e = 5,61 - 0.45 = 5,16\text{m}$

$$\frac{h_e}{20} = \frac{516}{20} = 25,8\text{cm on prend} = 25 \text{ cm}$$

Pour les étages courants: $h_e = 3,06 - 0.45 = 2,86 \text{ m}$

$$\frac{h_e}{20} = \frac{261}{20} = 13,05\text{cm on prend} = 15 \text{ cm}$$

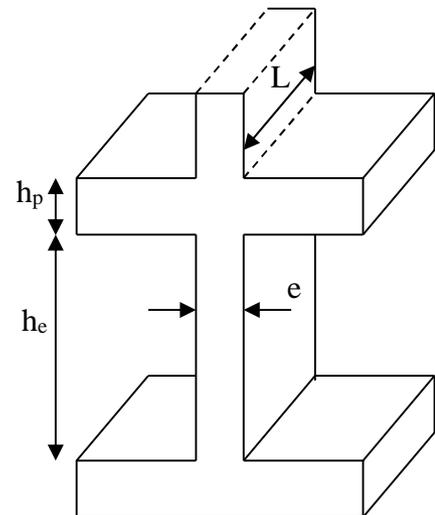


Figure II.6. Coupe transversale d’un voile.

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.

$$S = (0,6 \times 0,15) + (0,14 \times 0,04) + \frac{0,14 \times 0,04}{2}$$

$$S = 0,0984 \text{ m}^2$$

Charge Permanente

Poids propre

$$G = \gamma_b \times S \Rightarrow G = 25 \times 0,0984 = 2,46 \text{ KN/ml}$$

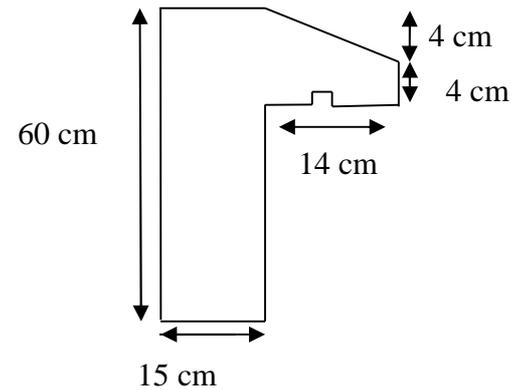


Figure II.7. Coupe transversale de l'acrotère

II.6. Pré-dimensionnement des escaliers

II.6.1 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 :

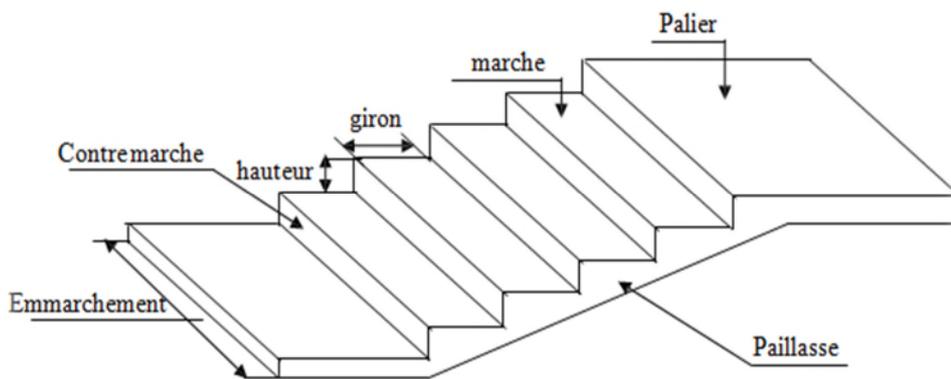


Figure II.8. Les éléments constitutifs d'un escalier.

II.6.2 types d'escaliers :

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

- 1- Escalier à 03 volées sans paliers de repos sous-sol.
- 2- Escalier à deux volées avec un palier de repos (Etage courant).

II.6.2 .1 Type 1 (SOUS SOL) :

Formule de **BLONDEL**

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

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

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.

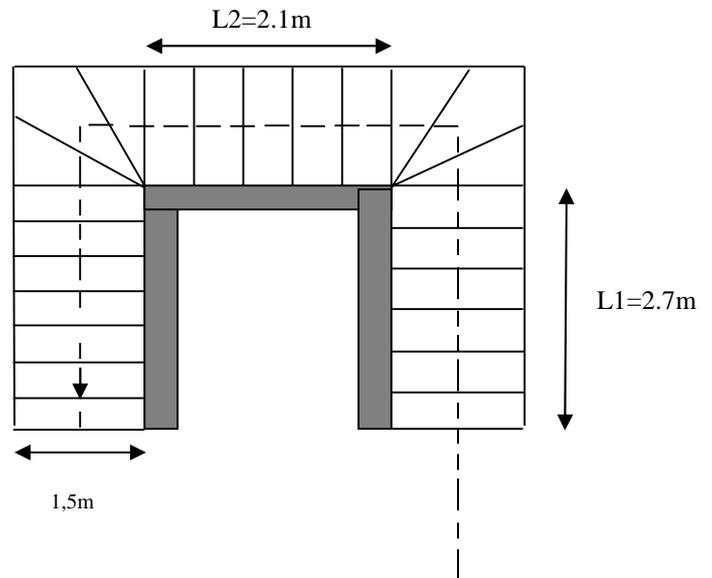


Figure II.9. Escalier du sous sol

Les volées 1 et 3 :

$$H = 11 \times 17 = 1.87 \text{ m}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{1,87}{0,17} = 11 \text{ contre marches.}$$

Volée 1 et 3 :

$$g = \frac{2,70}{9} = 30 \text{ cm}$$

$$L_v = \sqrt{H^2 + L^2} = \sqrt{1,87^2 + 4,25^2} = 4,64 \text{ m}$$

$$L_T = L_v$$

L_v : longueur de la volée.

$$L_T = 4.64 \text{ m} = 4.64 \text{ m.}$$

Angle de raccordement α :

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1,87}{2,7}\right)$$

$$\alpha = 34,7^\circ$$

Epaisseur de la paille:

Elle est déterminée en respectant la condition de la flèche

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \implies \frac{4,64}{30} < e < \frac{4,64}{20}$$

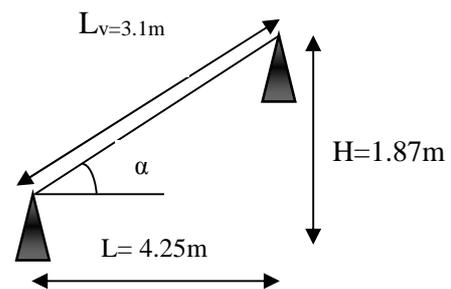
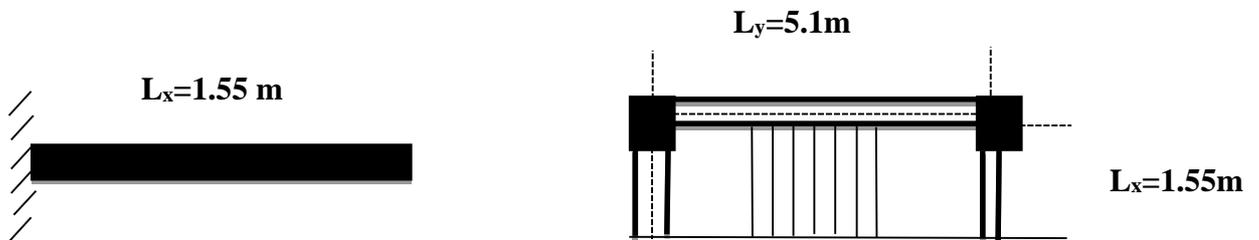


Figure II.10. Schéma statique de la volée d'escalier type 1

15.46 cm < e < 15,5 cm On prend e = 20 cm

La volée 2 :

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre inclinée)



$$n = \frac{H}{h} = \frac{1.36}{0.17} = 8 \text{ contre marches}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{210}{8-1} = 30 \text{ cm}; \quad H = 8 \times 17 = 1.36 \text{ m}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\begin{cases} e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{210}{20} \Rightarrow e \geq 10.5 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \quad \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{cases}$$

On prend : e = 12 cm.

Angle de raccordement α :

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1.36}{2.1}\right)$$

$$\alpha = 32.92^\circ$$

II.6.2 .2 Type 2 (étage courant) :

➤ **Les volées 1 et 2**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{1.53}{0.17} = 9 \text{ contre marches.}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm.}$$

$$H = 9 \times 17 = 153 \text{ m}$$

$$L_V = \sqrt{H^2 + L^2} = \sqrt{2,4^2 + 1,53^2}$$

$$L_V = 2.84 \text{ m}$$

$$L_T = L_p + L_v + L_p$$

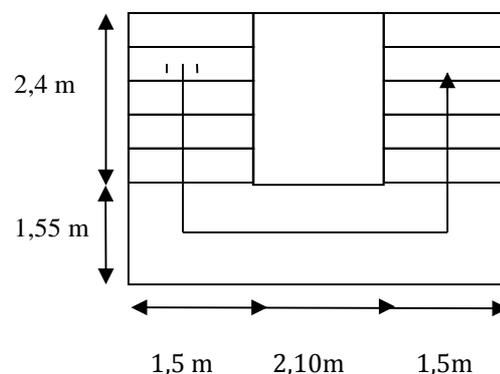


Figure II.11. Escalier à étage courant a deux volées.

L_p : longueur du palier de départ.

L_v : longueur de la volée.

L_p :longueur du palier d'arrivée.

$L_T = 2.4 + 1.55 = 3,95 \text{ m.}$

Angle de raccordement α :

- $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1.53}{2.4}\right) ; \alpha = 32,51^\circ$

Epaisseur de la pailleasse

Elle est déterminée en respectant la condition de la flèche

$$\frac{L_T}{30} < e < \frac{L_T}{20} \quad \frac{395}{30} < e < \frac{395}{20}; \quad 13,16 \text{ cm} < e < 19,75 \text{ cm}$$

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

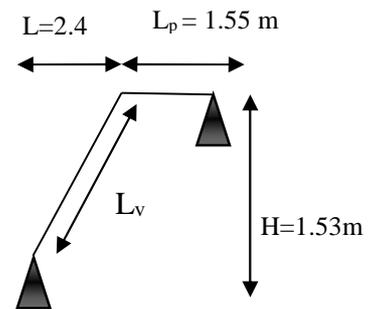


Figure II.12.Schéma statique de l'escalier type 2

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

Tableau II .1. Les dimensions des escaliers

	Hauteur (m)	Volée	H _{volée} (cm)	Inclinaison (α)	L (cm)	L _{volée} (cm)	N ^{bre} de marche	Epaisseur (cm)
s.sol	5.1	1 et 3	187	34.7°	4,25	464	11	20
		2	136	32.92°	210	250	7	12
Etage	3,06	1 et 2	153	32,51	2.4	284	8	15

II.7.Evaluation des charges et surcharges

II.7.1. Plancher terrasse accessible

Tableau II.2.Evaluation des charge du 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 (16+4)	/	/	2.85
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27

Charge permanente totale	$G_{\text{terrasse}}=5.36\text{KN/m}^2$
Charge d'exploitation	$Q=1.5\text{KN/m}^2$

II.7.2. Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.3. Evaluation des charge du 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 (16+4)	/	/	2.85
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
6	Isolation thermique	0.04	0.25	0.01
Charge permanente totale		$G_{\text{terrasse}}= 5.49\text{KN/m}^2$		
Charge d'exploitation		$Q =1 \text{KN/m}^2$		

II.7.3. Plancher étage courant et RDC

Tableau II.4. Evaluation des charges du plancher étage courant et 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 corps creux (16+4)	/	/	2.85
	Plancher corps creux (20+5)	/	/	3.8
5	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
6	Cloison de séparation	0.10	10	1
Charge permanente totale étage courant				$G =5.41\text{KN/m}^2$
Surcharge d'exploitation étage courant				$Q = 1.50 \text{KN/m}^2$
Surcharge d'exploitation RDC				$Q = 5 \text{KN/m}^2$
Charge permanente totale étage RDC				$G =6.36\text{KN/m}^2$

II.7.4. Plancher dalle pleine (ascenseur)**Tableau II.5.**Evaluation des charges de la dalle pleine

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 = 1 KN/m²

II.7.5. Balcon (Dalle pleine) :**Tableau II.6.**Evaluation des charges de la 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

II.7.6.Murs**II.7.6.1. Murs extérieure double parois en briques creuses****Tableau II.7.**Evaluation des charges des murs extérieures.

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

II.7.7. Les escaliers

II.7.7.1. Palier

Tableau II.8. Evaluation des charges du 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	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en BA	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.015	18	0.27
Charge permanente totale				G = 5.18
Surcharge d'exploitation				Q = 2.5

II.7.7.2. La Volée :

Tableau II.9. Evaluation de charge de 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(0.17/0.30)	20	0,22
3	Mortier de pose horizontale		0.02	20	0.4
	Mortier de pose verticale		0.02(0.17/0.30)	20	0.22
4	Garde de corps		/	/	0.6
5	Marches		0.17× (1/2)	22	1.87
6	Paillasse	Type1	0.2/(cos34,7)	25	4,11
			0.12/(cos32,92)		3,57
		Type2	0.15/(cos32,51)		4,45
7	Enduit de ciment		0.015/(cos 32,92)	18	0,32
Charge permanente totale		Type1			G₁ = 8,14
		Type2			G₂ = 7,6
					G = 8,48
Surcharge d'exploitation					Q = 2.50

II.7.8. L'acrotère

Tableau II.10. Evaluation des charges de l'acrotère

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	0.15	0,0984	25	2,46
Enduit de ciment	0.02	0,0318	20	0,636
Charge permanente totale	G =3,09 KN /ml			
Charge d'exploitation	Q=1KN/ml			

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+9) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

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

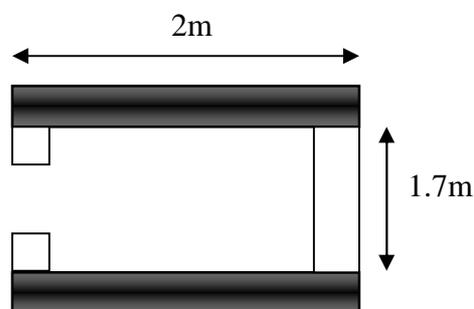


Figure II.13. Schéma de l'ascenseur

- L: Longueur de l'ascenseur.
- l : Largeur de l'ascenseur.
- W : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15 KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630kg.

- La vitesse $V = 0.63\text{m/s}$.
- Donc $g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 72.3\text{ KN}$

II.7.9.1.Evaluation des charges et des surcharges

Tableau II.11.Evaluation des charges de l’Ascenseur.

Poids propre de la dalle et de revêtement	La surface (m ²)	Poids de la machine (KN /m ²)	Poids total KN /m ²
$G_1=25\times 0.15+22\times 0.05$	$S=Lx\times Ly$ $S = 1.7\times 2$	$G_2=Fc /S$ $G_2=145/3.4$	$G=G_1+G_2$ $G =4,63+42,65$
$G_1=4,85\text{Kn/m}^2$	$S=3.4\text{ m}^2$	$G_2=42.65$	$G=47,28$

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× 60) cm²
- 1^{er} et 2^{ème} étage: (50× 55) cm²
- 3^{ème} et 4^{ème} étage:..... (45× 50) cm²
- 5^{ème} et 6^{ème} étage : (40× 45) cm²
- 7^{ème} et 8^{ème}étage : (35× 40) cm²
- 9^{ème}étage+terrasse : (30× 35) 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 B3 et le poteau D4, représenté si dessous :

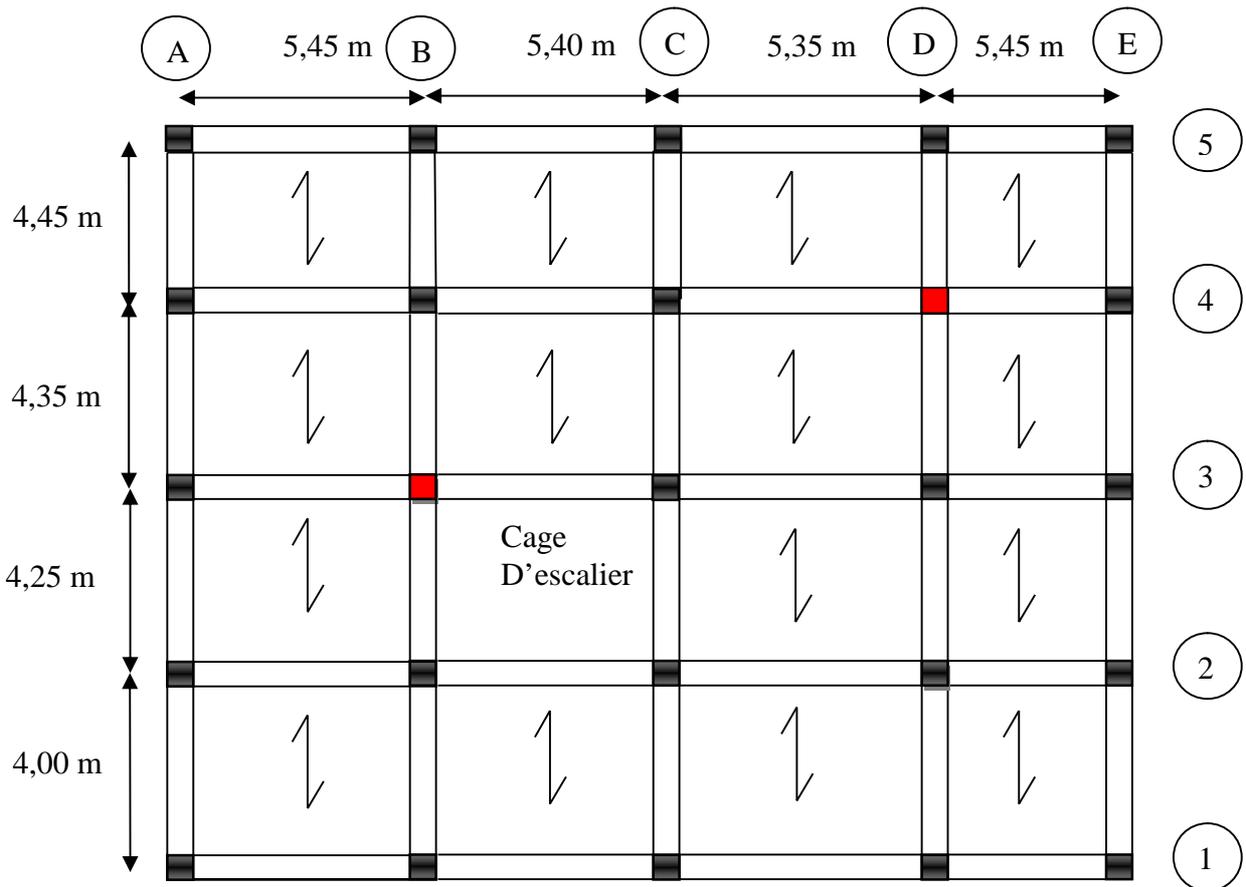


Figure II.14. Vue en plan du poteau le plus sollicité

II.8.1.1. Calcul des surfaces afférentes

- Poteau B3 (centré)

➤ Poteau terrasse accessible :

$$S1 = 2.55 \times 2 = 5,1 \text{ m}^2$$

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

$$\begin{cases} L_{pp} = 2,55\text{m} \\ L_{ps} = 2 \text{ m} \end{cases}$$

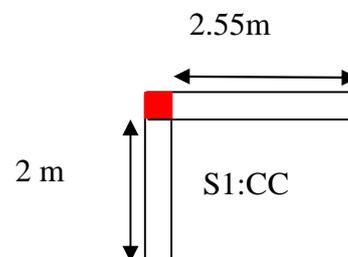


Figure II.15. La surface afférente du poteau de terrasse accessible

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0,45 \times 2,55 = 8,61 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 2,00 = 6,00 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 14,61 \text{ KN}$$

➤ **Poteau 9^{em} étage**

$$S1 = 2,6 \times 2,05 = 5,33 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2,6 \times 2 = 5,2 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2,55 \times 2,05 = 5,3 \text{ m}^2$$

$$S4 = 2,55 \times 2 = 5,1 \text{ m}^2$$

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

$$\begin{cases} L_{pp} = 5,15 \text{ m} \\ L_{ps} = 4,05 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0,45 \times 5,15 = 17,38 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 4,05 = 12,15 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 29,53 \text{ KN}$$

➤ **Poteau 8^{em} étage jusqu'à la sous-pente**

$$S1 = 2,6 \times 2,05 = 5,33 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2,00 \times 2,60 = 5,20 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2,05 \times 2,55 = 5,30 \text{ m}^2$$

$$S_{volée} = 1,7 \times 2,00 = 3,4 \text{ m}^2$$

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

$$\begin{cases} L_{pp} = 5,15 \text{ m} \\ L_{ps} = 4,05 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0,45 \times 5,15 = 17,38 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 4,05 = 12,15 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 29,53 \text{ KN}$$

➤ **Poteau RDC**

$$S2 = 2,00 \times 2,55 = 5,10 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1,6 \times 2,55 = 4,08 \text{ m}^2$$

$$S_{volée} = 1,7 \times 2,00 = 3,4 \text{ m}^2$$

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

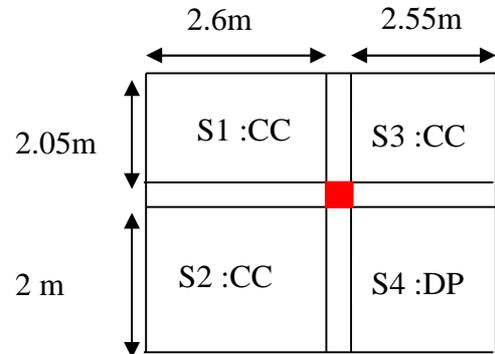


Figure II.16. La surface afférente du poteau 9^{em} étage

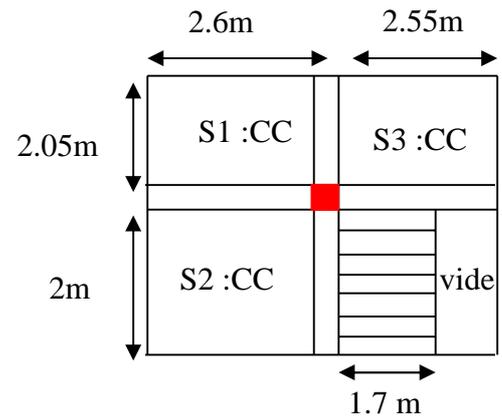


Figure II.17. La surface afférente du poteau 8^{em} étage jusqu'à sous-pente

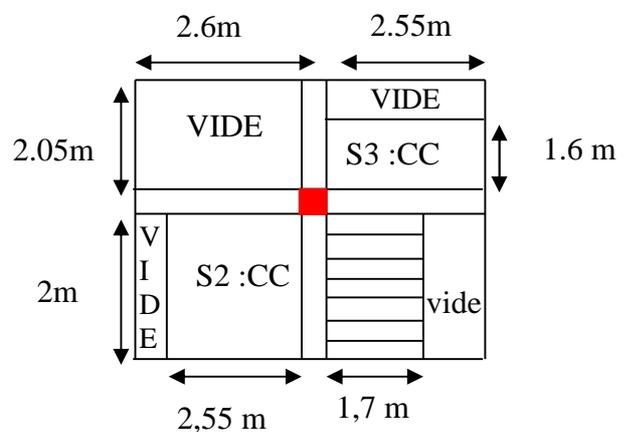


Figure II.18. La surface afférente du poteau RDC

$$\begin{cases} L_{pp} = 5.15\text{m} \\ L_{ps} = 4,05\text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0.45 \times 5.15 = 17,38\text{ KN} \\ G_{ps} = 25 \times 0,30 \times 0.40 \times 4,05 = 12,15\text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 29,53\text{ KN}$$

➤ **Poteau du sous-sol**

$$S1 = 2.6 \times 2.05 = 5,33\text{ m}^2$$

$$S2 = 2.00 \times 2.60 = 5,20\text{ m}^2$$

$$S3 = 2.05 \times 2.55 = 5,30\text{ m}^2$$

$$S_{volée} = 1,7 \times 2,00 = 3,4\text{ m}^2$$

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

$$\begin{cases} L_{pp} = 5.15\text{m} \\ L_{ps} = 4,05\text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0.45 \times 5.15 = 17,38\text{ KN} \\ G_{ps} = 25 \times 0,30 \times 0.40 \times 4,05 = 12,15\text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 29,53$$

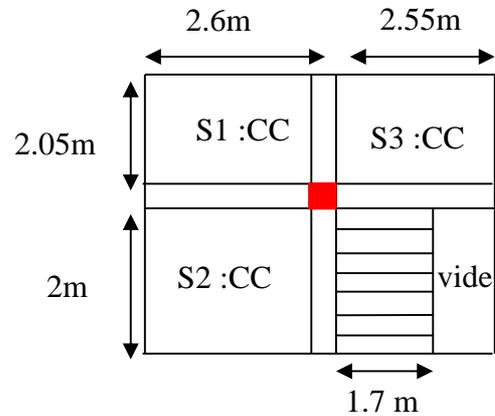


Figure II.19. La surface afférente du poteau du sous-sol

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 :

Tableau II.12. Evaluation des poids propre des poteaux.

Niveau	Dimensions (b × h) cm ²	poids propre g (KN) $g = hbH_e\gamma_c$
Sous sol1	55 × 60	40,43
RDC		23,1
Soupente		19,88
Etages 1 et 2	50 × 55	19,66
Etages 3 et 4	45 × 50	16,09
Etages 5 et 6	40 × 45	12,87
Etages 7 et 8	35 × 40	10,01
Etage 9 et Terrasse	30 × 35	7,51

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 :

Tableau II.13.Descente de charge du poteau B3.

Etages	Niveau	Elément	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
Terrasse	0	plancher	28	6.46
		poutres	14,61	
		acrotère	3,09	
		poteaux	7,51	
	la SOMME		53,21	6.46
Etage9	1	Venant de tr	53,21	32.98
		plancher	117,031	
		poutres	29,53	
		poteaux	7,51	
	la SOMME		207,281	39.44
étage8	2	Venant de tr	207,281	36.38
		plancher	85,64	
		poutres	29,53	
		Escalier	28,83	
		poteaux	10,01	
	la SOMME		361,291	72.352
étage7	3	venant de N8	361,291	36.38
		plancher	85,64	
		poutres	29,53	
		Escalier	28,83	

		poteaux	10,01	
		la SOMME	515,301	101.626
étage6	4	venant de 7	515,301	36.38
		plancher	85,64	
		poutres	29,53	
		Escalier	28,83	
		poteaux	12,87	
	la SOMME	672,171	127.262	
étage5	5	venant de 6	672,171	36.38
		plancher	85,64	
		poutres	29,53	
		Escalier	28,83	
		poteaux	12,87	
	la SOMME	829,041	149.26	
étage 4	6	venant de 5	829,041	36.38
		plancher	85,64	
		poutres	29,53	
		Escalier	28,83	
		poteaux	16,09	
	la SOMME	989,131	167.62	
étage 3	7	venant de 4	989,131	36.38
		plancher	85,64	
		poutres	29,53	
		Escalier	28,83	
		poteaux	16,09	
	la SOMME	1149,221	185,93	
étage 2	8	venant de 3	1149,221	36.38
		plancher	85,64	
		Escalier	28,83	
		poutres	29,53	
		poteaux	19,66	
	la SOMME	1312,881	204,212	
étage 1	9	venant de 2	1312,881	36.38
		plancher	85,64	
		Escalier	28,83	
		poutres	29,53	
		poteaux	19,66	
	la SOMME	1476,541	222.473	
Soupent	10	venant de 1	1476,541	36.38
		plancher	85,64	
		Escalier	28,83	
		poutres	29,53	

		poteaux	19,88	
		la SOMME	1640,421	240,72
étage RDC	11	venant de Sou	1640,421	26.41
		plancher	49,66	
		Escalier	28,83	
		poutres	29,53	
		poteaux	23,1	
	la SOMME	1771,541	264,604	
Sous sol	12	venant de RDC	1771,541	101.45
		plancher	100,68	
		Escalier	25,48	
		poutres	29,53	
		poteaux	40,43	
	la SOMME	1967,661	311.622	

$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$

$N_u = 1.35 \times 1967.661 + 1.5 \times 311,622$

$N_u = 3123,78 \text{ KN}$

$N_s = G + Q$

$N_s = 1967.611 + 311,622$

$N_s = 2279.28 \text{ KN}$

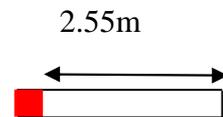


Figure II.20. La surface afférente du poteau de terrasse accessible

- Poteau D4 (centré)

- Poteau terrasse accessible :

$L_{pp} = 2.55 \text{ m}$

$G_{pp} = 25 \times 0.30 \times 0.45 \times 2.55 = 8.61 \text{ KN}$

- Poteau 9^{ém} étage jusqu'à sous-sol

$S_1 = 2.55 \times 2.10 = 5.35 \text{ m}^2$

$S_2 = 2.55 \times 2 = 5.1 \text{ m}^2$

$S_3 = 2.6 \times 2.10 = 5.46 \text{ m}^2$

$S_4 = 2.6 \times 2 = 5.2 \text{ m}^2$

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

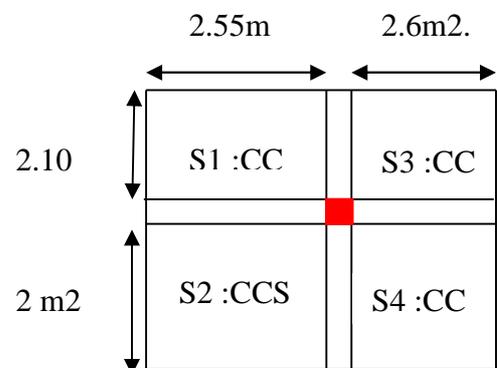


Figure II.21. La surface afférente du poteau 9^{ém} étage jusqu'à sous-sol

$$\begin{cases} L_{pp} = 5.15\text{m} \\ L_{ps} = 4.10\text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 \times 0.30 \times 0.45 \times 5.15 = 17.38\text{KN} \\ G_{ps} = 25 \times 0,30 \times 0.40 \times 4.10 = 12.3\text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 29.68\text{ KN}$$

➤ **Poteau RDC**

$$S1 = 2.55 \times 1.4 = 3.57\text{ m}^2$$

$$S2 = 2.55 \times 2 = 5.1\text{ m}^2$$

$$S3 = 2.6 \times 1.4 = 3.64\text{m}^2$$

$$S4 = 2.6 \times 2 = 5.2\text{m}^2$$

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

$$\begin{cases} L_{pp} = 5.15\text{m} \\ L_{ps} = 4.10\text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 \times 0.30 \times 0.45 \times 5.15 = 17.38\text{KN} \\ G_{ps} = 25 \times 0,30 \times 0.40 \times 4.10 = 12.3\text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 29.68\text{ KN}$$

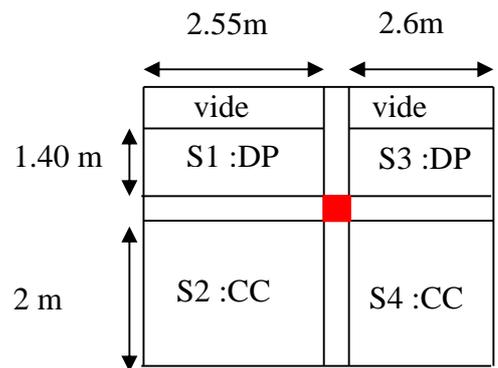


Figure II.22. La surface afférente du poteau RDC

II.8.3.2 Evaluation des charges G pour le poteau B3

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

Tableau II.14. Descente de charge du poteau D4.

Etages	Niveau	Elément	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
Terrasse	0	plancher	0	0
		poutres	8,61	
		acrotère	3,09	
		poteaux	7,51	
	la SOMME			16,11
Etage9	1	Venant de tr	16,11	35,83
		plancher	114,205	
		poutres	29,68	
		poteaux	7,51	
	la SOMME			137,826
étage8	2	Venant de tr	137,826	35,83

		plancher	114,205	
		poutres	29,68	
		poteaux	10,01	
		la SOMME	262,041	68,07
étage7	3	venant de N8	262,041	35,83
		plancher	114,205	
		poutres	29,68	
		poteaux	10,01	
	la SOMME	386,256	103,90	
étage6	4	venant de 7	386,256	35,83
		plancher	114,205	
		poutres	29,68	
		poteaux	12,87	
	la SOMME	513,331	121,82	
étage5	5	venant de 6	513,331	35,83
		plancher	114,205	
		poutres	29,68	
		poteaux	12,87	
	la SOMME	640,406	143,32	
étage 4	6	venant de 5	640,406	35,83
		plancher	114,205	
		poutres	29,68	
		poteaux	16,09	
	la SOMME	770,701	161,235	
étage 3	7	venant de 4	770,701	35,83
		plancher	114,205	
		poutres	29,68	
		poteaux	16,09	
	la SOMME	900,996	179,15	
étage 2	8	venant de 3	900,996	35,83
		plancher	114,205	
		poutres	29,68	
		poteaux	19,66	
	la SOMME	1034,861	197,065	
étage 1	9	venant de 2	1034,861	35,83
		plancher	114,205	
		poutres	29,68	
		poteaux	19,66	
	la SOMME	1168,726	214,98	
Soupent	10	venant de 1	1168,726	35,83
		plancher	114,205	
		poutres	29,68	

		poteaux	19,88	
		la SOMME	1302,811	232,895
étage RDC	11	venant de Sou	1302,811	30,43
		plancher	87,66	
		poutres	29,53	
		poteaux	23,1	
	la SOMME	1413,571	260,402	
Sous sol	12	venant de RDC	1413,571	35,83
		plancher	114,205	
		poutres	29,68	
		poteaux	40,43	
	la SOMME	1568,206	288,639	

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1568,206 + 1.5 \times 288,639$$

$$N_u = 2550,04 \text{ KN}$$

$$N_s = G + Q$$

$$N_s = 1568,206 + 288,639$$

$$N_s = 1856.84 \text{ KN}$$

Conclusion :

$$N_u (B3) = 3123,78 \text{ KN}$$

$$N_u (D4) = 2550,04 \text{ KN}$$

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau B3 au niveau de la cage d'escalier.

II.8.3.3. 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%

$$N_u^* = 1.1 \times 3123,78 \text{ KN} = 3436.158 \text{ KN}$$

$$B_{cal} \geq \frac{N_u^*}{f_{bu}} \Rightarrow B_{cal} \geq \frac{3436.158 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.242m^2$$

Soit : B = 0.55 × 0.6 = 0.33 m².Condition vérifiée.

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

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

Etage	Nu*(KN)	Q(KN)	G(KN)	B	Bcal	observation
Terrasse	89,67585	6,46	53,21	0,105	0,0063152	Vérifiée
9	372,888285	39,44	207,281	0,105	0,0262597	Vérifiée
8	655,897935	72,352	361,291	0,14	0,04619	Vérifiée
7	932,904885	101,626	515,301	0,14	0,0656975	Vérifiée
6	1165,856835	127,262	672,171	0,18	0,0821026	Vérifiée
5	1477,404885	149,26	829,041	0,18	0,1040426	Vérifiée
4	1745,432535	167,62	989,131	0,225	0,1229178	Vérifiée
3	2013,377685	185,93	1149,221	0,225	0,1417872	Vérifiée
2	2286,578085	204,212	1312,881	0,275	0,1610266	Vérifiée
1	2560,070535	222,473	1476,761	0,275	0,1802867	Vérifiée
Soupenite	2833,213185	240,72	1640,421	0,33	0,1995221	Vérifiée
RDC	3067,334985	264,604	1771,541	0,33	0,2160095	Vérifiée
S.SOL	3436.158	311,293	1967,661	0,33	0,242	Vérifiée

✓ **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 ⇒ B_r = (b - 2) × (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 × l₀).

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

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

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

L₀ : longueur du poteau.

$$L_f = 0.7 (5,65) = 3,95\text{m.}$$

$$B = 0.55 \times 0.6 = 0.33 \text{ m}^2.$$

$$I = (0.60 \times 0.55^3) / 12 \Rightarrow I = 8,32 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{8,32 \times 10^{-3}}{0.33}} = 0.1587 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{3,95}{0.1587} = 24,92 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{[1 + 0.2 \times (\frac{\lambda}{35})^2]}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,785$$

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

On doit vérifier que :

$$B_r^{cal} = \frac{N_u^*}{\alpha \times (\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s})} = \frac{3436.158 \times 10^{-3}}{0.785 \times (\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15})} = 0.1989$$

$$\Rightarrow B_r^{cal} = 0.1989 \text{ m}^2.$$

$$\text{Or : } B_r = (0.55 - 0.02) \times (0.6 - 0.02) = 0.3074 \text{ m}^2$$

$$B_r = 0.3074 \text{ m}^2 > B_r^{cal} = 0.1989 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

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

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

Niveaux	N _u (KN)	I(m)	λ	A	Br(m ²)	Brcal(m ²)	Observation
Sous sol	3436.128	0,1588	22,481	0,785	0,3074	0,199	Vérifiée
RDC	3279,6339	0,1588	13,224	0,826	0,3074	0,1688	Vérifiée
soupenne	3041,3442	0,1588	11,505	0,832	0,3074	0,1548	Vérifiée
1 et 2	2738,2821	0,1443	14,844	0,82	0,2544	0,1419	Vérifiée
3 et 4	2131,8312	0,1299	16,49	0,814	0,2064	0,1124	Vérifiée
5 et 6	1536,3099	0,1155	18,545	0,805	0,1634	0,0834	Vérifiée
7 et 8	950,35199	0,101	21,208	0,792	0,1254	0,0535	Vérifiée
9 et ter	372,88829	0,0866	24,734	0,773	0,0924	0,0219	Vérifiée

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

- Min (b, h)= 30
- $cm > 25 \text{ cm}$ vérifiée
- Min (b, h)= 30 $cm > \frac{h_e}{20} = 24,25 \text{ cm}$ vérifiée
- $\frac{1}{4} < \frac{h}{b} \leq 4$ 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+RDC+soupenle (55×60)cm²
- 1^{er} et 2^{ème} étage: (50×55) cm²
- 3^{ème} et 4^{ème} étage:..... (45×50) cm²
- 5^{ème} et 6^{ème} étage : (40×45) cm²
- 7^{ème}et 8^{ème} étage: (35×40) cm²
- 9^{ème}étage et terrasse: (30×35) cm²

➤ **Poutres principales : (30×45) cm²**➤ **Poutres secondaires : (30×40) cm**➤ **Les voiles :**

- $e_{s.sol} = 25 \text{ cm}$
- $e_{RDC} = 25 \text{ cm}$
- $e_{étage} = 15 \text{ cm}$

➤ **Dalle pleine**

- Balcon : $e = 12\text{cm}$
- Dalle de Salle de machine : $e = 15\text{cm}$
- Palier étage courant : $e = 15\text{cm}$
- Volée sous-sol 1 et 3 : $e = 20\text{ cm}$
- Volée étage courant : $e = 15\text{cm}$

Chapitr III

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
- Critère de continuité

Dans notre cas, les poutrelles sont disposées comme suit :

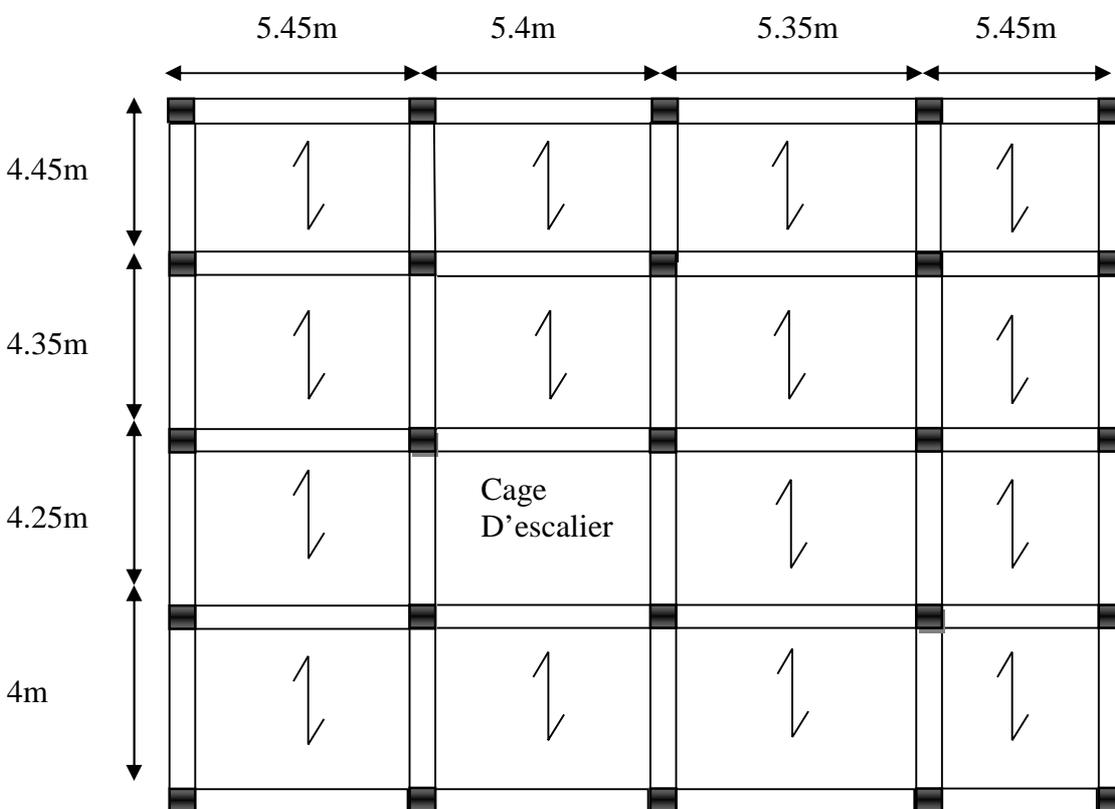


Figure III.1. la disposition des poutrelles de RDC et premier étage

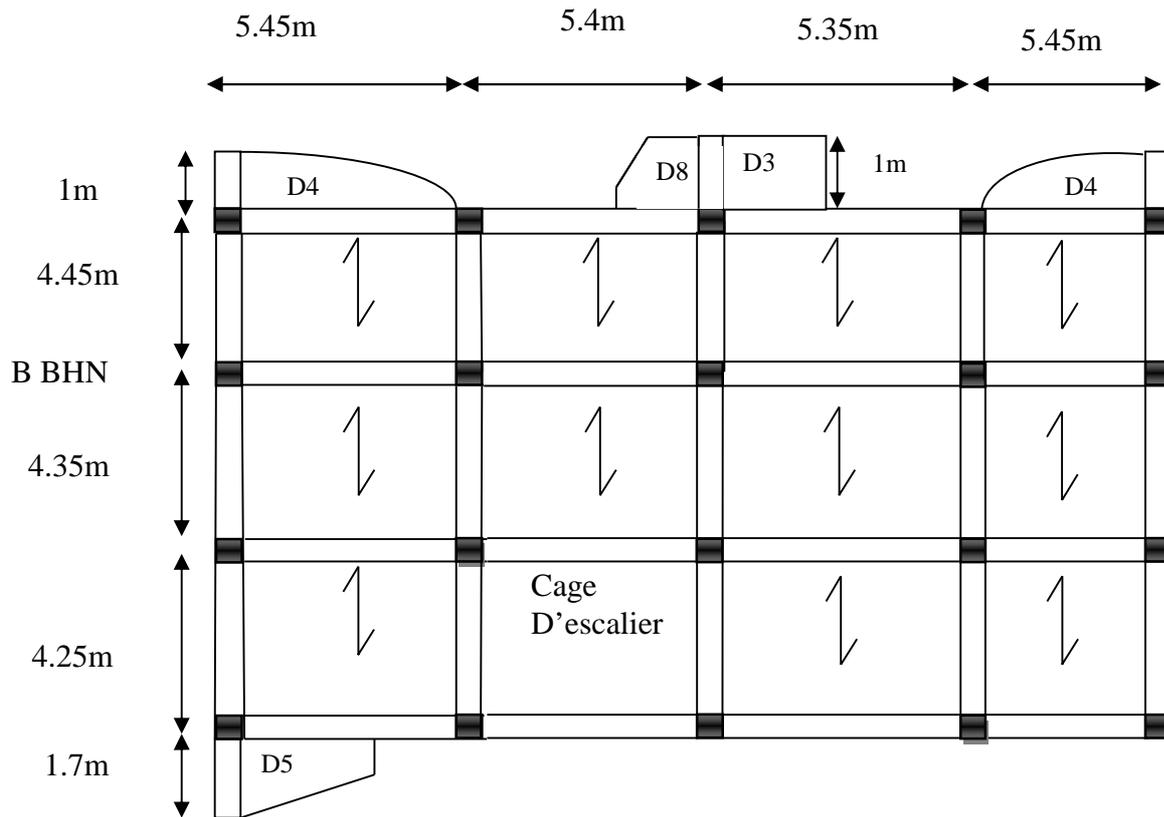


Figure III.2. la disposition des poutrelles du 2em au 8em étage

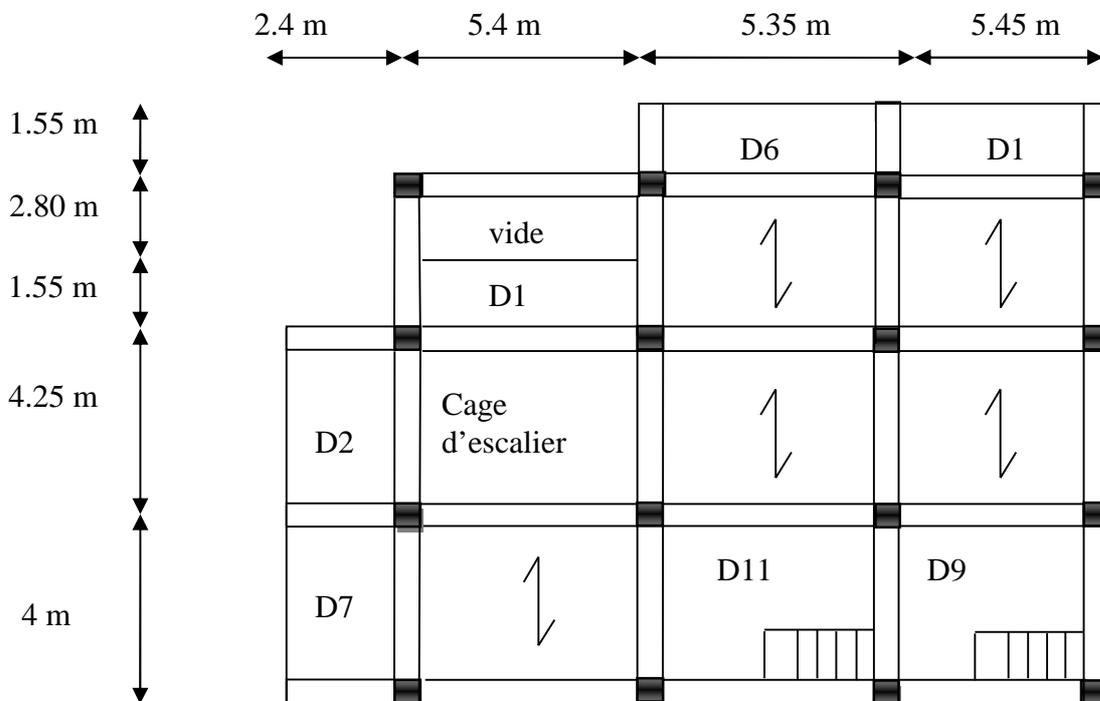


Figure III.3. La disposition des poutrelles de la sous-pente

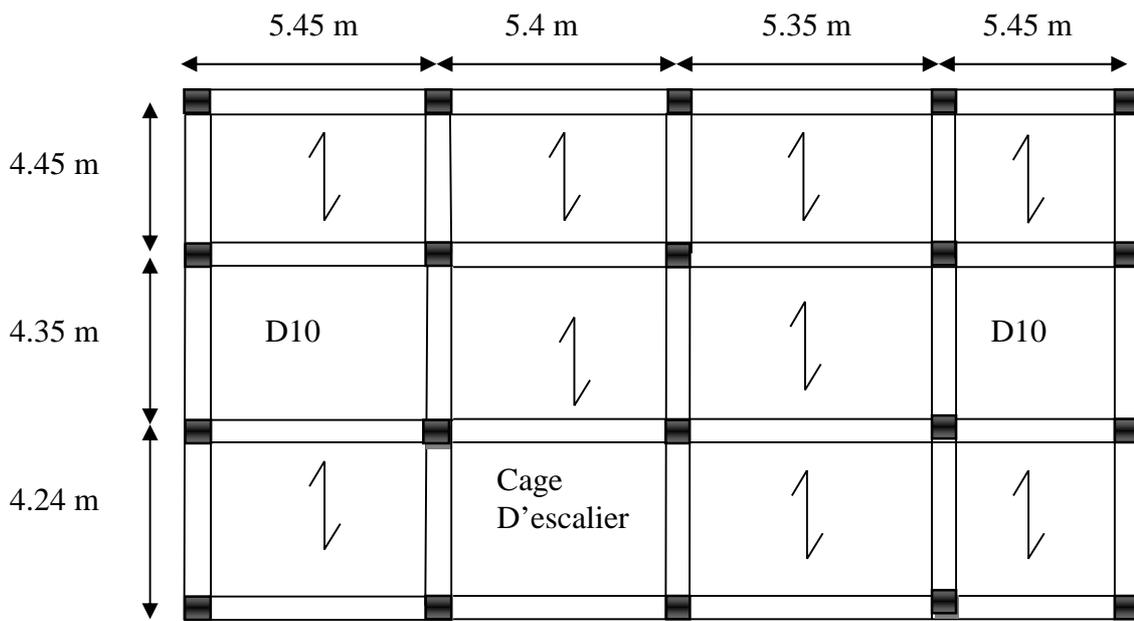


Figure III.4. la disposition des poutrelles du 9em étagea la terrasse accessible

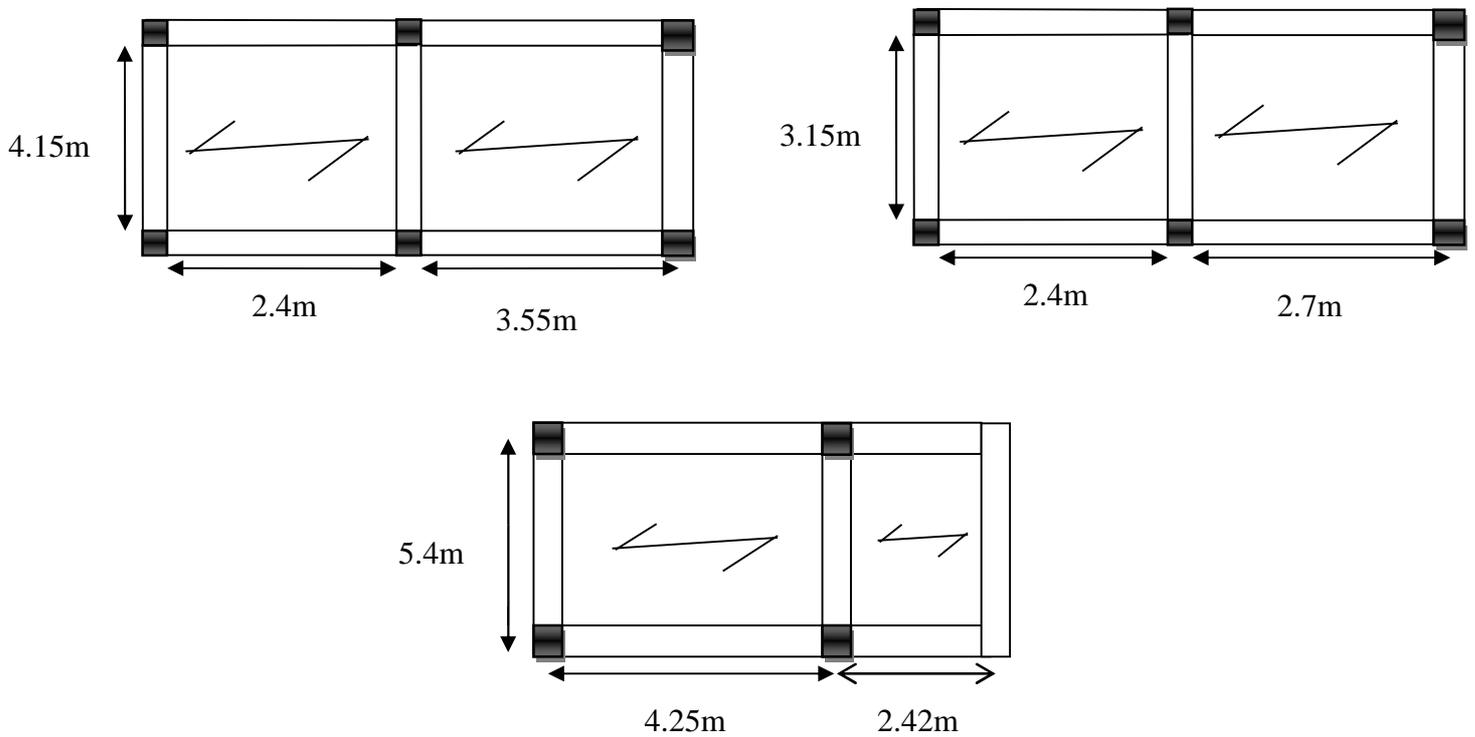
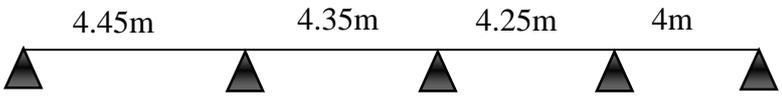
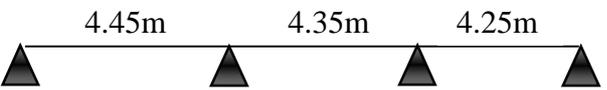
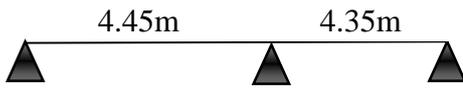
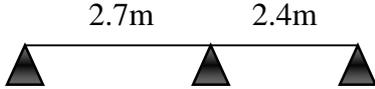
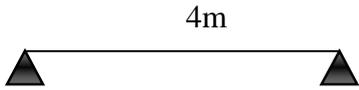
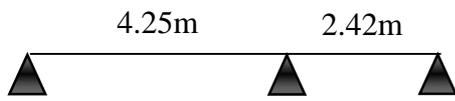
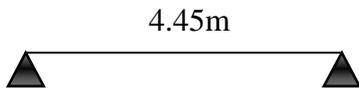
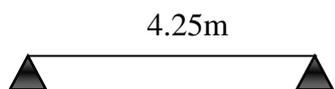


Figure III.5. La disposition des poutrelles de la terrasse inaccessible

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

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles

Types	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	
Type 8	
Type 9	
Type 10	

Dans ce qui suit, le calcul des sollicitations ainsi que le ferrailage se fera en basant sur les poutrelles les plus défavorables 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**

$$G = 5.41 \text{ KN/m}^2 ; Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = ((1.35 \times 5.41) + (1.5 \times 5)) \times 0.65 = 9.62 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (5.41 + 5) \times 0.65 = 6.76 \text{ KN/ml}$$

• **Plancher premier étage (bureaux)**

$$G = 5.41 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = ((1.35 \times 5.41) + (1.5 \times 2.5)) \times 0.65 = 7.18 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (5.41 + 2.5) \times 0.65 = 5.14 \text{ KN/ml}$$

• **Plancher étage courant**

$$G = 5.41 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = ((1.35 \times 5.41) + (1.5 \times 1.5)) \times 0.65 = 6.21 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (5.41 + 1.5) \times 0.65 = 4.49 \text{ KN/ml}$$

• **Plancher terrasse accessible**

$$G = 5.36 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = ((1.35 \times 5.36) + (1.5 \times 1.5)) \times 0.65 = 6.165 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (5.36 + 1.5) \times 0.65 = 4.46 \text{ KN/ml}$$

• **Plancher terrasse inaccessible**

$$G = 5.49 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = ((1.35 \times 5.49) + (1.5 \times 1)) \times 0.65 = 5.792 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (5.49 + 1) \times 0.65 = 4.218 \text{ KN/ml}$$

➤ **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 : $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.

-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 :

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

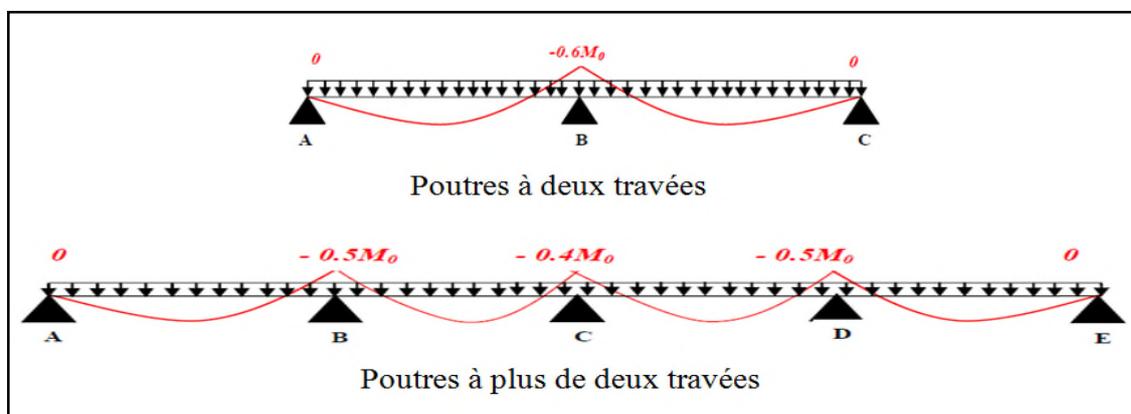


Figure III.6.Evaluation des moments fléchissant

Moments 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 :
- ✓ $V = \begin{cases} 1.15 V_0 \dots \dots \dots \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 1.10 V_0 \dots \dots \dots \text{pour une poutre à plusieurs travées.} \end{cases}$

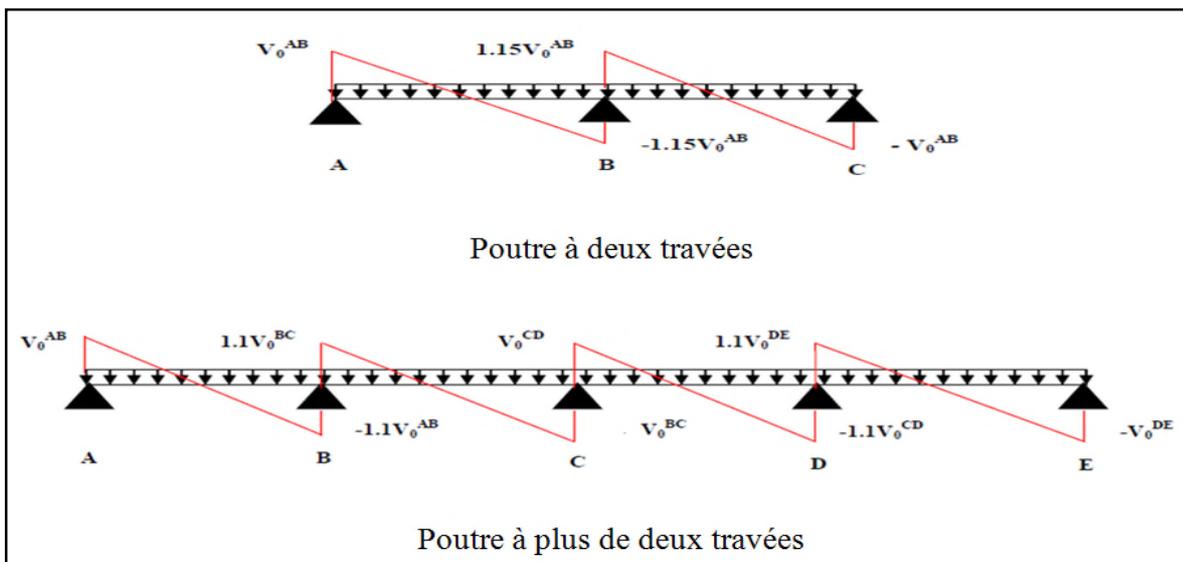


Figure III.7. Evaluation des efforts tranchants.

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 basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigée 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.

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

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.

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

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Types 1,3,4,5	Vérifiées	$\left\{ \begin{array}{l} Q^{\max} = 5\text{KN/m}^2 \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G) \\ \text{F.P.N} \\ 0.8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = \text{constant} \end{array} \right.$	Méthode forfaitaire
Type 7,9,10	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM
Type 6, 2 et 8	Non Vérifiées	$L_i/L_{i+1} = 3.55/2.4 = 1.47 \notin [0.8; 1.25]$	Méthode de Caquot minorée

➤ Exemple de calcul pour la Poutrelle type 4 (plancher étage courant)



➤ Calcul des sollicitations dans la poutrelle

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \implies 0.8 \leq \frac{4.45}{4.3} = 1.03 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

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

✓ Calcul des moments isostatiques

$$G = 5.41\text{KN/m}^2. Q = 1.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = ((1.35 \times 5.41) + (1.5 \times 1.5)) \times 0.65 = 6.21 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = (5.41 + 1.5) \times 0.65 = 4.49 \text{ KN/ml.}$$

A L'ELU :

$$\text{Travée AB : } \rightarrow M_{01}^u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6.21 \times 4.45^2}{8} = 15.37\text{KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } \rightarrow M_{02}^u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6.21 \times 4.35^2}{8} = 14.69\text{KN.m}$$

A L'ELS :

$$\text{Travée AB : } \rightarrow M_{01}^s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{4.49 \times 4.45^2}{8} = 11.15 \text{ KN .m}$$

$$\text{Travée BC : } \rightarrow M_{02}^s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{4.49 \times 4.35^2}{8} = 10.62 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul des moments en appuis

$$M_A = M_C = 0$$

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

$$M^U_A = M^U_C = -0.15M^U_0 = -2.31 \text{ KN.m}$$

$$M^S_A = M^S_C = -0.15M^S_0 = -1.69 \text{ KN.m}$$

$$M^U_B = -0.6 \text{ Max } (M_{01}, M_{02}) = -0.6 M_{01} = -9.22 \text{ KN.m}$$

$$M^S_B = -0.6 \text{ Max } (M_{01}, M_{02}) = -0.6 M_{01} = -6.69 \text{ KN.m}$$

A L'ELU:

✓ **Calcul des Moments en travées :** $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0.217$

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

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

Travée AB : $\Rightarrow M_t^{AB} = 11.68 \text{ KN.m}$

Travée BC : $\Rightarrow M_t^{BC} = 10.97 \text{ KN.m}$

A L'ELS :

Travée AB : $\Rightarrow M_t^{AB} = 8.47 \text{ KN.m}$

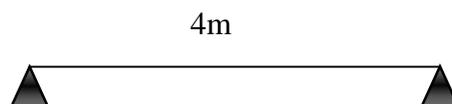
Travée BC : $\Rightarrow M_t^{BC} = 7.91 \text{ KN.m}$

✓ **Calcul des efforts tranchants**

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{4.18 \times 2.45}{2} = 13.82 \text{ KN.m} \\ V_B = -1.15 \frac{6.21 \times 4.45}{2} = -15.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 1.15 \frac{q_u \times L}{2} = 1.15 \frac{6.21 \times 4.35}{2} = 15.53 \text{ KN.} \\ V_C = -\frac{q_u \times L}{2} = -\frac{6.21 \times 4.35}{2} = -13.51 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Poutrelle Type 7**



$G = 5.49 \text{ KN/m}^2$. $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

$q_u = ((1.35 \times 5.49) + (1.5 \times 1)) \times 0.65 = 5.79 \text{ KN/ml}$.

$q_s = (5.49 + 1) \times 0.65 = 4.22 \text{ KN/ml}$.

$$M_0^u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{5.79 \times 4^2}{8} = 11.58 \text{ KN.m}$$

$$M_0^s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{4.22 \times 4^2}{8} = 8.44 \text{ KN.m}$$

A l'ELU

$$M_t^{AB} = M_0^u = 11.58 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_B = -0.15 M_0^u = -1.74 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$M_t^{AB} = M_0^s = 8.44 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_B = -0.15 M_0^s = -1.27 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{5.79 \times 4}{2} = 11.58 \text{ KN.m}$$

➤ **Poutrelle Type6**

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis

$$G' = \frac{2}{3} G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.49 = 3.66 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 G' + 1.5 Q) \times 0.65 = 4.18 \text{ KN/m}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = 3.03 \text{ KN/m}$$

A l'ELU :• **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_C = 0 \text{ KN.m}$$

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

$$P_g = P_d = 4.18 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 2.4 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 3.55 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{4.18 \times (2.4^3 + 3.55^3)}{8.5 \times (2.4 + 3.55)} = -4.85 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

Travée AB :

$$x = \frac{2.4}{2} - \frac{0 - (-4.85)}{5.79 \times 2.4} = 0.85m$$

$$M_0(x) = \frac{5.79 \times 0.85}{2} \times (2.4 - 0.85) = 3.81KN.m$$

$$M(x) = 3.81 + \left(-4.85 \times \frac{0.85}{2.4}\right) = 2.1KN.m$$

Travée BC :

$$x = \frac{3.55}{2} - \frac{-4.84 - 0}{5.79 \times 3.55} = 2.01m$$

$$M_0(x) = \frac{5.79 \times 2.01}{2} \times (3.55 - 2.01) = 8.96KN.m$$

$$M(x) = 8.96 - 4.84 \times \left(\frac{2.01}{3.55}\right) = 6.86KN.m$$

• **Evaluation des efforts tranchants**

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

$$\text{Travée AB: } \begin{cases} V_A = \frac{4,18 \times 2,4}{2} - \frac{4,85}{2,4} = 3 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{4,18 \times 2,4}{2} - \frac{4,85}{2,4} = -7,03 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC: } \begin{cases} V_B = \frac{4,18 \times 3,55}{2} + \frac{4,85}{3,55} = 8,78 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{4,18 \times 3,55}{2} + \frac{4,85}{3,3} = -5,95 \text{ KN} \end{cases}$$

Remarque

Les différents types de poutrelle sont disposés comme suit :

- Terrasse inaccessible : type (T5, T6, T8).
- Terrasse accessible et 9ème étage type (T3, T4, T9, T10).
- étage courant : type (T3, T4).
- RDC et premier étage : type (T1, T4, T7).
- Soupente : type (T2, T7).

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 suivants :

Tableau III.3. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du RDC

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	-3.88	-12.94	22.83	25.59	-2.74	-9.14	16.12
T4	-3.88	-15.53	21.53	26.75	-2.74	-10.96	15.2
T7	-3.14	/	20.91	20.91	-2.21	/	14.78
Max	-3.88	-15.53	22.83	26.75	-2.74	-10.96	16.12

Tableau III.4. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du premier 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)
T1	-2.66	-8.89	15.03	17.58	-1.9	-6.36	10.75
T4	-2.66	-10.2	14.13	18.38	-1.9	-7.63	10.2
T7	-2,15	/	14.37	14.37	-1.54	/	10.3
Max	-2.66	-10.2	15.03	18.38	-1.9	-7.63	10.75

Tableau III.5. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du la soupent

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	-2.23	-8.81	11.24	15.53	-1.59	-6.37	8.12
T7	-1.86	/	12.42	12.42	1.34	/	9
Max	-2.23	-8.81	12.42	15.53	-1.59	-6.37	9

Tableau III.6. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles des étages courants

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	-2.29	-7.63	12.45	15.09	-1.65	-5.52	9
T4	-2.29	-9.16	11.68	15.77	-1.65	-6.62	8.45
Max	-2.29	-9.16	12.45	15.77	-1.65	-6.62	9

Tableau III.7. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de 9^{ème} étage et la terrasse accessible

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	-2.29	-7.63	12.45	15.09	-1.65	-5.52	9
T4	-2.29	-9.16	11.68	15.77	-1.65	-6.62	8.45
T9	-2.33	/	15,54	14	-1.68	/	11.24
T10	-1.96	/	13.07	12.3	-1.42	/	9.52
Max	-2.33	-9.16	15.54	15.77	-1.68	-6.62	11.24

Tableau III.8. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du Terrasse Inaccessible

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)
T5	-0.79	-3.16	3.95	9	-0.57	-2.31	2.88
T6é	-1.37	-4.85	6.86	11.65	-1	-3.51	5.01
T8	-1.41	-6.72	9.93	13.88	-1.12	-4.86	7.25
Max	-1.41	-6.72	9.93	13.88	-1.12	-4.86	7.25

III.2.1.2. Ferrailage des poutrelles

➤ **Ferrailage longitudinal**

Tableau III.9. Sollicitations optées pour le ferrailage des poutrelles

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)
RDC	-3.88	-15.53	22.83	26.75	-2.74	-10.96	16.12
Premier étage + Terrasse accessible	-2.66	-10.2	15.54	18.38	-1.9	-7.63	11.24
Soupe Etages courants	-2.29	-9.16	12.45	15.77	-1.65	-6.62	9
terrasse inaccessible	-1.41	-6.72	9.93	13.88	-1.12	-4.86	7.25

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

Exemple de calcul pour les étages courant :

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

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

On a: $M_u = 12.45 \text{KN.m}$

$b = 65 \text{cm}; h_0 = 4 \text{cm}; d = 18 \text{cm}$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 10^3 = 59.1 \text{KN.m}$$

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

$$U_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.45 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.041 < 0.186$$

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

\Rightarrow pas d'armatures comprimé ($A' = 0$)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.041}) = 0.0535$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0535) = 0.176 \text{m}$$

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{12.45 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 2.04 \times 10^{-4} \text{m}^2 \text{ donc } A = 2.04 \text{cm}^2$$

On prend : **2HA12+HA10 = 3.05cm²**

III.2.2. Vérification

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 1.41 \text{cm}^2$$

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

$A_{min} = 1.44 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 2.04 \text{cm}^2$condition vérifiée.

- **En appuis intermédiaire**

$M_a^{int} = -9.16 \text{KN.M} < 0 \Rightarrow$ La table est tendue \Rightarrow elle n'intervient pas dans la résistance

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

$$U_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.16 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.19 > 0.186$$

$$\Rightarrow \text{On est en pivot B} \quad \text{Avec } f_e = 400 \text{ Mpa} \Rightarrow \begin{cases} \mu_1 = 0.392 \\ \alpha_1 = 0.668 \\ \varepsilon_1 = 0.00174 \end{cases}$$

$$U_{bu} < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.19}) = 0.28$$

$$\xi_{st} = 3.5 \times 10^{-3} [(1 - 0.270) / 0.270] = 8.9 \times 10^{-3} > \xi_l = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.282) = 0.159 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{9.16 \times 10^{-3}}{0.159 \times 348} = 1.66 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A = 1.64 \text{ cm}^2$$

On prend : **1HA10+1HA12= 1.92cm²**

Vérification de la condition non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times f_t / f_e = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 1.66 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **En Appui de rive :**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de (b₀×h) cm² car la table de Compression est entièrement tendue.

On a : M_a = -2.3KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.3 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.049 < 0.186$$

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

⇒ On est en pivot A, A' = 0

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.047}) = 0.064$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.064) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_a^{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{2.3 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.37 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A = 0.37 \text{ cm}^2$$

On prend : **1HA10= 0.79cm².**

✓ **Vérification de la condition non fragilité**

$$A_{min} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 0.37 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

✓ **Calcul des armatures transversales**

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{b_0}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{lmin} \right); \phi_t \leq \min \left(\frac{100}{10}, \frac{200}{35}, 8 \right) = \min(10; 5.71 ; 8)$$

On choisit un étrier ϕ_6 : ⇒ A_t = 2φ₆ = 0.57cm².

✓ Calcul de l'espacement S_t

$$\begin{cases} s_{t1} \leq \min[0.9d ; 40\text{cm}] \Rightarrow s_{t1} \leq 16.2 \text{ cm.} \rightarrow (\text{FPN}). \\ s_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b_0} \Rightarrow s_{t2} = 57 \text{ cm.} \\ s_{t3} \leq \frac{0.8 A_t f_e}{b_0[\tau_u - 0.3f_{t28}]} \Rightarrow s_{t3} = 72.5 \text{ cm.} (K = 1, \alpha = 90^\circ) \end{cases}$$

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

On choisit un étrier \emptyset_6 chaque espacement $S_t = 15\text{cm.}$

✓ Vérifications à l'ELU

✓ 1-Vérification de l'effort tranchant

On a : $V_u = 15.77\text{KN}$

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

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{15.77 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

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

✓ 2-Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis

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

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

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

• Appui intermédiaire

$V_u = 15.77\text{KN}, M_u = -9.16\text{KN.m}$

$\frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0.9 d} \right] = \frac{1.15}{400} \left[15.77 - \frac{9.16}{0.9 \times 0.18} \right] < 0$

Dans ce cas aucune vérification n'est nécessaire car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

• Appui de rive

$A_l = A_r + A_t = 0.79 + 3.05 = 3.84 \text{ cm}^2$

$V_u = 15.77\text{KN.}$

$1.15 \times 15.77 \times 10^{-3} / 400 = 0.45 \times 10^{-4} \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0.45\text{cm}^2$

$A_l > 1.15 \times V_u / f_e \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

3- Vérification de la bielle

$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \text{.BAEL 91/99.(Art A.5, 313)}$

Avec :

$$a = \min [0.9 d , \text{largeur de l'appui} - 4\text{cm}] = \min [0.9 \times 18 , 30 - 4] = 16.2\text{cm.}$$

$$V_u = 15.77\text{KN} \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 \times 10^3 = 108.13\text{KN}$$

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

4- Vérification à la jonction table nervure

La vérification à faire est la suivante :

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} < \tau_{adm} ; \text{ avec } : b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27.5\text{cm.}$$

$$\tau_1^u = \frac{0.275 \times 15.77 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.65 \times 0.04 \times 0.18} = 1.03\text{MPa} < 3.33\text{MPa}$$

⇒ Pas risque de rupture à la jonction table nervure.

Vérifications à L'ELS

- **En travées**

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

$$H = \frac{0.65}{2} (0.04)^2 - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04)$$

$$H = -1.2 \times 10^{-4} \text{m} > 0 \Rightarrow \text{l'axe neutre passe par la nervure} \Rightarrow \text{calcul d'une section en T.}$$

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

Calcul de l'inertie I

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

$$\frac{10}{2} y^2 + [15 \times 3.05 + (65 - 10) \times 4] y - 15 \times 3.05 \times 18 - (65 - 10) \frac{4^2}{2} = 0$$

$$y^2 + 54.017y - 271.06 = 0 \quad \Rightarrow y = 4.37 \text{ cm.}$$

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

$$I = \frac{65}{3} (4.37)^3 + (65 - 10) \frac{(4.37 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.05 \times (18 - 4.61)^2 \Rightarrow I = 10307.4 \text{ cm}^4$$

Calcul de σ_{bc}

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

$$\sigma_{bc} = \frac{9.06 \times 10^{-3}}{10307.4 \times 10^{-8}} \times 4.37 \times 10^{-2} = 3.84 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• **Appuis intermédiaire**

$M_{ser} = -6.62 \text{ KN} < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression

\Rightarrow Vérification d'une section ($b_0 \times h$).

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

Calcul de l'inertie I

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

$$\frac{10}{2} y^2 + 15 \times 1.92 y - 15 \times 1.92 \times 18 = 0$$

$$5 y^2 + 28.8 y - 518.4 = 0 \Rightarrow y = 7.7 \text{cm.}$$

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

$$I = \frac{10}{3} (7.7)^3 + 15 \times 1.92 \times (18 - 7.7)^2 \Rightarrow I = 4577.16 \text{cm}^3$$

✓ **Calcul de σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6.62 \times 10^{-3} \times 7.7 \times 10^{-2}}{4577.16 \times 10^{-8}} = 11.22 \text{Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **État limite de déformation**

➤ **Vérification de la flèche**

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

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

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{445} = 0.0449 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{445} = 0.0449 \geq \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{15.77}{15 \times 11.12} = 0.0543 \dots \dots \dots \text{condition pas vérifiée}$$

La deuxième 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 inférieure à 5m, la flèche admissible

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{445}{500} = 0.89cm$$

Pour une poutre supérieure à 5m, la flèche admissible

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{1000} + 5\right)$$

• **Evaluation des moments en travée**

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 3.85 = 2.51 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.41 = 3.52 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.41 + 1.5) = 4.4915 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.81 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.81 \times \frac{2.51 \times 4.45^2}{8} = 5.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.81 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.81 \times \frac{3.52 \times 4.45^2}{8} = 7.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.81 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.81 \times \frac{4.491 \times 4.45^2}{8} = 9 \text{ KN.m}$$

• **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$$y = 4.37 \text{ cm}$$

Position centre de gravité de la section homogène :

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(3.05 \times 18)}{10 \times 20 + (65 - 10)4 + 45.75}$$

$$\Rightarrow y_G = 7 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0

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

$$I_0 = \frac{65 \times 7^3}{3} + \frac{10 \times (20 - 7)^3}{3} - \frac{(65 - 10) \times (7 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.05 \times (18 - 7)^2.$$

$I_0 = 19796 \text{cm}^4$ (Moment d'inertie de la section totale(acier+béton))

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.05}{10 \times 18} = 0.0169$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{10}{65}) \times 0.0169} = 2.517 \dots\dots\dots \text{déformation instantanée.}$$

$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.4 \times 2.517 = 1 \dots\dots\dots$ Coefficient de déformation différée.

Constraints (σ_s)

$Y = 4.37 \text{cm}; \quad I_0 = 19796 \text{cm}^4; \quad I = 10307 \text{cm}^4; \quad A_s = 3.05 \text{cm}^2$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{Jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{5.03 \times (0.18 - 0.0437)}{10307} 10^5 = 98.132 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{7.06 \times (0.18 - 0.0437)}{10307} 10^5 = 138.171 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{9 \times (0.18 - 0.0437)}{10307} 10^5 = 176.246 \text{Mpa}$$

Inerties fictives (If)

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

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

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0188 \times 90.677 + 2.1} = 0.58$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0188 \times 127.164 + 2.1} = 0.67$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0188 \times 220.32 + 2.1} = 0.738$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 19796}{1 + 2.517 \times 0.58} = 8850 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19796}{1 + 2.517 \times 0.678} = 8030 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 19796}{1 + 2.517 \times 0.738} = 7620 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19796}{1 + 1 \times 0.679} = 12900 \text{cm}^4$$

Evaluation des flèches

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

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

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = \frac{5.03 \times 4.45^2}{10 \times 32456.59 \times 9621.3} 10^5 = 3.41 \text{mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = \frac{7.06 \times 4.45^2}{10 \times 32456.59 \times 8794.5} 10^5 = 5.29 \text{mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = \frac{9 \times 4.45^2}{10 \times 32456.59 \times 8363.6} 10^5 = 7.12 \text{mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = \frac{7.06 \times 4.45^2}{10 \times 10818.87 \times 13848} 10^5 = 9.86 \text{mm}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (9.86 - 3.41 + 7.12 - 5.29) = 8.28 \text{ mm} \leq f_{adm} = 8.9 \text{ mm}$$

⇒ 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, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

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

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	μ _{bu}	α 10 ⁻²	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
RDC	Travée	22.83	0.046	6	0.224	2.92	1.8	3HA12 = 3.39
	Appui Inter	-15.53	0.293	29.34	0.2	2.1	0.27	1HA14+1HA10 = 2.33
	appui de rive	-3.88	0.051	6,64	0.223	0.49	0.27	1HA10 = 0.79

Premier étage (bureaux) + Terrasse accessible	Travée	15.54	0.052	6.68	0.175	2.55	1.41	3HA12=3.39
	Appui Inter	-10.2	0.22	31.83	0.157	1.86	0.21	1HA10+1HA12=1.92
	appui de rive	-2.66	0.057 9	7.46	0.174	0.43	0.21	1HA10 = 0.79
Terrasse inaccessible	Travée	9.93	0.033	4.23	0.176	1.61	1.41	3HA10= 2.36
	Appui Inter	6.72	0.146	19.88	0.165	1.16	0.21	1HA10+1HA8= 1.29
	appui de rive	-1.41	0.03	3.9	0.177	0.22	0.21	1HA8= 0.5

Remarques

- 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 :

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

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)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{\text{inter}}}{0.9 d} \right)$		
RDC.	1,16 < 3.33	4.18 > 0.77	5.72 > -0.138	26.75 < 138.17	1.09 < 3.33
Bureaux + Terrasse accessible	1.02 < 3.33	4.18 > 0.52	5.42 > -1.29	18.38 < 108.13	1.19 < 3.33
Terrasse inaccessible	0.77 < 3.33	2.86 > 0.39	3.65 > -0.79	13.88 < 108.13	0.9 < 3.33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

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

Niveaux	Endroit	M ^s (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	Observation
RDC	Travée	-16.12	3.39	5.26	19156	4.43 < 15	Vérifiée
	appui	- 10.96	2.33	9.65	9224.3	11,47 < 15	Vérifiée
Bureaux	Travée	10.2	3.39	4.58	11239	4.65 < 15	Vérifiée
	Appui	-7.63	1.92	7.7	4577.2	12.83 < 15	Vérifiée

Terrasse inaccessible	Travée	-9.93	2.36	3.91	8323	3.41 < 15	Vérifiée
	Appui	-6.72	1.29	6.63	3473	9.28 < 15	Vérifiée

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

Niveaux	RDC	Premier étage	Terrasse inaccessible
L (m)	4.45	4.45	4.25
q_{jser} (KN/m)	2.5	2.5	2.5
q_{gser} (KN/m)	3.52	3.52	3.56
q_{pser} (KN/m)	6.76	5.14	4.21
M_{jser} (KN.m)	5.01	4.97	4.28
M_{gser} (KN.m)	7.05	6.97	6.1
M_{pser} (KN.m)	13.55	10.17	7.22
I (cm ⁴)	11200	11239	8323
I_0 (cm ⁴)	20400	20405	18520
λ_i	2.26	2.264	3.253
λ_v	0.9	0.9	1.3
σ_{st}^j (MPa)	89.761	89.008	108.882
σ_{st}^g (MPa)	126.384	124.824	155.048
σ_{st}^p (MPa)	242.715	182.271	183.357
μ_j	0.585	0.582	0.529
μ_g	0.683	0.68	0.64
μ_p	0.819	0.767	0.686
I_{fji} (cm ⁴)	9650	9676.5	7481
I_{fgi} (cm ⁴)	8810	8832.3	6603
I_{fpi} (cm ⁴)	7860	8194.5	6300
I_{fgv} (cm ⁴)	13900	13885	11110
f_{ji} (mm)	3.16	3.13	3.19
f_{gi} (mm)	4.88	4.81	5.14
f_{pi} (mm)	10.52	7.57	6.38
f_{gv} (mm)	9.32	9.18	9.18
Δf (mm)	11.78	8.81	7.22
f_{adm} (mm)	8.9	8.9	8.5
Observation	Non Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Remarque

Vérification de la flèche en gardant le même ferrailage est en augmentant la hauteur de plancher RDC de 5 cm

Plancher RDC

h =25cm

$$G = 6.36\text{KN/m}^2. Q = 5 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = ((1.35 \times 6.36) + (1.5 \times 5)) \times 0.65 = 10.456 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = (6.36+5) \times 0.65 = 7.384\text{KN/ml}$$

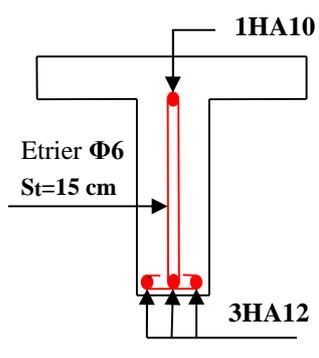
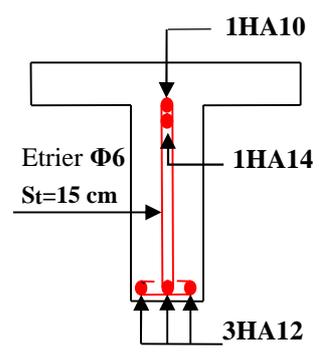
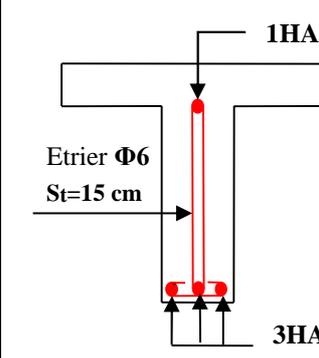
Tableau.III.14. vérification de la flèche RDC

L (m)	B (m)	H (m)	A _{St} (cm ²)	A _{Sc} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	Δf(mm) ≤ f _{adm} (mm)
4.45	0.65	0.25	3.39	0	25	6,796	8,996	16,075	8,07 ≤ 8,9
									Vérifiée

III.2.3.Schéma de ferrailage des poutrelles

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

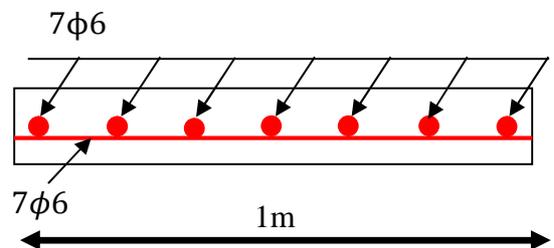
Tableau.III.15. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
RDC			

<p>Premier étage (bureaux) + Terrasse accessible</p>			
<p>Etages courants</p>			
<p>Terrasse inaccessible</p>			

III.2.4. Etude de la dalle de compression

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



Soit $\begin{cases} A_{\perp} : 5\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel} : 4\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{cases}$ **Figure III.8.** Ferrailage de la dalle de compression

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 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, dalle du plancher).

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

1)- 4^{er} type : dalle sur quatre appuis:

- L_x = 3,95 m.
- L_y = 5.10m.

• Evaluation des charges

$$G = 6.31 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$P_u = 1.35 \times 6.31 + 1.5 \times 1 = 10.01 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0.0596$$

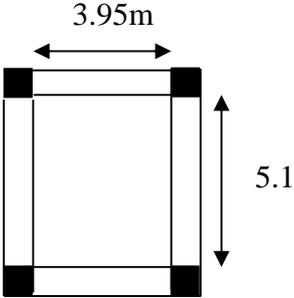
$$\mu_y = 0.5440$$

➤ Méthode de calcul

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

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 3.95 \text{ m} \\ L_y = 5.1 \text{ m} \end{array} \right. \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.95}{5.1} = 0.77 > 0.4 \text{ donc la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Tableau III.16. Théorie de calcul des moments.

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

➤ **Les sollicitations**

$G = 6.31 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$; $e = 15 \text{ cm}$.

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 : $M_a = - 0.4M_{0x}$.

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

$M_{0x} = 0.0596 \times 10.01 \times 3.95^2 = 9.31 \text{ KN.m}$.

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

$M_{0y} = 0.5440 \times 9.31 = 5.06 \text{ KN.m}$

• **Calcul des moments réels**

En travées

$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 7.91 \text{ KN.m}$

$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 4.3 \text{ KN.m}$

En appuis

$M_a^x = M_a^y = - 0.4M_{0x} = -3.72 \text{ KN.m}$

Tous les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.17. Calcul des sollicitations.

Sollicitations	q _u (KN)	Les moments (KN.m)				
		M _{0x}	M _{0y}	M _x ^t	M _y ^t	M _a
ELU	10.01	9.31	5.06	7.91	4.3	-3.72
ELS	7.31	6.8	3.7	5.78	3.14	-2.72

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 : $f_{c28} = 25$ Mpa ; $f_{t28} = 2.1$ Mpa ; $f_{bc} = 14,2$ Mpa ; $d = h - e = 15 - 3 = 12$ cm, $f_e = 400$ Mpa

En travée

Sens x-x

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.0386$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0386}}{0.8} = 0.0493$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.12 (1 - 0.4 \times 0.0493) = 0.117$$

$$A_s = \frac{M_x^t}{Z \times f_{st}} = \frac{7.91 \times 10^{-3}}{0.117 \times 348} = 1.93 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$\rho = 0.77 > 0.4$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

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

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

$$A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.77) \times 100 \times 15 = 1.338 \text{ cm}^2.$$

$A_s > A_{\min}$ donc en ferraille avec A_s en prend 4HA8/ml = 2.01 cm²/ml.

Sens y-y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4.3 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.021$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.021}}{0.8} = 0.0265$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.0265) = 0.1187$$

$$A_s = \frac{M_x^t}{Z \times f_{st}} = \frac{4.826 \times 10^{-3}}{0.1188 \times 348} = 1.17 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$\rho = 0.77 > 0.4$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

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

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

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$A_s < A_{\min}$ donc en ferraille avec A_{\min} en prend 3HA8/ml = 1.51 cm²/ml.

En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.018$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.018}}{0.8} = 0.0229$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.12(1 - 0.4 \times 0.0229) = 0.1188$$

$$A_s = \frac{M_x^t}{Z \times f_{st}} = \frac{3.72 \times 10^{-3}}{0.1188 \times 348} = 0.89 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$\rho = 0.77 > 0.4$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

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

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

$$A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.77) \times 100 \times 15 = 1.338 \text{ cm}^2.$$

$A_s < A_{\min}$ donc en ferraille avec A_{\min} en prend 3HA8/ml = 1.51 cm²/ml.

Espacement des armatures

La fissuration est peu nuisible.

- $St \leq \min(3 \times h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$, pour les armatures parallèles à $lx \Rightarrow St = 25\text{cm}$.

- $St \leq \min(4 \times h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$, pour les armatures parallèles à $ly \Rightarrow St = 33\text{cm}$.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.18. Calcul des sollicitations à l'ELU.

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	7.91	0.0386	0.0493	0.117	1.93	1.338	2.01=4HA8	25
Y	4.3	0.021	0.0265	0.1187	1.17	1.2	1.51=3HA8	33
En appui								
X et Y	3.72	0.018	0.0229	0.1188	0.89	1.338	1.51=3HA8	33

• **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

$\rho > 0.4$

$V_u^x = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} ; V_u^x = \frac{10.01 \times 3.95}{2} \times \frac{5.1^4}{3.95^4 + 5.1^4} = 12,22 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12,22 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.101 \text{ Mpa} ; \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.101 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 1.16 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

Remarque : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Sens y-y

$V_u^y = \frac{P_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} ; V_u^y = \frac{10.01 \times 5.1}{2} \times \frac{3.95^4}{3.95^4 + 5.1^4} = 5.68 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.047 \text{ Mpa.}$

$\tau_u = 0.047 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 1.16 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

Remarque : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A P'ELS

$P_s = G + Q$

$P_s = 6.31 + 1 = 7.31 \text{ KN}$

$A_x = 2.36 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 13 \text{ cm}.$

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

$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} ; \quad \rho > 0.77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0661 \\ \mu_y = 0.671 \end{cases} \text{ (AnnexeII)}$

$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0661 \times 7.31 \times 3.95^2 \Rightarrow M_0^x = 7.53 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.671 \times 7.53 \Rightarrow M_0^y = 5.05 \text{ KNm} \end{cases}$

$M_x^t = 0.85 M_0^x = 6.41 \text{ KN m}$

$M_y^t = 0.85 M_0^y = 4.29 \text{ KN m}$

Moments en appuis $M_{xs}^a = M_{ys}^a = -0.4 M_0^x = -3.01 \text{ KN.m}$

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

$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Rightarrow 50 y^2 + 15 \times 1.51 y - 15 \times 2.01 \times 12 = 0 \rightarrow y = 2.51 \text{ cm}$

- **Calcul de I**

$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} \times 2.21^3 + 15 \times 2.01 \times (13 - 2.21)^2$

$I = 3844.8 \text{ cm}^4$

- **Vérification de σ_{bc}**

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{6.41 \times 10^{-3} \times 0.0251}{3844.8 \times 10^{-8}}$

$\sigma_{bc} = 4.2 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$

Travée // L_y

$y = 2.21 \text{ cm} ;$
 $I = 2996.8 \text{ cm}^4$

• **Vérification de σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{4.29 \times 10^{-3} \times 0.0211}{2996.8 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 2.22 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

En appuis

$$M_x^a = - 3.01 \text{ KNm}$$

$$Y = 2.21 \text{ cm}$$

$$I = 2996.8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{3.01 \times 10^{-3} \times 0.0211}{2996.8 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 2.22 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

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**

$$1. \frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{395} = 0.0379 < 0.0425 \Rightarrow \text{la condition non vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.000261 < 0.005 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

⇒ La vérification de la flèche est nécessaire.

✓ **Sens y-y**

$$1. \frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{510} = 0.0294 < 0.0425 \Rightarrow \text{la condition non vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2.36}{100 \times 12} = 0.000196 < 0.005 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

⇒ La vérification de la flèche est nécessaire.

❖ **Vérification de la flèche**

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.19. Evaluation de la flèche dans le 2^{ème} type de dalle

• Sens X-X

L (m)	b (m)	h (m)	A _{St} (cm ²)	A _{Sc} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
3.95	1	0.15	3.14	0	25	0,328	0,416	0,64	2,41	7,9

• Sens Y-Y

L (m)	b (m)	h (m)	A _{St} (cm ²)	A _{Sc} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
5.1	1	0.15	2.36	0	25	0,22	0,279	0,429	1,94	10,1

2.2.1. Données de différentes dalles

Tableau III.20. Données des différents types de dalle pleine

Types	L _x (m)	L _y (m)	ρ	ELU		ELS	
				μ _x	μ _y	μ _x	μ _y
D1	1,4	5.15	/	/	/	/	/
D2	2,25	3,95	/	/	/	/	/
D3	1	1.85	0,54	0,0908	0,25	0,0948	0,405
D4	0,85	5.15	0.16	/	/	/	/
D5	1,65	3	0.55	0.0894	0.25	0.0936	0.415
D10	4.05	5.15	0.78	0.0584	0.5608	0.065	0.6841

Tableau III.21. Sollicitations maximales dans les dalles pleine

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)
Plancher	D1	28.78	0.41	3.08	8.2	0.05	20.86	0.29	1.39
	D2	22.97	16.28	10.81	7.89	3.81	16.65	11.8	7.83
	D10	8.76	4.91	4.12	19.9	14.53	7.07	4.84	3.33
Balcon	D3	0.86	0.21	0.4	3.7	5.39	7.58	0.6	0.3
	D4	/	/	7.08	13.1	/	/	/	5.1
	D5	2.32	0.58	1.1	6.17	4.84	1.71	0.71	0.8

Tableau III.22. Vérification de l'effort tranchant

	V_{ux} (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.
D1	7.36	$0.056 < 1.25$	Vérifiée
D2	7.89	$0.06 < 1.25$	Vérifiée
D3	5.39	$0.053 < 1.25$	Vérifiée
D4	13.1	$0.131 < 1.25$	Vérifiée
D5	6.17	$0.061 < 1.25$	Vérifiée
D10	19.9	$0.147 < 1.25$	Vérifiée

Tableau III.23. calcul du ferrailage à l'ELU

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)	Espacement (cm)
D1	X-X	28.78	0.12	0.16	12.46	6.8	1.24	5HA14=7.7	20
	Y-Y	4.1	0.017	0.021	0.128	0.91	0.96	4HA8=2.01	25
	Appui	13.54	0.056	0.072	12.62	03.0 8	1.24	4HA10=3.14	25
D2	X-X	22.97	0.095	0.126	12.34	5.35	1.45	5HA12=5.65	20
	Y-Y	16.28	0.068	0.088	12.54	3.73	1.2	5HA10=3.93	20
	Appui	10.81	0.045	0.057	0.12	2.44	1.45	4HA10=3.14	25
D3	X-X	0.86	0.006	0.007	9.9	0.24	1.2	4HA8=2.01	20
	Y-Y	0.21	0.001	0.001	9.99	0.06	0.96	3HA8=1.51	33
	Appui	0.4	0.002	0.003	9.98	0.11	0.96	3HA8=1.51	33
D4	X-X	7.08	0.05	0.063	9.74	2.08	1.2	4HA10=3.14	20
D5	X-X	2.32	0.016	0.052	11.74	1.88	1.2	4HA8=2.01	20
	Y-Y	0.58	0.004	0.005	9.97	0.16	0.96	3HA8=1.51	33
	Appui	1.1	0.007	0.009	9.96	0.31	1.2	3HA8=1.51	33
D10	X-X	8.76	0.0366	0.0466	0.127	1.97	1.32	4HA10=3.14	25
	Y-Y	4.91	0.0205	0.0259	0.128	1.1	1.2	3HA8=1.51	33
	Appui	4.12	0.0172	0.0217	0.128	0.92	1.32	3HA8=1.51	33

Remarque

$\rho < 0.4 \implies$ Le ferrailage est calculer dans un seule sens Lx (sens principale) pour la dalle D4. Dans le sens Ly, on met des armatures de répartitions de section :

$$A_t^y \geq \frac{A_x^x}{4} = 0.78 \text{ cm}^2.$$

on prend 3HA8 = 1.51cm²/ml

Tableau III.24. Vérifications des contraintes à l’ELS.

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	20.86	4.44	11381	8.15 < 15	Vérifiée	/	/
	y-y	2.92	2.51	3844.8	1.94 < 15	Vérifiée	/	/
	Appui	0.79	3.05	5608.7	5.35 < 15	Vérifiée	/	/
D2	x-x	16.65	3.92	8995.2	7.26 < 15	Vérifiée	/	/
	y-y	11.8	3.36	6742.6	5.89 < 15	Vérifiée	/	/
	Appui	7.83	3.05	5608.7	4.27 < 15	Vérifiée	/	/
D3	x-x	0.6	2.17	2189.1	0.63 < 15	Vérifiée	34.27 < 201.63	Vérifiée
	y-y	0.25	1.91	1714.7	0.28 < 15	Vérifiée	18.3 < 201.63	Vérifiée
	Appui	0.3	1.91	1714.7	0.33 < 15	Vérifiée	21.27 < 201.63	Vérifiée
D4	x-x	5.1	2.63	3164.7	4.23 < 15	Vérifiée	177.7 < 201.63	Vérifiée
D5	x-x	1.71	2.17	2189.1	1.7 < 15	Vérifiée	92.12 < 201.63	Vérifiée
	y-y	0.7	1.91	1214.5	0.52 < 15	Vérifiée	50.4 < 201.63	Vérifiée
	Appui	0.8	1.91	1714.7	0.9 < 15	Vérifiée	57.2 < 201.63	Vérifiée
D10	x-x	7.07	3.05	5608.7	3.86 < 15	Vérifiée		/
	y-y	4.84	2.21	2996.8	3.57 < 15	Vérifiée	/	/
	Appui	3.33	2.21	2996.8	2.45 < 15	Vérifiée	/	/

➤ **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**

15 cm > 5.94 cm Vérifiée

7.7 cm² < 6.5 cm² non vérifiée

La vérification de la flèche est nécessaire

✓ **Pour la dalle D2**

15 cm ≥ 9.56 cm Vérifiée

5.65 cm² < 6.5 cm² Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D3**

12 cm > 4.5 cm Vérifiée

2.01 cm² < 5 cm² Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D4**

12 cm > 4.25 cm Vérifiée

3.14 cm² < 5 cm² Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D5**

12 cm < 7 cm Vérifiée

2.01 < 5 cm² Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D10**

15 cm > 17.2 cm non Vérifiée

3.14cm² < 6.5 cm² vérifiée

La vérification de la flèche est nécessaire

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

Tableau III.25. Vérifications de la flèche à l'ELS

Localisation		f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
D1	X-X	1.41	0.33	1.03	0.74	$1.37 \leq 2.8$	Vérifiée
	Y-Y	1.82	0.37	0.75	0.609	$1.6 \leq 10.15$	Vérifiée
D7	X-X	2.396	0.474	1.122	0.798	$2.24 \leq 8.1$	Vérifiée
	Y-Y	2.228	0.4415	0.919	0.7429	$1.96 \leq 10.15$	Vérifiée

III.3.3. Le ferrailage de la dalle pleine

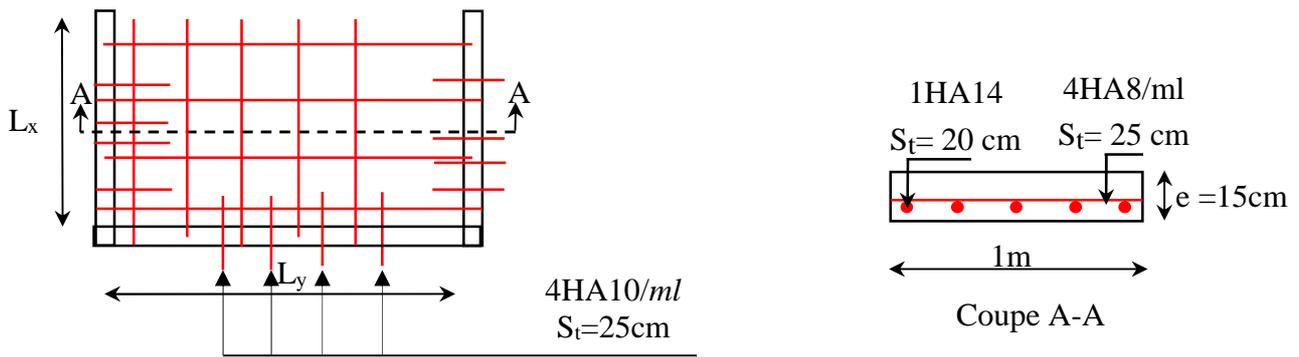


Figure. III.9..Schéma de ferrailage de la dalle D1 et D6

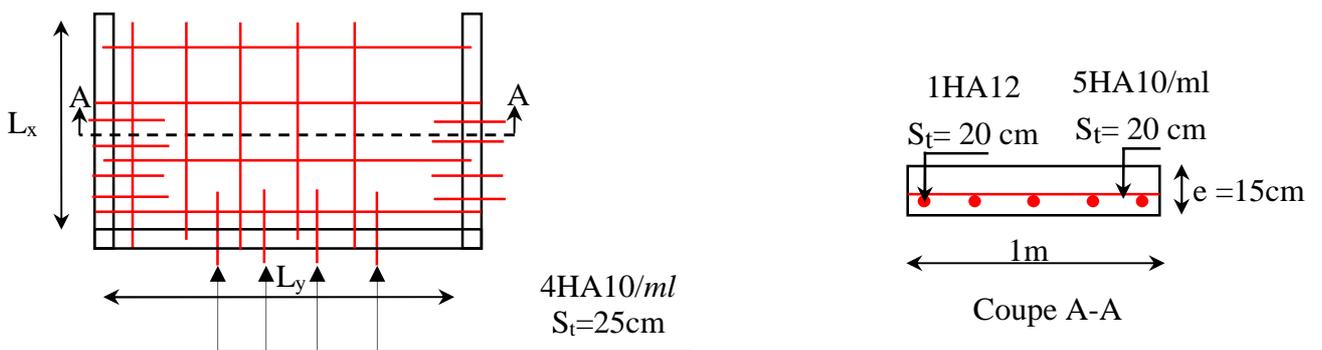


Figure. III.10.Schéma de ferrailage de la dalle D2 et D7



Figure. III.11. Schéma de ferrailage de la dalle D3, D5 et D8

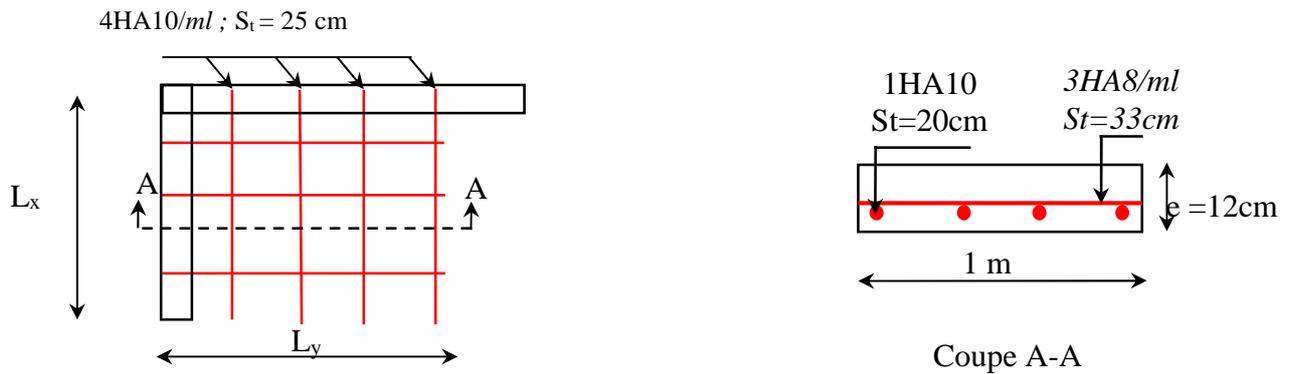


Figure.III.11.Schéma de ferrailage de la dalle D4

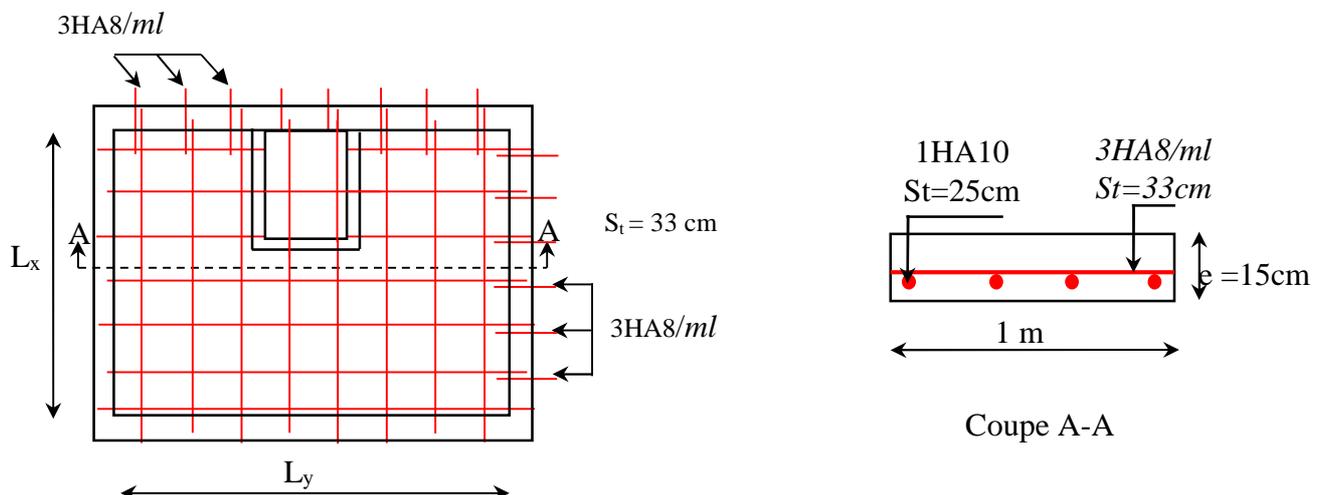


Figure III.13.Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

Remarque

Les armatures qui devraient traverser l'ouverture de la cage d'ascenseur seront remplacées par des aciers de renfort de section équivalente définie comme suit :

$$A'_x = 1 \times 3,14 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A'_x = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

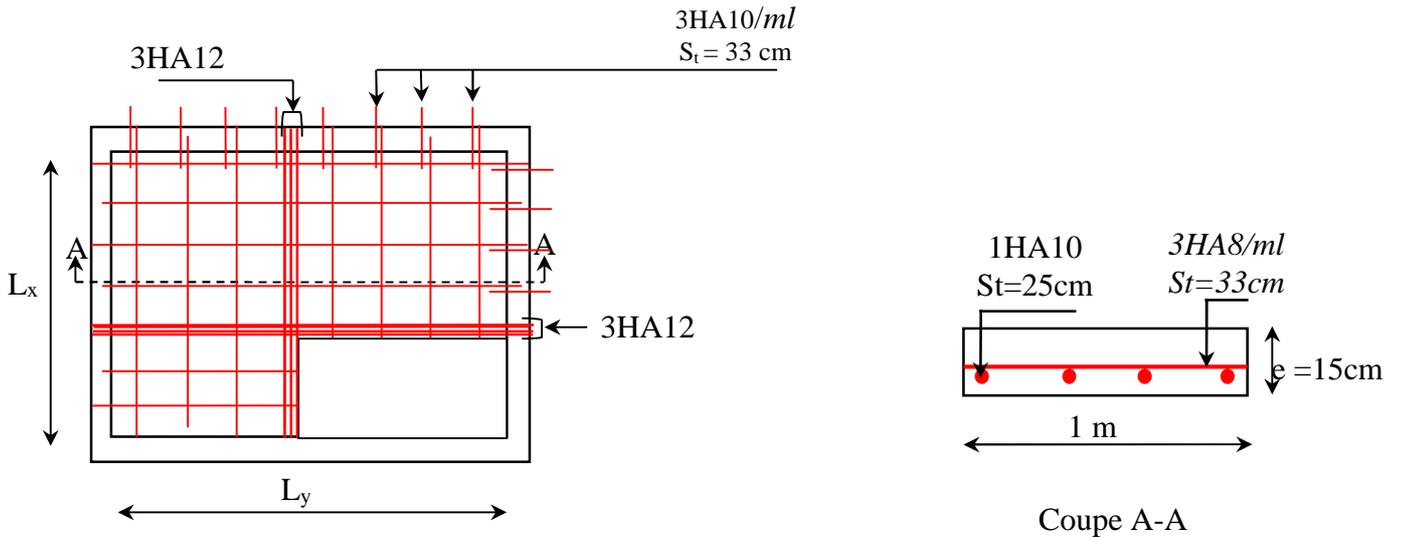
$$A'_y = 2,1 \times 1,51 = 3,17 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A'_y = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

La longueur de ces barres est définie par la relation suivante :

$$L_a = a + b + 2l_s ; L_b = a + b + 2l_s$$

$$L_a = 1 + 2.1 + 2 \times 40 \times 0.012 = 4,06 \text{ m}$$

$$L_b = 1 + 2.1 \times 40 \times 0.012 = 4,06 \text{ m}$$



. III.14. Schéma de ferrailage de la dalle D10,D9,D11

III.4. Etude des poutres de chaînage

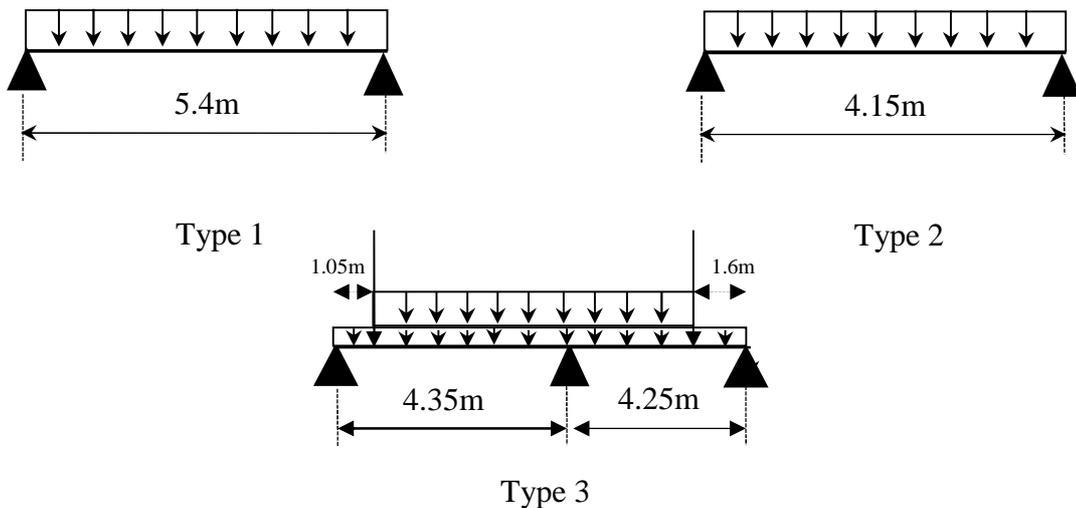


Figure III.15. Schéma statique des poutres de chaînage

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 de l'acrotère.

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

• **Condition de la flèche**

Type 1 $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 36 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm}$

Type 2 $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 27.66 \text{ cm} \leq h \leq 415 \text{ m}$

Type 3 $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 29 \text{ cm} \leq h \leq 435 \text{ m}$

• **Exigences du RPA99/2003**

$$\begin{cases} h \geq 35 \text{ cm} \\ b \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend pour le type 1 : } \begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \end{cases}$$

pour le Type 2 et 3 en prend $\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \end{cases}$

➤ **Calcul des sollicitations pour le type 1**

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

- **Poids propre de la poutre de chaînage :** $G_p = 25 \times 0.30 \times 0.4 = 3 \text{ KN/ml}$
- **Poids propre de l'acrotère :** $G_c = 3.09 \text{ KN/ml}$

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

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = [1.35(G) + 1.5(Q)] \times 1.06 + 1.35(G_p + G_c) = 18.12 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = G_p + G_c + (G + Q) \times 1.06 = 13.26 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments isostatiques } \begin{cases} \text{ELU: } M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 66.05 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 48.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travée: } \begin{cases} \text{ELU: } M_{tu} = 0.85 M_{0u} = 56.14 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{ts} = 0.85 M_{0s} = 41.1 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = -0.4 M_0 \begin{cases} \text{ELU: } M_{au} = -26.42 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{as} = -19.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

Tableau III.26. Moments et ferraillages correspondant

Position		M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm^2)	A^{min} (cm^2)	A^{adop} (cm^2)
Type	Travée	56.14	A	0.096	0.127	0.351	4.59	1.34	5HA12= 5.65

1	Appui	- 26.42	A	0.045	0.058	0.361	2.1	1.34	3HA10 = 2.36
Type 2	Travée	35.42	A	0.074	0.074	0.368	2.76	1.37	3HA12=3.39
	Appui	- 11.85	A	0.019	0.024	0.376	0.9	1.37	3HA10 = 2.36
Type 3	Travée	49.57	A	0.113	0.151	0.3	4,74	1.15	3HA12+HA14=4.93
	Appui	-47.93	A	0.094	0.124	0.304	4.53	1.15	3HA12+HA14=4.93
	Rive	-19.83	A	0.037	0.047	0.313	1.74	1.15	3HA10=2.36

➤ **Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)**

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 48.92 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,429 \text{ MPa}$$

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

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

➤ **Armatures transversales**

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

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

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

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

➤ **Vérfications 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 tableaux qui suivent :

Tableau III.27. Vérification des contraintes

type	Position	M_{ser} (KN.m ²)	Y (cm)	I (cm ²)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Obs
Type 1	En travée	41.1	11.9	70245	$6.96 \leq 15$	$220.22 \leq 201.63$	Non Vérifiée
	En appui	-19.34	8.23	34875	$4.55 \leq 15$	$238.74 \leq 201.63$	Non Vérifiée
Type 2	En travée	-24.56	0.111	63822	$4.28 \leq 15$	$251.54 \leq 201.63$	Non Vérifiée
	En appui	-8.67	0.083	36943	$2 \leq 15$	$124.65 \leq 201.63$	Vérifiée
Type 3	En travée	36.72	0.103	45749	$8.29 \leq 15$	$260.83 \leq 201.63$	Non Vérifiée
	En appui	35.5	0.103	45749	$8.01 \leq 15$	$252.17 \leq 201.63$	Non Vérifiée
	Ap de rive	14.68	0.075	25465	$4.23 \leq 15$	$211.73 \leq 201.63$	Non Vérifiée

On remarque que la deuxième condition n'est pas vérifiée, 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 précédent), on a adopté la section suivante :

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

Tableau III.28. Vérification des fissurations

Types de Poutres		β	α	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Obs.
Type 1	travée	0.00148	0.32	6.17	6HA12= 6.79	184.94 < 201.63	Vérifiée
	appuis	0.00175	0.91	2.8	3HA12= 3.39	168.49 < 201.63	Vérifiée
Type 2	travée	0.00396	0.27	4.19	4HA12= 4.52	189.49 < 201.63	Vérifiée
Type 3	travée	0.00592	0.61	6.37	6HA12= 6.79	192.52 < 201.63	Vérifiée
	appuis	0.00573	0.32	6.16	6HA12= 6.79	186.12 < 201.63	Vérifiée
	ap.riv	0.0032	0.73	2.47	3HA12= 3.39	149.1 < 201.63	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

- 1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=40 \text{ cm} > 45.89 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- 2) $A \leq \frac{4,2.b.d}{f_e} \Leftrightarrow 6.79 \text{ cm}^2 \leq 11.65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- 3) $L = 5.4 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

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

Tableau III.29. Vérification de la flèche

f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	observation
10.78	3.65	7.14	6.07	8.2	10.4	vérifiée
7.7	2.16	6.64	4.1	8.08	8.7	vérifiée
8.01	3.05	4.44	4.44	4.96	8.7	vérifiée

III.4.2.Schémas de ferrailage

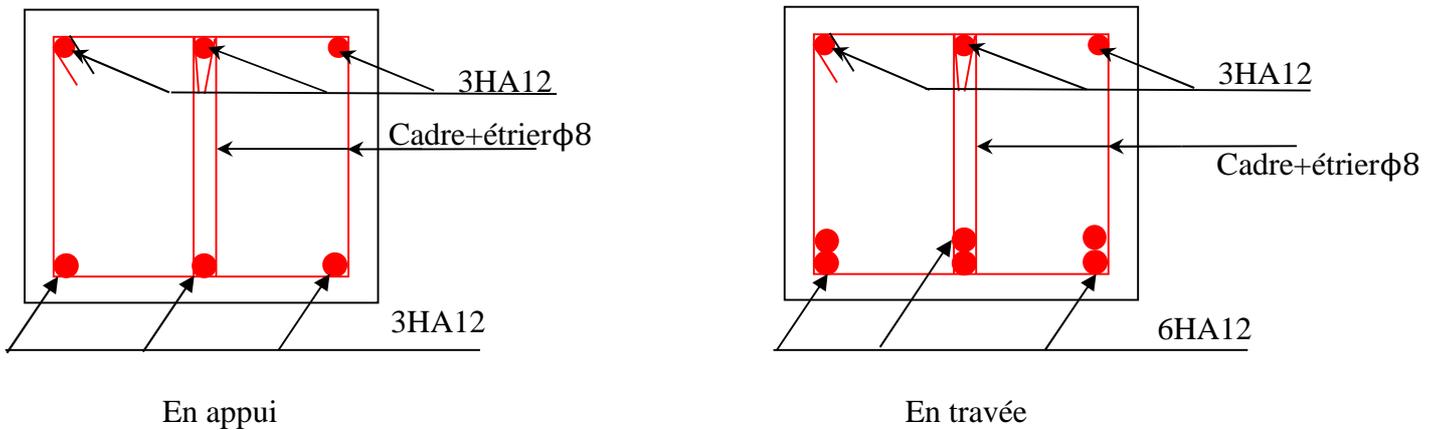


Figure III.16.Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage de type 1

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.5.5. Escalier à deux volées (type 2)

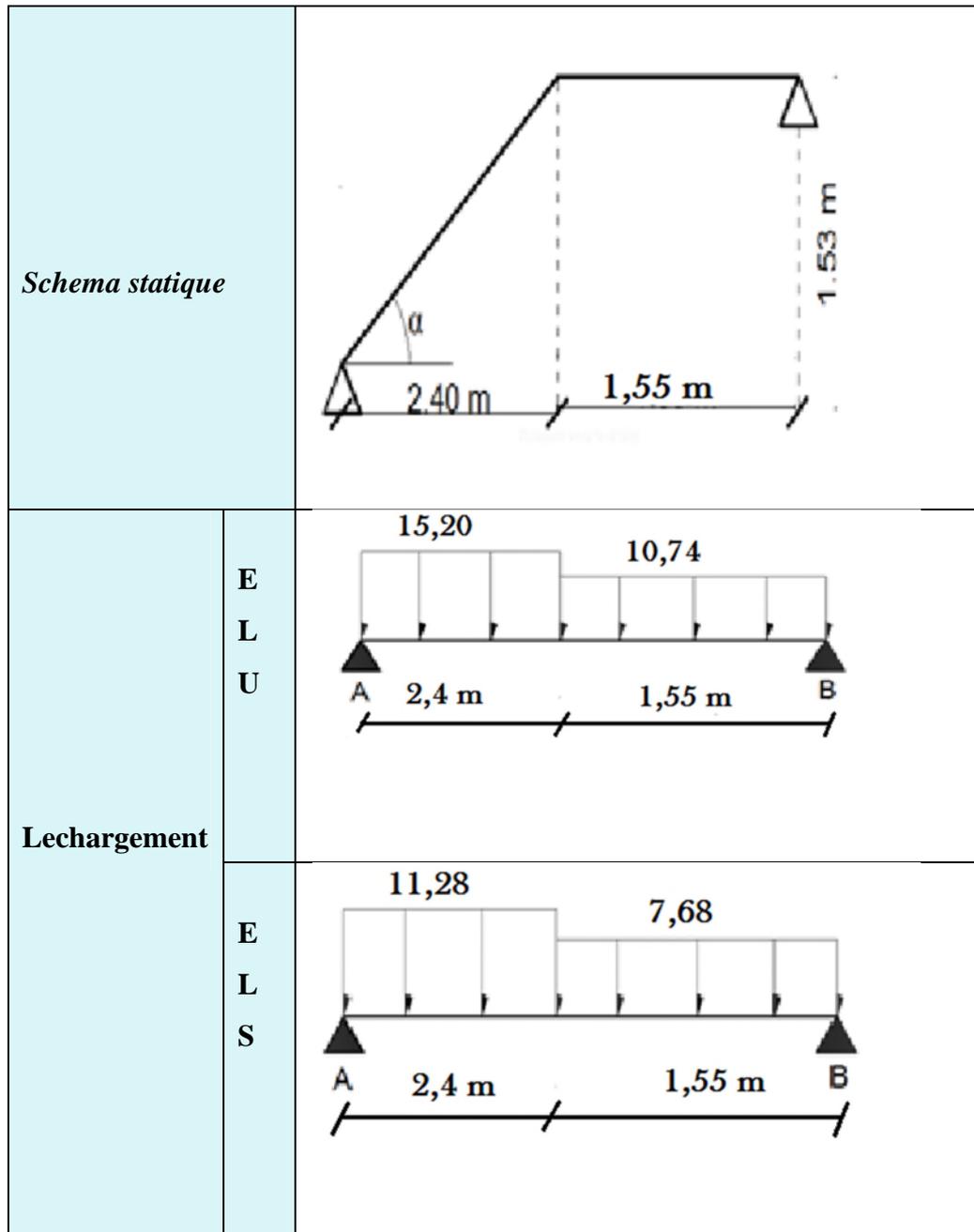
II.4.Etude de l’escalier

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

Le chargement de chaque volée se résume dans le tableau suivant :

Tableau III.30.chargement des deux types de volées

	<i>Volée type 02</i>
	$G_v = 8.48kn/m^2$
	$G_p = 5.18kn/m^2$



$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 8,48 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \text{ palier} \begin{cases} G_p = 5,18 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ **Calcul du chargement qui revient sur l'escalier**

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 15,2 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 10,74 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11,28 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 7,68 \text{ KN/m} \end{cases}$$

❖ La volée 02

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 15.20 \times 2.4 + 10.74 \times 1.55 = 53.12$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 53.12 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow (15.20 \times \frac{2.4^2}{2}) + (10.74 \times 1.55 \times 3.175) - (R_B \times 3.95) = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 28.66 \text{ KN/ml} \\ R_B = 24.46 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

a) Calcul des sollicitations

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents

- $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$M(x) + \frac{15.20}{2} x^2 - 28.66x = 0 \Rightarrow M(x) = -7.6x^2 + 28.66x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.4) = 25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -15.20x + 28.66 = 0$$

$$x = 1.88 \text{ m}$$

$$M^{\max} = M(x = 1.88) = 27.01 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -15.20x + 28.66$$

$$\begin{cases} T(0) = 28.66 \text{ KN} \\ T(2.4) = -7.82 \text{ KN} \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 1.55 \text{ m}$

$$M(x) + \frac{10.74}{2} x^2 - 24.46x = 0 \Rightarrow M(x) = -5.37x^2 + 24.46x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.55) = 25.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -10.74x + 24.46$$

$$\begin{cases} T(0) = 24.46 \text{KN} \\ T(1.55) = 7.81 \text{KN} \end{cases}$$

Donc :

$$M_0^{max} = 27 \text{KN.m} \text{ tel que : } M_t^{max} = 0.85 \times M_0^{max} = 22.95 \text{KN.m}$$

$$M_a^{max} = 0.5 \times M_0^{max} = 13.5 \text{KN.m}$$

$$V^{max} = 28.66 \text{KN}$$

III.4.1. Le Ferrailage:

Le ferrailage se fera pour une bonde d'un mètre (**Figure** si dessous) à la flexion simple par les sollicitations maximales à l'ELU et on fera la vérification à l'ELS.

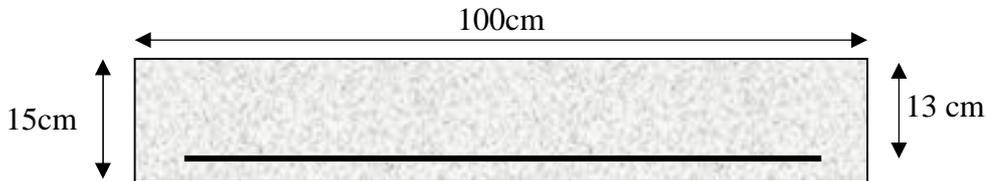


Figure III.17. Section d'escalier à ferrailer

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Tableau III.31.Le ferrailage de l'escalier

	<i>Mu (KN.m)</i>	μ_{bu}	α	<i>Z(m)</i>	<i>A_{cal} (cm²)</i>	<i>A_{Adopté} (cm²)</i>
<i>En travée</i>	22.95	0.0958	0.1261	0.1234	5.34	5HA12 = 5.65
<i>En appuis</i>	-13.5	0.0563	0.0725	0.1262	3.07	4HA10 = 3.14

III.4.2. Vérifications

➤ **Vérifications à L'ELU :**

1. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_t / f_e = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times 2.1 / 400 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 4.92 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28.66 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.22 \text{ Mpa}$$

La Fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

⇒ Pas d'armature transversale

- **Armatures de répartitions :**

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

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{At}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisie : } 4\text{T8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{Aa}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisie : } 4\text{T8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

3. Espacement des barres

-Armatures longitudinales : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 \times e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

-Armatures transversales: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 \times e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

4. L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui

D'après le **BAEL91 / article 5.13.2** on a deux types :

➤ **L'influence sur le béton**

On vérifie que :

$$V_{\max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 0,13 = 0,117$$

$$0,267 \times a \times b \times f_{c28} = 0,267 \times 0,117 \times 1 \times 25 = 0,78 \text{ MN}$$

$$V_{\max} = 0,02866 \text{ MN} \leq 0,78 \text{ MN}$$

-----Condition vérifié

➤ **L'influence sur les armatures longitudinales**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = (5.65 + 3.14) = 8.79 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 8.79 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \times 28.66 \times 10^{-3} / 400 = 0.82 \text{ cm}^2 \text{-----Condition vérifié}$$

➤ **Vérifications à L'ELS :**

1-État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

$R_A = 21.18 \text{ KN}$; $R_B = 17.8 \text{ KN}$

$M^{\max} = 19.88 \text{ KN.m}$; $M_t = 0.85 \times 19.88 = 16.9 \text{ KN.m}$

$M_a = 0.5 \times 19.88 = 9.94 \text{ KN.m}$

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

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

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

Tableau III.32. Vérification des contraintes de compression dans le béton

Localisation	$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	$Y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$
Travées	16.9	3.92	8995.2	7.36	15
Appuis	-9.94	3.05	5608.7	5.42	
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Vérifiée				

2-Vérification de l'état limite de déformation

➤ **Vérification de la flèche**

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

(1) $\rightarrow \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.038 < 0.0625$ -----Condition non vérifié

(2) $\rightarrow \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.038 < 0.085$ -----Condition non vérifié

(3) $\rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.059 > 0.0105$ -----Condition non vérifié

\Rightarrow La vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie par le **BAEL91** comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible: $f_{adm} = \frac{L}{500}$ ce

qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 0.79cm$

On a : $M_g = 12.25KN.m$; $M_j = 7.86KN.m$; $M_p = 15.92KN.m$

Tous les résultats de calcul effectués sont résumés dans le tableau suivant : [Annexe II

Tableau III.33.Vérification de la flèche dans les escaliers

F_{ij}	f_{gi}	f_{gv}	f_{pi}	Δf_t	f_{adm}	Observation
0,04	0.06	0.12	0.19	0.21	0.79	<i>vérifiée</i>

Schéma de ferrailage :

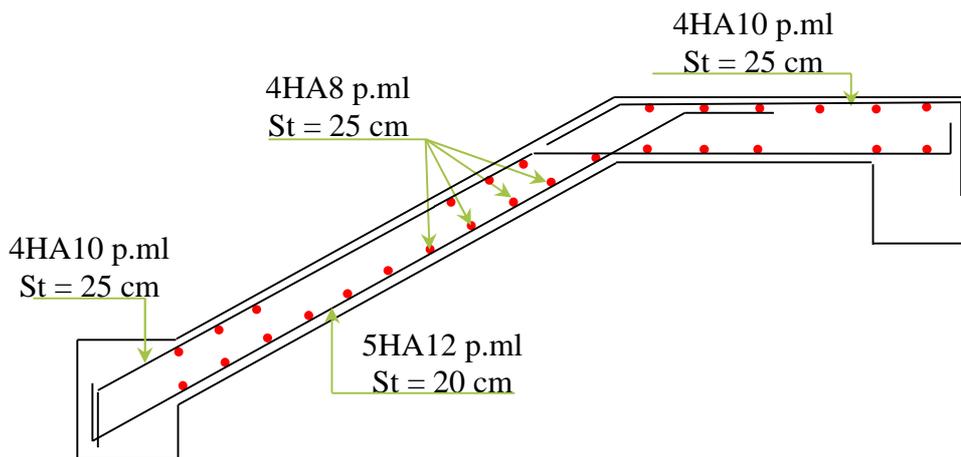


Figure III.18 Schéma de ferrailage de l'escalier type (2)

III.5. Etude de la poutre palière :

➤ **Pré dimensionnement de la poutre :**

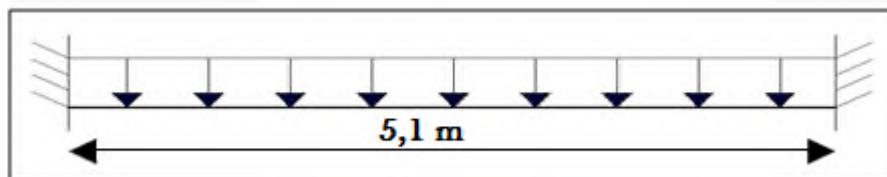


Figure III.19.Schéma statique de la poutre palière

On doit vérifier les conditions de la flèche tel que :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 34\text{cm} \leq h \leq 51\text{cm}$$

- L'exigence de **RPA 99 (art 7.5.1)** :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{ cm} \\ h \geq 30\text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \rightarrow \text{On prend : } h=40\text{cm ; } b=30\text{cm}$$

• **Les sollicitations sur la poutre :**

Les sollicitations qui reviennent à la poutre palière sont :

-Poids propre du mur : $g_m = 2.74 \times \left(\frac{3.06 - 0.4}{2} \right) = 3.64\text{KN/ml}$

-Poids propre de la poutre : $g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.4 = 3\text{ KN/ml}$.

-Le poids de l'escalier est la réaction en appuis **B** :

$$\begin{cases} R_B^U = 24.46\text{KN/m} \\ R_B^S = 17.8\text{KN/m} \end{cases}$$

$Q = 2.5\text{KN/m}$.

Donc :

$P_u = 1.35 \times (g_0 + g_m) + R_B^U = 33.42\text{KN.m}$

$P_s = g_0 + g_m + R_B^S = 24.44\text{ KN.m}$

Les moments et les efforts tranchants :

Les résultats obtenus des moments et des efforts tranchants sont présenté dans le tableau suivant :

Tableau III.34. Les sollicitations dans la poutre palière à l'ELU et à l'ELS.

<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
$M_t^u = \frac{P_u \times L^2}{24} = 36.21\text{KN.m}$	$M_t^s = \frac{P_s \times L^2}{24} = 26.48\text{KN.m}$
$M_a^u = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -72.43\text{KN.m}$	$M_a^s = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -53\text{KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 85.22\text{KN}$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 62.32\text{KN}$

➤ **Calcul de la section d'armature à la flexion simple**

On a : $b = 30\text{cm}$, $d = 37\text{ cm}$, $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ et $f_e = 400\text{Mpa}$:

Le tableau suivant résume le ferrailage de la poutre palière :

Tableau III.35. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple à l'ELU

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{cm})$	$A_{flexion}^{CAL}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$
<i>En travée</i>	36.21	0.058	0.076	36.84	2,82	1,37
<i>En appuis</i>	-72.43	0.117	0.157	35.6	5.84	1,37

➤ **Calcul de la section d'armature à la torsion :**

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

$$M^{torsion} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{13.5 \times 5.1}{2} = 34.42 \text{KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **BAEL (Chap.II.b)**

- e : épaisseur de la paroi : $e = \frac{\emptyset}{6} = \frac{b}{6} = 5\text{ cm}$

- U : périmètre de la section : $U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1,2\text{m}$

- Ω : Air du contour tracer ami hauteur : $\Omega = [b-e] \times [h-e] = 875\text{cm}^2$

- A_1 : section d'acier :

$$A_1 = \frac{M_{Tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{34.42 \times 10^{-3} \times 1,2 \times 1.15}{2 \times 0.1 \times 400} = 5,93 \text{ cm}^2$$

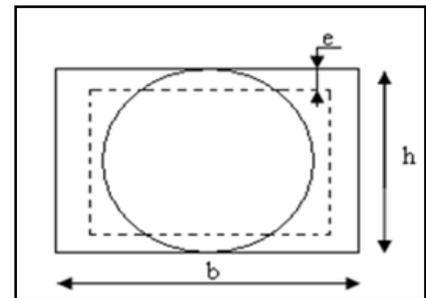


Figure III.20. Section fictive.

✓ **Section d'armatures finale**

◆ **En travée**

Soit : $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 2.82 + \frac{5.93}{2} = 5.82 \text{cm}^2$

On ferraille avec : $A^t = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{cm}^2$

• **En appui**

$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 5.84 + \frac{5.93}{2} \Rightarrow A^a = 8.8 \text{cm}^2.$

On ferraille avec : $A^a = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{cm}^2$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

Soit : $\begin{cases} St = 15\text{cm} \text{ en travée} \\ St = 10\text{cm} \text{ en appuis} \end{cases}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{36.21 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 875 \times 10^{-8} \times 400} \Rightarrow A_t = 0.89 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_{t_{torsion}}^t = 0.9 + 0.89 = 1.79 \text{ cm}^2$$

→ D'après le BAEL 91(Art A.7.2.2.2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b_0}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{14}\right) \phi_t < \min\left(\frac{30}{10}, \frac{40}{35}, 1.54\right) = 1.14 \text{ cm}^2.$$

→ On pose: $A_{flexion}^t = 1\phi 8 = 0.50 \text{ cm}^2$

$$A_t = A_{flexion}^t + \frac{A_{torsion}^t}{2} = 0.50 + \frac{1.14}{2} = 1.07 \text{ cm}^2$$

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

1-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2 \text{----- Condition vérifier.}$$

2-Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit avoir : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \text{-----BAEL (ChapI.III)}$$

On a: $V_{\max} = 85.22 \text{ KN};$

Tel que : $\tau_{flexion} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{85.22 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.37} = 0.76 \text{ Mpa.}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{TU}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{36.21 \times 10^{-3}}{2 \times 875 \times 0.05 \times 10^{-4}} = 4.13 \text{ Mpa.}$$

D'où $\tau_u = 2.83 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa} \text{-----Condition vérifiée}$

3-Vérification à ELS

a-Etat limite de compression de béton

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

- En appuis :

$M_a = -56.1 \text{ KN.m}; \quad y = 9.95 \text{ cm}; \quad I = 78672 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{56.1 \times 10^{-3}}{78672 \times 10^{-8}} \times 9.95 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 7.1 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée :**

Mt = 28.03 KN.m; y = 11.84cm; I = 109516 cm⁴

$$\sigma_{bc} = 3.02 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} \text{ -----Condition vérifiée}$$

b-Evaluation de la flèche :

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

- 1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 15 \text{ cm} > 50.9 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- 2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 6.79 \text{ cm}^2 \leq 13.65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- 3) $L = 5.1 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

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

Tableau III.36. Vérification de la flèche à l'ELS

f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	observation
1.68	0.3	5.81	0.56	6.62	10.1	vérifiée

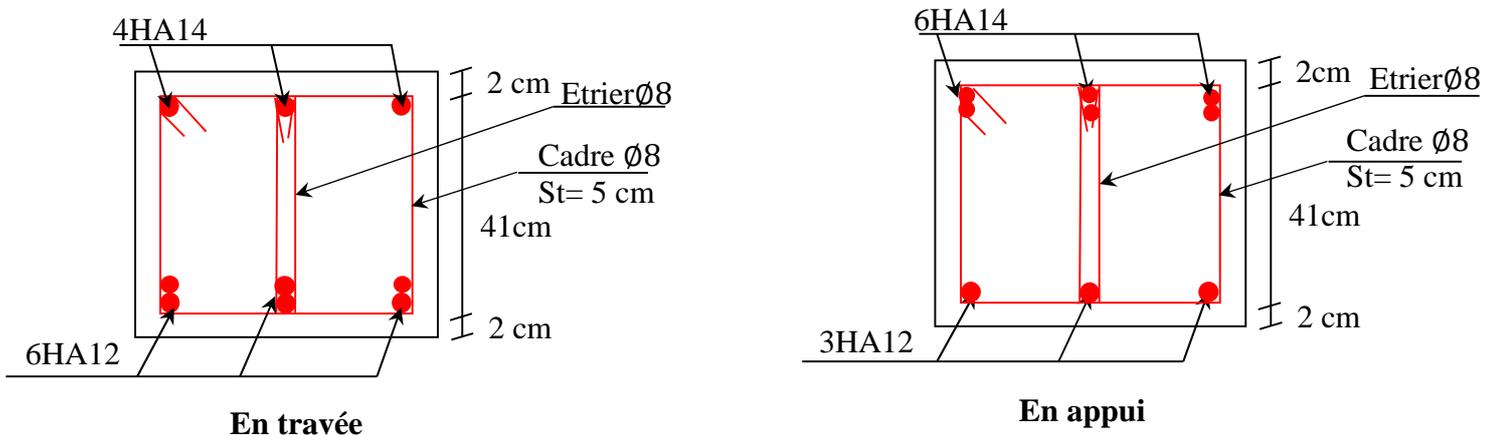


Figure.III.21.Schéma de ferrailage de la poutre palière

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.

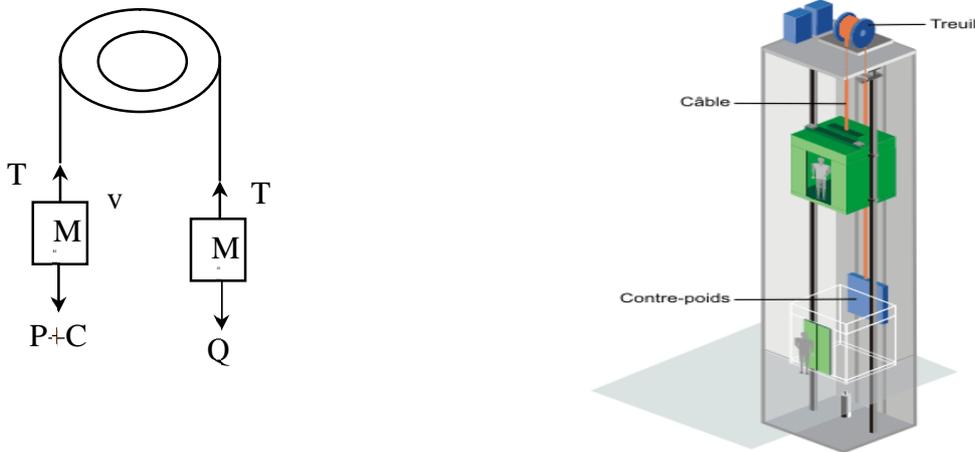


Figure III.22.Schéma statique et concept d'ascenseur

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 KN : Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 50 m.
- B_s×T_s = 2×1.7 m² 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.

$$P = P_m + D_m + 5 = 15 + 43 + 5 = 63 \text{ KN}$$

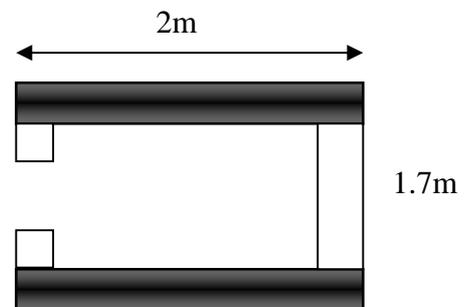


Figure III.23.Schéma d'ascenseur.

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 parallèles à l_y

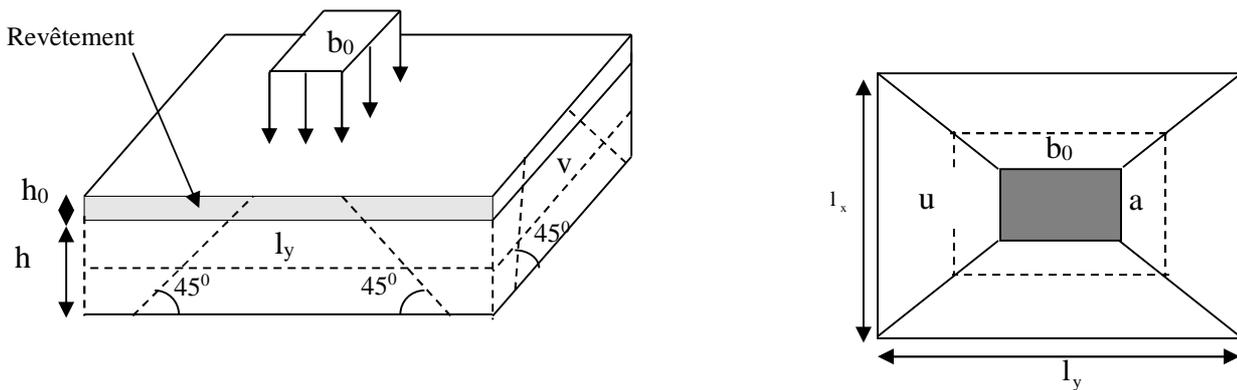


Figure III.24. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

Avec

- $\xi = 0,75$ le revêtement est moins résistant ;

$$\begin{cases} U = 80 + 5 + 2 \times 15 \times 0,75 = 107,5 \text{ cm} \\ V = 80 + 5 + 2 \times 15 \times 0,75 = 107,5 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments**

➤ **M_1^x et M_1^y Du système de levage**

On a un chargement centré centré :

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2) q_u \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1) q_u \end{cases}$$

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 :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,8 ; \frac{U}{l_x} = \frac{107,5}{170} = 0,63 ; \frac{V}{l_y} = \frac{107,5}{200} = 0,54$$

Soit $M_1 = 0,089M_2 = 0,073$

Avec $v = 0$ à l'ELU et $v = 0,2$ à l'ELS

$$q_u = 1,35 P = 1,35 \times 63 = 85,05 \text{ KN}$$

$$M_1^x = 85.05 \times 0.089 \Rightarrow M_1^x = 7.57 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 85.05 \times 0.073 \Rightarrow M_1^y = 6.21 \text{ KN.m}$$

➤ **M_2^x et M_2^y dû aux poids propre de la dalle**

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q \times l_x \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.8 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0.0561$$

$$\mu_y = 0.5959$$

Le poids propre de la dalle et du revêtement (pour un revêtement de 5 cm)

$$G = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.041 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0.0561 \times 8.04 \times 1.7^2 = 1.3 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = 0.5959 \times 1.3 = 0.78 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donnés :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 7.57 + 1.3 = 8.87 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 6.21 + 0.78 = 7 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait pour une longueur unité avec

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 7.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 5.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.4 M_x = -3.55 \text{ KN.m}$$

Tableau III.37.Ferraillage de la dalle D'ascenseur

Sens	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	$A^t_{calculée}$ (cm ² /ml)	$A^t_{adoptée}$ (cm ² /ml)	$A^a_{calculée}$ (cm ² /ml)	$A^a_{adoptée}$ (cm ² /ml)
X-X	7.54	-3.55	1.84	4HA10=3.14	0.85	3HA8=1.51
Y-Y	5.95	-3.55	1.44	3HA10=2.36	0.85	3HA8=1.51

➤ **Vérification**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$h > 12 \Rightarrow A_{\min}^x = 0.80\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_x^{\min} = 1.81 \text{ cm}^2 \leq A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.8 > 0.4$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

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

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

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \leq A_s$$

➤ **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

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (107.5 + 107.5) = 430 \text{ cm}$$

$$85.05 \leq \frac{0.045 \times 4.30 \times 0.15 \times 25 \times 10^3}{1.5}$$

$$85.05 \leq 483.75$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$T_U = T_V = \frac{q_u}{3 \times U} = \frac{85.05}{3 \times 1.075} = 26.37 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{26.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.202 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_U \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Calcul à l'ELS**

Moment engendré par le système de levage :

$$q_{\text{ser}} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \mathbf{M}_1^x = (0.087 + 0.2 \times 0.073) \times 63 \\ \mathbf{M}_1^y = (0.073 + 0.2 \times 0.087) \times 63 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{M}_1^x = (\mathbf{M}_1 + \mathbf{v} \times \mathbf{M}_2) \mathbf{q}_{\text{ser}} \\ \mathbf{M}_1^y = (\mathbf{M}_2 + \mathbf{v} \times \mathbf{M}_1) \mathbf{q}_{\text{ser}} \end{cases}$$

$$M_1^x = 6.4 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 5 \text{ KN.m}$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q_s = 6.31 + 1 = 7.31 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0.0561 \times 7.31 \times 1.7^2 = 1.18 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = 0.7111 \times M_2^x = 0.84 \text{ KN.m}$$

La Superposition des Moments:

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 6.4 + 1.18 = 7.58 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 5 + 0.84 = 5.84 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 6.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 4.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.4 M_x = -3.03 \text{ KN.m}$$

Tableau III.38. Vérifications des contraintes à l'ELS

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	6.44	3.14	2.92	4713.1	$3.99 < 15$	$186.02 < 201.63$	Vérifiée
Appui	- 3.03	1.57	2.11	2528.6	$2.53 < 15$	$177.66 < 201.63$	Vérifiée

➤ **Schémas de ferrailage**

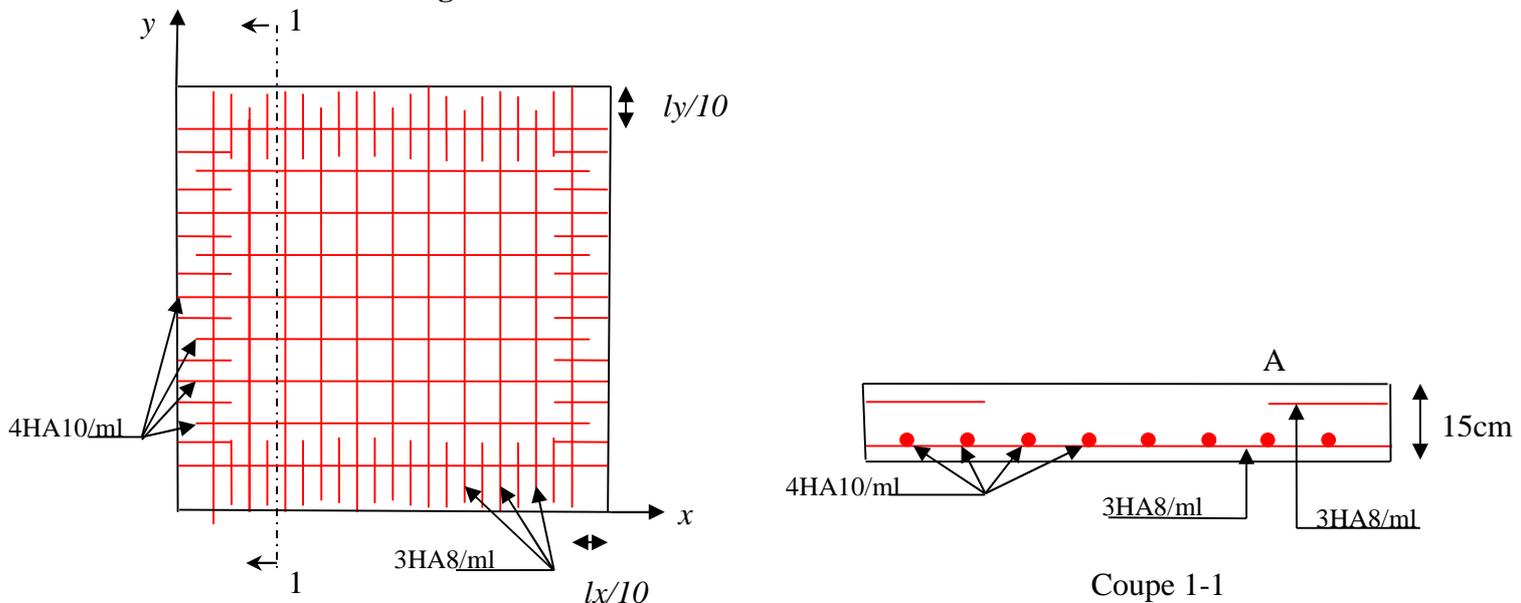


Figure III.25. Schéma de ferrailage de la dalle pleine locale machine.

6.4. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (170× 200 et h=15cm)

- Poids propre de la dalle et du revêtement : $G_1 = 4.85 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de l'ascenseur : $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{1.8 \times 2} = 13.89 \text{ KN/m}^2$.
- $G^{\text{total}} = G_1 + G_2 = 18.74 \text{ KN/m}^2$

$P_u = 1.35 \times G^{\text{total}} = 25.3 \text{ KN/m}^2$

$\rho = l_x / l_y = 0.85 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$\mu_x = 0.0506; \mu_y = 0.6864$

➤ **Calcul des moments à l'ELU**

$M_x = 0.0506 \times 25.3 \times 1.7^2 = 3.7 \text{ KN.m}$

$M_y = 0.6864 \times 3.7 = 2.54 \text{ KN.m}$

$M_{tx} = 0.85 M_x = 3.14 \text{ KN.m}$

$M_{ty} = 0.85 M_y = 2.16 \text{ KN.m}$

$M_{ax} = M_{ay} = -0.4 M_x = -1.48 \text{ KN.m}$

➤ **Ferraillage**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.39.Ferraillage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Moment (KN.m)	μ_{bc}	A calcul (cm ² /ml)	A adoptés (cm ² /ml)
M_{tx}	0,0153	0,76	4HA8
M_{ty}	0,0105	0,52	3HA8
M_{ax}	0,0072	0,35	3HA8
M_{ay}	0,0072	0,35	3HA8

➤ **Calcul à l'ELS**

$P_s = 18.74 \text{ KN/m}^2$

$M_x = 0.0506 \times 18.74 \times 1.7^2 = 2.74 \text{ KN.m}$

$M_y = 0.6864 \times 2.74 = 1.88 \text{ KN.m}$

$M_{tx} = 0.85 M_x = 2.33 \text{ KN.m}$

$M_{ty} = 0.85 M_y = 1.6 \text{ KN.m}$

$M_{ax} = M_{ay} = -0.4 M_x = -1.1 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.40. Vérification des contraintes

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	2.33	2.01	2.4	3239.4	$1.73 < 15$	$103.51 < 201.63$	Vérifiée
Appui	- 1.1	1.51	2.11	2528.6	$0.92 < 15$	$64.49 < 201.63$	Vérifiée

➤ **La flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} e = 15 \text{ cm} > 7.22 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ A_t = 2.01 \text{ cm}^2 < 6.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ **Schémas de ferrailage**

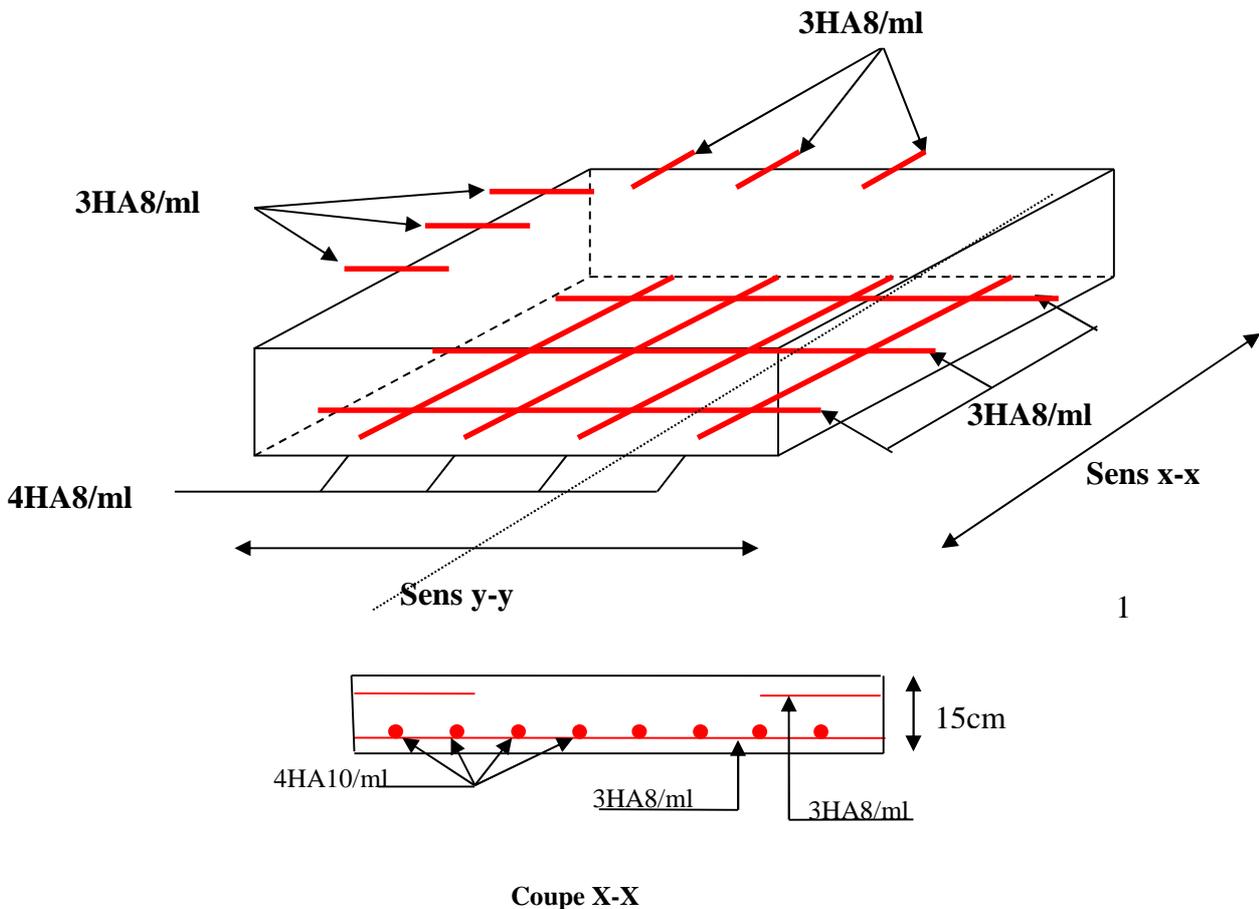


Figure III.26. ferrailage dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

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 encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F_p).

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).

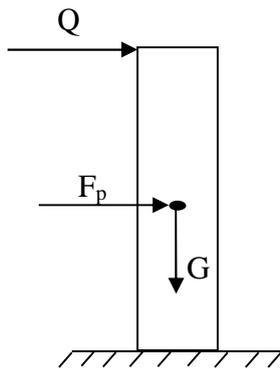


Figure III.27.Modèle de calcul de l'acrotère

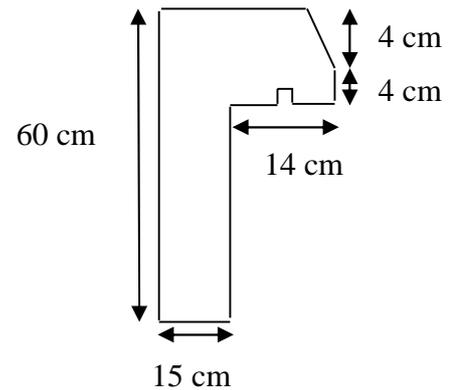


Figure III.28. Coupe transversale de l'acrotère

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 :**

$G_0 = 25 \times S_{acr} = 25 \times 0.0984 = 2.46 \text{ KN/ml}$

$G^{rev} = 20 \times 0.0318 = 0.636 \text{ KN/ml}$

D'où, la charge totale est $G = W_p = 3.09 \text{ KN}$

❖ **charge d'exploitation**

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

❖ **Force sismique**

La force sismique est donnée par la formule suivante :

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

Avec $\begin{cases} A = 0.15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone .} \\ C_p = 0.8 : \text{facteur de force horizontale ;} \\ W_p = 3.09 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{cases}$

Donc, $F_p = 1.5 \text{ KN}$

➤ **Calcul des sollicitations**

Calcul du centre de gravité : $\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 8.67 \text{ cm} \\ Y_G = 32.14 \text{ cm} \end{cases}$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 3.09 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 0.6 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0.5 \text{ KNm} \end{cases}$$

Tableau III.41. Combinaisons d'action de l'acrotère.

Combinaisons Sollicitations	ELU Accidentelle	ELU	ELS
	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	3.09	4.17	3.09
M (KN.m)	1.1	0.9	0.6

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_{u \text{ acc}}}{N_{u \text{ acc}}} = \frac{1.1}{3.09} \times 10^2 = 35.6 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} = 10 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_0 > h/6$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_u = N_u \times e$.

D'après le **BAEL(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.

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

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{10^4 \times h_0}$$

\emptyset : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 1.5} = 0$$

$l_f = 2 \times h = 1.2 \text{ m}$: Longueur de flambement ($h = 60\text{cm}$: hauteur de la section)

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576\text{m}$$

D'où : $e = 35.6 + 2 + 0.576 = 38.18 \text{ cm}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 4.17 \text{ KN}$.

$M_u = N_u \times e = 4.17 \times 0.38 = 1.6 \text{ KN.m}$

7.3. Ferrailage de l'acrotère

➤ Calcul à l'ELU :

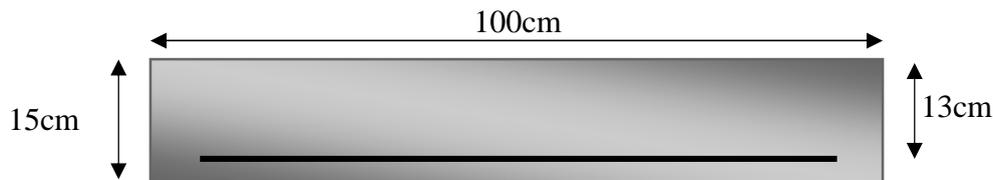


Figure III.29. Section de l'acrotère à ferrailer

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} :

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.83 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1.6 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.13^2} = 0.007 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.009 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.129 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.28 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Vérification à l'ELU**

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

$$A_t^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 > A = 0.16 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_{\min}$$

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Choix des armatures**

Sens principal : $A = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$ 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 : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm}$

✓ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier si $\tau_u < \bar{\tau}$

ELU : $V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0115 \text{ MPa} ; \bar{\tau} < \min(0.1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u < \bar{\tau}$Condition vérifiée.

Situation accidentelle : $V_u = Q + F_p = 1 + 1.5 = 2.5 \text{ KN}$

$\Rightarrow \tau_u = 0.031 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$ 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

$$(y = y_c + C)$$

$$c = (e - h/2) \Rightarrow C = (0.38 - 0.075) = -0.3 \text{ m (avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} p = -3C^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c) = -0.26 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 = 0.045 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1) dépend $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -1.56 \times 10^{-2} < 0$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h - C \iff 0.3 \leq y_c \leq 0.45$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos(\phi/3) = 0.374 \\ y_{c2} = a \cos(\phi/3 + 120^\circ) = -0.581 \\ y_{c3} = a \cos(\phi/3 + 240^\circ) = 0.207 \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0.59 \\ \phi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{-3/p}\right) = 151.64^\circ \end{cases}$$

Donc on prend $y_c = 0.374\text{m} \implies y = 0.074\text{ m}$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - 15A(d - y) = 2.57 \times 10^{-3}$$

d'où $\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{3.06 \times 10^{-3}}{2.57 \times 10^{-3}} \times 0.074 = 0.088\text{ MPa} < \bar{\sigma} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$

➤ Schémas de ferrailage

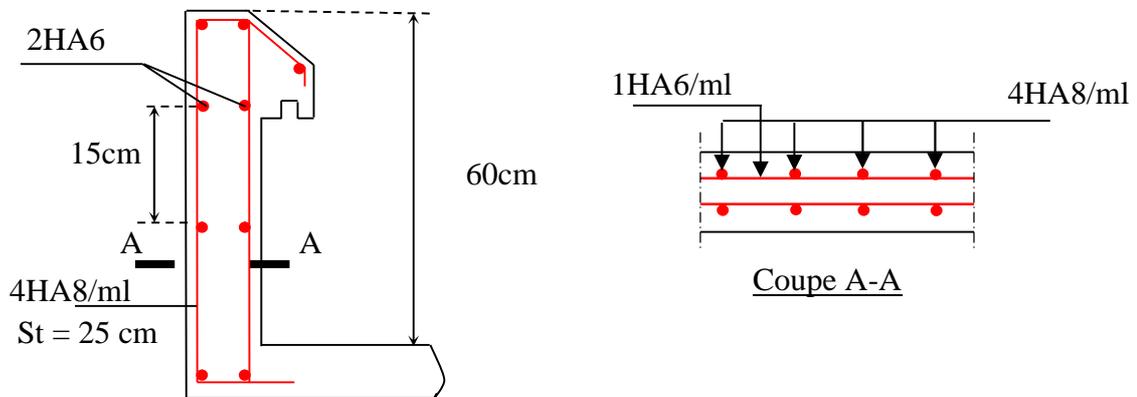


Figure III.30. Schéma de ferrailage de l'acrotère

Chapitr IV

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 élévation 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**

$$\checkmark Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.4)}$$

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 :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités.

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	Non vérifié	0.05
02	Redondance en plan	Non vérifié	0.05	Non vérifié	0.05
03	Régularité en plan	Vérifié	0	Vérifié	0
04	Régularité en élévation	Non vérifié	0.05	Non vérifié	0.05
05	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifié	0	Vérifié	0
06	Contrôles d'exécution	Vérifié	0	Vérifié	0

$$\text{Donc, } \begin{cases} Q_x = 1.15 \\ Q_y = 1.15 \end{cases}$$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

- ✓ 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 : $W = 19177.868 \text{KN}$

$$\checkmark D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

$$\checkmark \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

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, $\eta = 0.816$

✓ On a un site ferme S3 $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$ **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 :

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

$H = 36.21 \text{ m}$: 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.

$$\begin{cases} L_y = 21.94 \text{ m} \\ L_x = 18.15 \text{ m} \end{cases}$$

Donc, $\begin{cases} T_y = 0.738 \text{ s} \\ T_x = 0.695 \text{ s} \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_Y = 1.63 \\ D_X = 1.57 \end{cases}$$

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{xst} = 1038.75 \text{ KN} \\ V_{yst} = 1078.48 \text{ KN} \end{cases}$$

4.1. Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

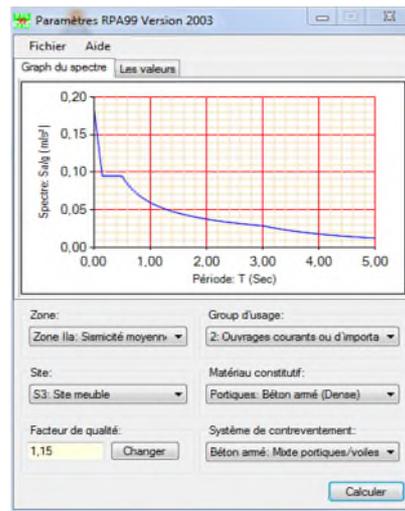


Figure IV.1. Spectre de réponse selon x-x et y-y

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 :

4.3.1 Période de vibration et participation massique :

Le coefficient de participation massique correspond au $i^{\text{ème}}$ 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	0,927876	0,73128	0,00197	0,73128	0,00197
2	0,859225	0,00221	0,69195	0,73349	0,69392
3	0,645754	0,00681	0,000001892	0,7403	0,69392
4	0,306123	0,11716	0,00011	0,85745	0,69403
5	0,263321	0,00007416	0,15456	0,85753	0,84859
6	0,20042	0,00008277	0,00023	0,85761	0,84883
7	0,168604	0,05296	0,00004227	0,91057	0,84887
8	0,146215	0,00003591	0,03615	0,91061	0,88501
9	0,125451	0,00464	0,00102	0,91524	0,88603
10	0,118444	0,01346	0,00024	0,92871	0,88628
11	0,113793	0,00001133	0,04075	0,92872	0,92703

4.3.2 Interprétation des résultats obtenus

- ✓ Les périodes numériques obtenues par le logiciel SAP2000V14 dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30% (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)
 Période majorées de 30% $\begin{cases} T_x = 0.859 \text{ s} < 0.903 \text{ s} \\ T_y = 0.927 \text{ s} < 0.959 \text{ s} \end{cases}$ Vérifié
- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe y-y et le deuxième mode suivant x-x.
- ✓ Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

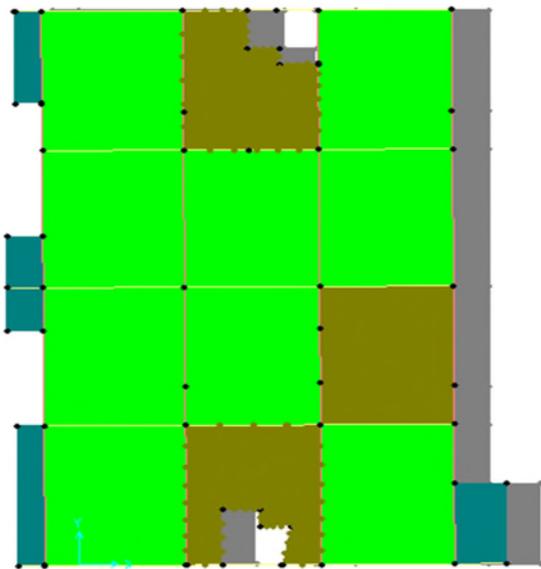


Figure IV.3.Mode 2 Translation suivant l'axe x-x

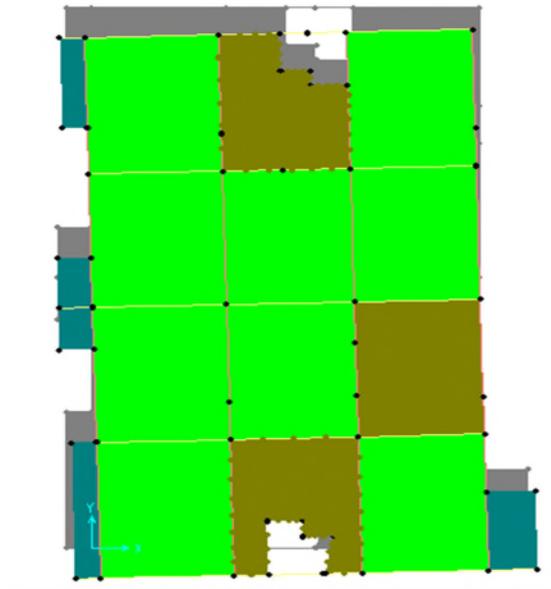


Figure IV.2.Mode 1 Translation suivant l'axe y-y

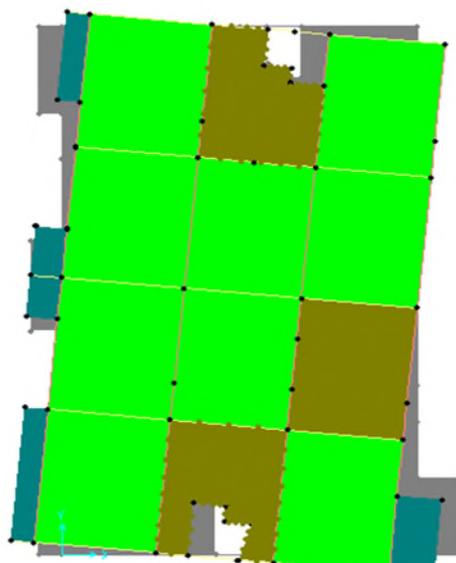


Figure IV.4.Mode 3 Rotation selon l'axe(Z-Z)

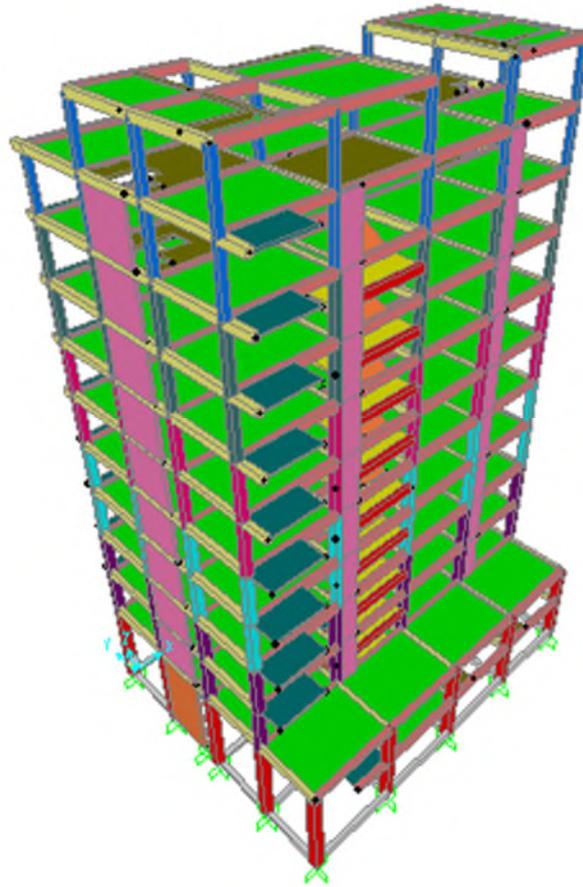


Figure IV.5. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel SAP2000V14

- La disposition des voiles

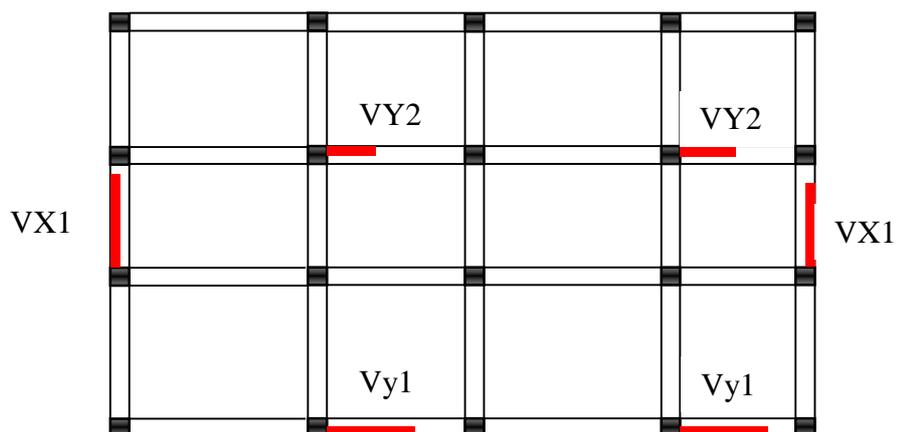


Figure IV.6.Sens de la disposition des voiles

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 :

Tableau IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticale

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	-21400,811	-3646,16	85,442724	14,55728
Soupenete	-14544,067	-3208,35	81,927254	18,07275
1 ^{er} étage	-16563,823	-3998,43	80,554506	19,44549
2 ^{em} étage	-14676,73	-3635,25	80,148251	19,85175
3 ^{em} étage	-13730,64	-3409,92	80,106144	19,89386
4 ^{em} étage	-10383,165	-3026,3	77,431624	22,56838
5 ^{em} étage	-8452,462	-2704,84	75,757201	24,2428
6 ^{em} étage	-6671,798	-2233,59	74,918634	25,08137
7 ^{em} étage	-4871,04	-1781,21	73,223947	26,77605
8 ^{em} étage	-3198,383	-1200,6	72,707361	27,29264
9 ^{em} étage	-1922,077	-753,813	71,829447	28,17055

Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales selon X-X

Niveaux	Interaction selon X-X			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	-511,568	-353,442	59,1401255	40,85987
soupenete	-449,372	-333,92	57,3696655	42,63033
1 ^{er} étage	-520,739	-334,464	60,8906891	39,10931
2 ^{em} étage	-559,055	-281,222	66,5322269	33,46777
3 ^{em} étage	-498,588	-266,18	65,1946734	34,80533
4 ^{em} étage	-508,99	-240,272	67,9321786	32,06782

5 ^{em} étage	-406,45	-216,677	65,2274737	34,77253
6 ^{em} étage	-397,055	-172,62	69,6985123	30,30149
7 ^{em} étage	-278,093	-140,272	66,4713826	33,52862
8 ^{em} étage	-252,981	-117,897	68,2113795	31,78862
9 ^{em} étage	-167,555	-75,966	68,8051544	31,19485

Tableau IV.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales selon Y-Y

Niveaux	Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(% des charges horizontales)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	-390,169	-539,192	41,982502	58,0175
soupenite	-303,773	-246,945	55,1594464	44,84055
1 ^{er} étage	-382,121	-502,667	43,1878597	56,81214
2 ^{em} étage	-410,208	-423,218	49,2194868	50,78051
3 ^{em} étage	-379,925	-395,053	49,0239723	50,97603
4 ^{em} étage	-412,074	-297,909	58,0399812	41,96002
5 ^{em} étage	-337,678	-294,712	53,3971125	46,60289
6 ^{em} étage	-351,988	-195,612	64,2783053	35,72169
7 ^{em} étage	-257,37	-195,642	56,8130646	43,18694
8 ^{em} étage	-260,297	-152,524	63,0532361	36,94676
9 ^{em} étage	-181,88	-101,727	64,1309982	35,869

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 :

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	829.49	831	N.Vérifiée
Suivant Y-Y	848,157	862.768	N.Vérifiée

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 $(0,8V_{st}/V_{dyn})$.

Sens x-x : $0.8V_{st}/V_{dyn} = 1.012$

Sens y-y : $0.8V_{st}/V_{dyn} = 1.017$

Les résultats après majoration de $(0.8V_{st}/V_{dyn})$ sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0.8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	831	831	Vérifiée
Suivant Y-Y	862.769	862.768	Vérifiée

L'effort tranchant à la base est vérifié

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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

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 :

Tableau IV.7. Vérifications des déplacements des niveaux selon x-x

Niveau	h_k (m)	Sens x-x					Observation
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)	
Soupenite	3	0,0005	0,0025	0	0,0001	3,3333E-05	Vérifiée
1 ^{er} étage	5.61	0,0014	0,007	0,0025	0,0001	1,7825E-05	Vérifiée
2 ^{er} étage	3.06	0,0028	0,014	0,007	0,0002	6,5359E-05	Vérifiée
3 ^{er} étage	3.06	0,0045	0,0225	0,014	0,0002	6,5359E-05	Vérifiée
4 ^{em} étage	3.06	0,0063	0,0315	0,0225	0,0002	6,5359E-05	Vérifiée
5 ^{em} étage	3.06	0,0083	0,0415	0,0315	0,0003	9,8039E-05	Vérifiée
6 ^{em} étage	3.06	0,0102	0,051	0,0415	0,0003	9,8039E-05	Vérifiée
7 ^{em} étage	3.06	0,0121	0,0605	0,051	0,0004	0,00013072	Vérifiée
8 ^{em} étage	3.06	0,0139	0,0695	0,0605	0,0004	0,00013072	Vérifiée
9 ^{em} étage	3.06	0,0156	0,078	0,0695	0,0005	0,0001634	Vérifiée

Terrasse	3.06	0,0173	0,0865	0,078	0,0005	0,0001634	Vérfiée
Ter-inaccessible	3,06	0,0183	0,0915	0,0865	0,005	0,00163399	Vérfiée

Tableau IV.8. Vérifications des déplacements des niveaux selon y-y

Niveau	h _k (m)	Sens Y-Y					Observation
		δ _{ek} (m)	δ _k (m)	δ _{k-1} (m)	Δ _k (m)	Δ _k /h _k (%)	
Soupenle	3	0,0006	0,003	0	0,0001	3,3333E-05	Vérfiée
1 ^{er} étage	5.61	0,0018	0,009	0,003	0,0001	1,7825E-05	Vérfiée
2 ^{em} étage	3.06	0,0036	0,018	0,009	0,0002	6,5359E-05	Vérfiée
3 ^{em} étage	3.06	0,0057	0,0285	0,018	0,0002	6,5359E-05	Vérfiée
4 ^{em} étage	3.06	0,0077	0,0385	0,0285	0,0002	6,5359E-05	Vérfiée
5 ^{em} étage	3.06	0,0097	0,0485	0,0385	0,0003	9,8039E-05	Vérfiée
6 ^{em} étage	3.06	0,0116	0,058	0,0485	0,0003	9,8039E-05	Vérfiée
7 ^{em} étage	3,06	0,0132	0,066	0,058	0,0004	0,00013072	Vérfiée
8 ^{em} étage	3,06	0,0147	0,0735	0,066	0,0004	0,00013072	Vérfiée
9 ^{em} étage	3,06	0,0159	0,0795	0,0735	0,0005	0,0001634	Vérfiée
Terrasse	3.06	0,0169	0,0845	0,0795	0,0005	0,0001634	Vérfiée
Ter-inaccessible	3.06	0,0176	0,088	0,0845	0,0035	0,00114379	Vérfiée

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^{ème} 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 = Σ_{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 ≤ θ_k ≤ 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 - θ_k).

✓ Si $\Theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

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
Soupenite	3	-19207,885	0,0001	-865,01	0,00074018	0,0001	-929,361	0,00068893
1 ^{er} étage	5.61	-12478,034	0,0001	-783,292	0,00028396	0,0001	-550,718	0,00040388
2 ^{em} étage	3.06	-15816,019	0,0002	-855,203	0,00120875	0,0002	-884,788	0,00116833
3 ^{em} étage	3.06	-14078,848	0,0002	-840,277	0,0010951	0,0002	-833,426	0,0011041
4 ^{em} étage	3.06	-12340,721	0,0002	-764,768	0,00105468	0,0002	-774,978	0,00104078
5 ^{em} étage	3.06	-10602,904	0,0003	-749,262	0,00138737	0,0003	-709,983	0,00146412
6 ^{em} étage	3.06	-8864,375	0,0003	-623,127	0,00139467	0,0003	-632,39	0,00137424
7 ^{em} étage	3,06	-7126,069	0,0004	-569,675	0,00163516	0,0004	-547,6	0,00170108
8 ^{em} étage	3,06	-5386,865	0,0004	-418,365	0,00168314	0,0004	-453,012	0,00155441
9 ^{em} étage	3,06	-3648,292	0,0005	-370,878	0,00160734	0,0005	-412,821	0,00144403
Terrasse	3.06	-2245,313	0,0005	-243,521	0,00150657	0,0005	-283,607	0,00129363

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

$$\gamma = \frac{N}{f_{c28} \times B} \leq 0.3$$

Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	B (m ²)	N (KN)	γ	Observation
S.SOL 1 et RDC et soupenite	0,33	-2027,327	0,24573	Vérifiée
Etages 1 et 2	0,275	-1678.729	0,20348	Vérifiée

Etages 3 et 4	0,225	-1228,074	0,14885	Vérifiée
Etages 5 et 6	0,18	-863,095	0,10461	Vérifiée
Etages 7 et 8	0,14	-528,623	0,064	Vérifiée
Etages 9 et terrasse	0,105	-220,271	0,02669	Vérifiée

IV.6. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement , 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 :

Tableau IV.11.Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	S.SOL 1 et RDC+soupenste	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8	9 + terrasse
Poteaux (cm ²)	55×60	50×55	45×50	40×45	35×40	30×35
Voiles (cm)	25 cm	15cm				
P.P (cm ²)	30×45					
P.S (cm ²)	30×40					

Chapitr V

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 composée 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
 - $G + Q + E$
 - $G + Q - E$
 - $0.8G + E$
 - $0.8G - E$
- }accidentelles

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{\max} \rightarrow M^{\text{correspondant}} \rightarrow A_1 \\ M^{\max} \rightarrow N^{\text{correspondant}} \rightarrow A_2 \\ N^{\min} \rightarrow M^{\text{correspondant}} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

V.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'eth'.

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

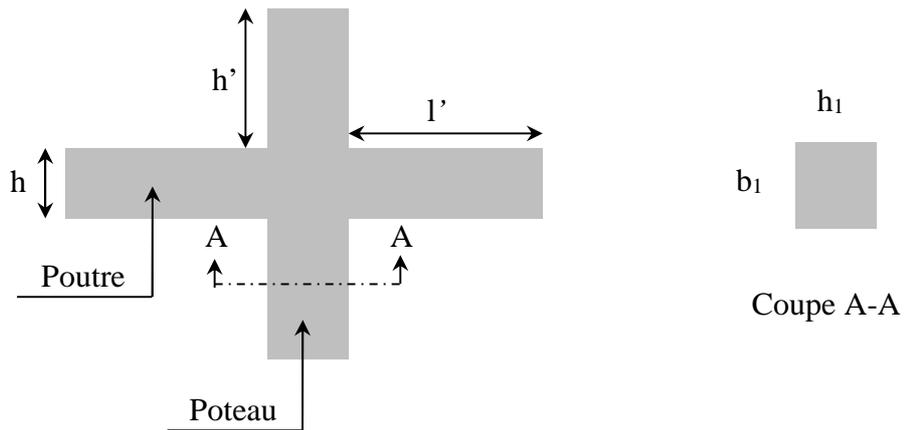


Figure V.1. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone Courante	Zone de Recouvrement
S.SOL 1 et RDC et soupenite	55 × 60	26.4	132	198
1^{er} et 2^{ème} étage	50 × 55	22	110	165
3^{ème} et 4^{ème} étage	45 × 50	18	99	148.5
5^{ème} et 6^{ème} étage	40 × 45	14,4	72	108
7^{ème} et 8^{ème} étage	35×40	11,2	56	84
7^{ème} et terrasse	30×35	8,4	42	63

➤ **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'espacement (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 ϕ_t minimums.

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :

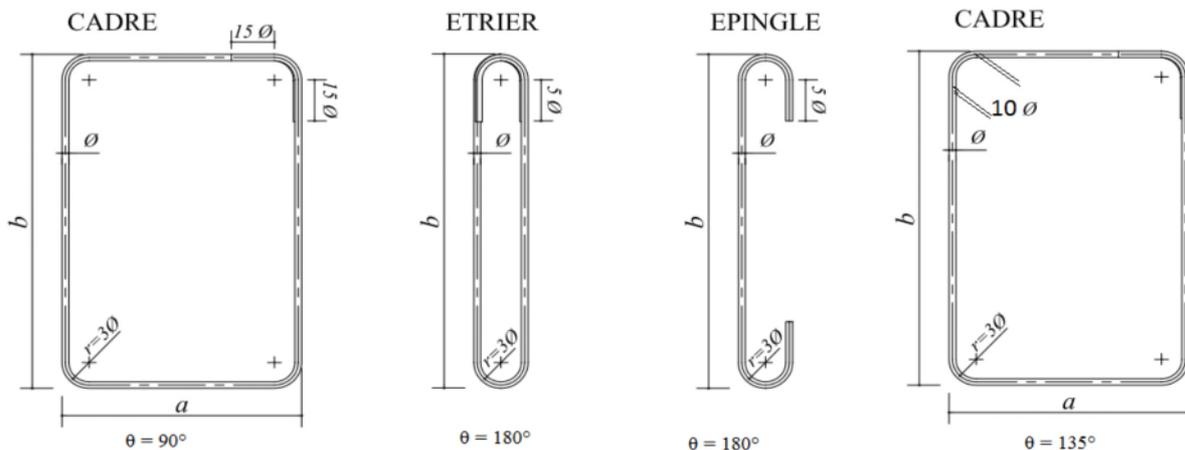


Figure V.2. Ancrage des armatures transversales

V.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 :

Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
S.SOL RDC soupente	3461,225	13,6007	941,69	24,4791	218,2381	1841,153	142,144
Etages1 et 2	2626,747	11,3807	110,50	98,7681	-311,097	155,9836	50,646
Etages3 et 4	1957,349	26,6189	3,094	4,5311	111,4828	848,086	52,53
Etages 5 et 6	1405,323	14,026	1,551	5,732	639,141	90,4429	58,934
Etages7 et 8	887,152	13,332	24,536	10,1093	241,905	66,4474	53,863
Etages9 et Terr	388,968	13,7848	6,546	5,381	143,216	59,4043	37,964

V.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 : $N_{\min} = 941,69 \text{ KN}$; $M_{\text{corrs}} = 24,47 \text{ KN.m}$ (0.8G +Ex)

$b = 55 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $d = 57 \text{ cm}$;

Situation accidentelle: $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$

$$e_G = \frac{M}{N} = 5.36 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.3 \Rightarrow \text{le centre de pression est en dehors de la section}$$

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.

$$M_{\text{ua}} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 278.5 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_{\text{ua}}}{f_{\text{bu}} \times b \times d^2} = \frac{278.5 \times 10^{-3}}{18.48 \times 0.55 \times 0.57^2} = 0.0843$$

$$\mu_{\text{bu}} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} ; A = 0 ; f_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.11 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.545m \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 12,77 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -2.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc A=0

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux

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 RDC et soupenste	55 × 60	S.P.C	0	26.4	28,65	4HA20+8HA16
Etages 1 et 2	50 × 55	S.P.C	0	22	24,13	12HA16
Etages 3 et 4	45 × 50	S.P.C	0	18	18,47	12HA14
Etages 5 et 6	40 × 45	S.P.C	0	14,4	18,47	12HA14
Etages 7 et 8	35×40	S.P.C	0	11,2	18,47	12HA14
Etages 9 et terrasse	30×35	S.P.C	0	8,4	18,47	12HA14

Tableaux V.4. Ferrailage transversales des poteaux

Niveaux	S.SOL RDC+SPT	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8	Etages 7 +terrasse
Sections	55 × 60	50 × 55	45 × 50	40 × 45	35×40	30×35
∅_l^{min}(cm)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
l_f(cm)	364	182.7	182.7	182.7	182.7	182.7
λ_g	6.06	3.32	3.65	4.06	4.56	5.22
V(KN)	158.608	48.59	57	53.12	46.72	39.85
t_{zonenodal}(cm)	10	10	10	10	10	10
t_{zonecourante}(cm)	15	15	15	15	15	15
ρ	2,5	3,75	3,75	3,75	1,75	2,5
A_t(cm²)	2,47	1,24	1,60	1,66	1,095	1,34
A_t^{min}(cm²)	2,47	4.125	3.712	3.3	2.88	1,35
A_t^{adop}(cm²)	6HA10 =4,71				6HA8=3.02	

D’après le Code De Béton Armé **CBA93** (Art A7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

V.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 :

Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	Nu (KN)	i (m)	λ	α	(Br \geq Br ^{calc})		Observation
					Br	Br ^{calc}	
S.SOL 1 et rdc et soupenste	3461,225	0,1732	21,016	0,793	0,3074	0,150359	Vérifiée
Etages 1 et 2	2626,747	0,1588	11,505	0,832	0,2544	0,1026	Vérifiée
Etages 3 et 4	1957,349	0,1443	12,661	0,828	0,2064	0,0794	Vérifiée
Etages 5 et 6	1405,323	0,1299	14,065	0,823	0,1634	0,0577	Vérifiée
Etages 7 et 8	887,152	0,1155	15,818	0,817	0,1254	0,037	Vérifiée
Etages 9 et terrasse	388,968	0,101	18,089	0,807	0,0924	0,0162	Vérifiée

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.

$$\sigma_{bc 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc 2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$

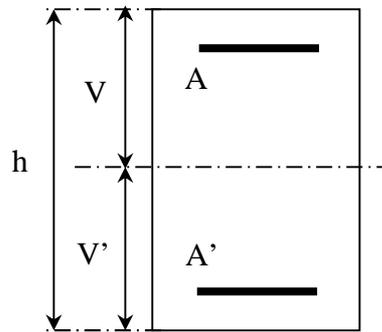


Figure V.3. Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	S.SOL RDC+SPT	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8	Etages 9 +terrasse
Sections	55×60	50×55	45×50	45×45	35×40	30×35
d(cm)	57	52	47	42	37	32
A(cm ²)	28.65	24.13	18.47	18.47	18,47	18,47
V(cm)	35,58	32,6	29,35	27,09	24,82	22,51
V'(cm)	24,43	22,39	20,65	17,91	15,18	12,49
I _{yy} (m ⁴)	0,0149	0,0104	0,0068	0,0046	0,003	0,0018
N _{ser} (MN)	1,53	1,357	1,046	0,755091	0,4814	0,2092
M _{ser} (MN.m)	0,03526	0,0603	0,0508	0,0496845	0,04232	0,0352
M _{serG} (MN.m)	0,1206	0,129	0,0963	0,0843	0,0655	0,0457
σ _{bc1} (MPa)	4.92	5,34	5,07	4,69	3,98	2,56
σ _{bc2} (MPa)	6.61	7,73	7,55	7,48	6,75	5,16
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ 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 :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _a	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
S.SOL 1 et RDC / soupente	55 × 60	364	6.06	0,075	57	158,608	0.5	1,875	Vérifiée
Etages 1 et 2	50 × 55	182.7	3.32	0,04	52	48,59	0.18	1,00	Vérifiée
Etages 3 et 4	45 × 50	182.7	3.65	0,04	47	57	0.26	1,00	Vérifiée
Etages 5 et 6	40 × 45	182.7	4.06	0,04	42	53,12	0.31	1,00	Vérifiée
Etages 7 et 8	35 × 40	182.7	4.56	0,04	37	46,72	0.35	1,00	Vérifiée
Etages 9 et terrasse	30 × 35	182.7	5.22	0,075	32	39,85	0.4	1,875	Vérifiée

➤ **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).

Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale

Niveaux	S.SOL RDC+SPT	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8	Etages 7 +terrasse
Sections	55×60	50×55	45×50	45×45	35×40	30×35
L'(cm)	P.P	90	90	90	90	90
	P.S	80	80	80	80	80
h'(cm)	113	60	60	60	60	60

➤ **Dispositions constructives**

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1.2 = 12$ cm.
- Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi_l = 40 \times 1.2 = 48$ cm.

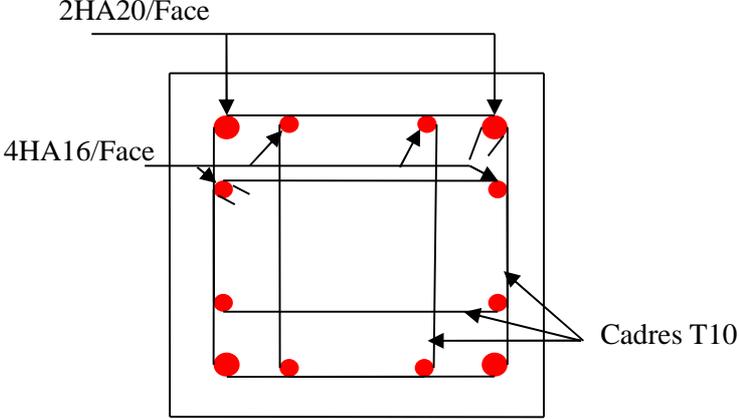
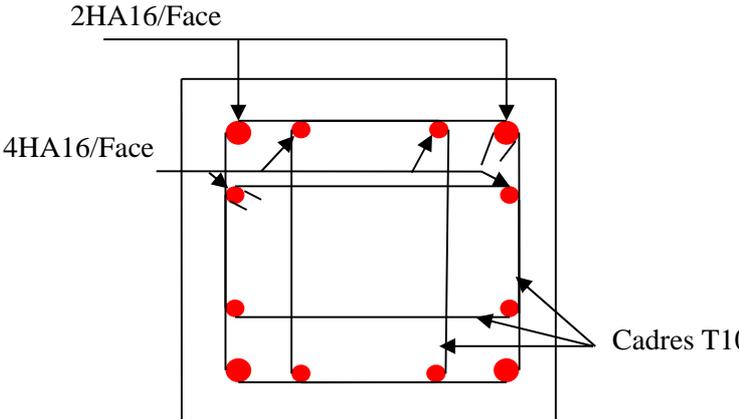
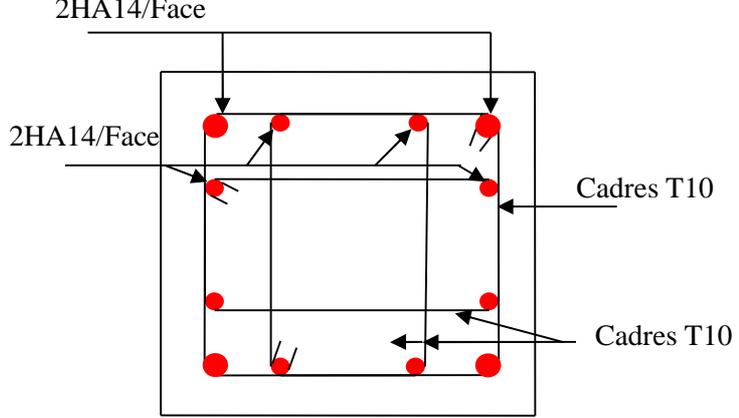
Pour $\phi = 20$ mm $\rightarrow lr = 40 \times 2 = 80$ cm \Rightarrow On adopte : $lr = 80$ cm.

Pour $\phi = 16$ mm $\rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64$ cm \Rightarrow On adopte : $lr = 65$ cm.

Pour $\phi = 14$ mm $\rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56$ cm \Rightarrow On adopte : $lr = 60$ cm.

Pour $\phi = 12$ mm $\rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48$ cm \Rightarrow On adopte : $lr = 50$ cm.

Tableau V.9.ferraillage des sections des poteaux dans tous les niveaux (suite)

Niveau	Schéma de ferraillage des poteaux
<p>Sous sol 1et RDC et soupenre</p>	 <p>2HA20/Face</p> <p>4HA16/Face</p> <p>Cadres T10</p>
<p>1^{er} et 2^{eme} étage</p>	 <p>2HA16/Face</p> <p>4HA16/Face</p> <p>Cadres T10</p>
<p>3^{eme} au 9^{eme} étages</p>	 <p>2HA14/Face</p> <p>2HA14/Face</p> <p>Cadres T10</p> <p>Cadres T10</p>

EV.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
 - $G + Q + E$
 - $G + Q - E$
 - $0.8G + E$
 - $0.8G - E$
- }accidentelles

V.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 :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale}$$

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.

V.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel SAP2000 V14.

Tableau V.10. Ferrailage des poutres principales (30×45) cm²

Niveaux	Localisation	M (KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC	Travée	98.67	6.2	6.88	6.75	3HA14+2HA12
	Appui	-176.25	11.65	12.06		6HA16
Etage courants	Travée	82.68	5.68	5.75	6.75	3HA14+1HA12
	Appui	-173.12	11.42	12.06		6HA16
Terrasse inaccessible	Travée	78.52	5.13	5.75	6.75	3HA14+1HA12
	Appui	-126.92	9.58	9.71		3HA14+3HA16

Tableau V.11. Ferrailage des poutres secondaires (30×40) cm²

Niveaux	Localisation	M (KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC	Travée	110.23	8.08	8.42	6	4HA14+2HA12
	Appui	-92.98	6.7	6.79		6HA12
Etages Courants	Travée	122.12	9.04	9.24	6	6HA14
	Appui	-108.22	7.92	8.01		3HA12+3HA14
Terrasse inaccessible	Travée	51.38	3.57	3.8	6	1HA14+2HA12
	Appui	-66.88	4.73	4.92		3HA12+1HA14

➤ **Armatures transversales**

❖ **Calcul de ϕ_t**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(12; 12.86; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(12; 11.42; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 45) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8$ mm et $A_t = 4\phi^2 = 2,01$ cm² (1cadre + 1 étrier)

❖ **Calcul des espacements St**

D'après le **RPA99/2003**(Art7.5.2.2) :

$$\text{En zone nodale: } St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l^{\min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St= 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St= 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courantes: } St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St= 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St= 15 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

On a $A_{min} = 0.3\% \times St \times b = 1,35$ cm² < $A_t = 2,01$ cm² Vérifiée

❖ **Calcul des longueurs de recouvrement**

Pour $\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.

Pour $\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$

➤ **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 : $A_{\max} = 54 \text{ cm}^2$

✓ Poutres secondaire : $A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{\max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{\max} = 81 \text{ cm}^2$

✓ Poutre secondaire : $A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$

Donc, c’est vérifié pour toutes les poutres.

❖ **Vérifications à l’ELU**

Condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{\text{cal}} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min} = 1.52 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min} = 1.34 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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 :

Tableau V.12. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V^{\max} (KN)	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Principale	188,55	1.49	3,33	Vérifiée
Secondaires	158.11	1.42	3,33	Vérifiée

❖ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement**

Pour les appuis de rives: $A_l \geq A_l^{\text{rive}} = V^{\max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires: $A_l \geq A_l^{\text{inter}} = \left(V^{\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau V.13. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	V ^{max} (KN)	M _a (KN.m)	A _l (cm ²)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	188,55	-176.5	18.94	5.41	-2.8	Vérifiée
Secondaires	158.11	-108.22	15.21	4.54	-4.8	Vérifiée

❖ **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

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

Tableau V.14. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M ^{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		Observation
						σ(MPa)	σ̄(MPa)	
Principales	Travée	59.94	6.88	13.9	108344	7.68	15	Vérifiée
	Appui	176.25	12.06	17.26	162142	13.27	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	122,12	9.24	14.43	10065	4.37	15	Vérifiée
	Appui	108.22	8.01	13.67	90941	4.91	15	Vérifiée

➤ **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 : $\begin{cases} h = 45\text{cm} > h_f = 43.13 \text{ cm} \\ A = 6.88\text{cm}^2 < A_f = 13.23 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Poutres secondaires : $\begin{cases} h = 40 \text{ cm} > h_f = 37.63 \text{ cm} \\ A = 8.08\text{cm}^2 < A_f = 12.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.3. Schémas de ferrailage

➤ **Vérification de la zone nodale**

Le **RPA99/2003**(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

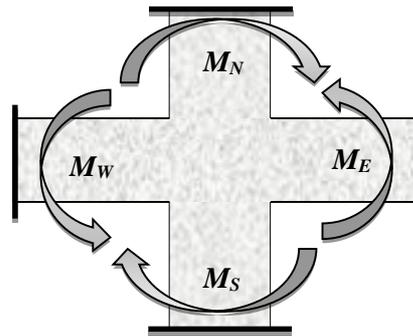


Figure VI.4. Répartition des moments dans les zones nodales

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

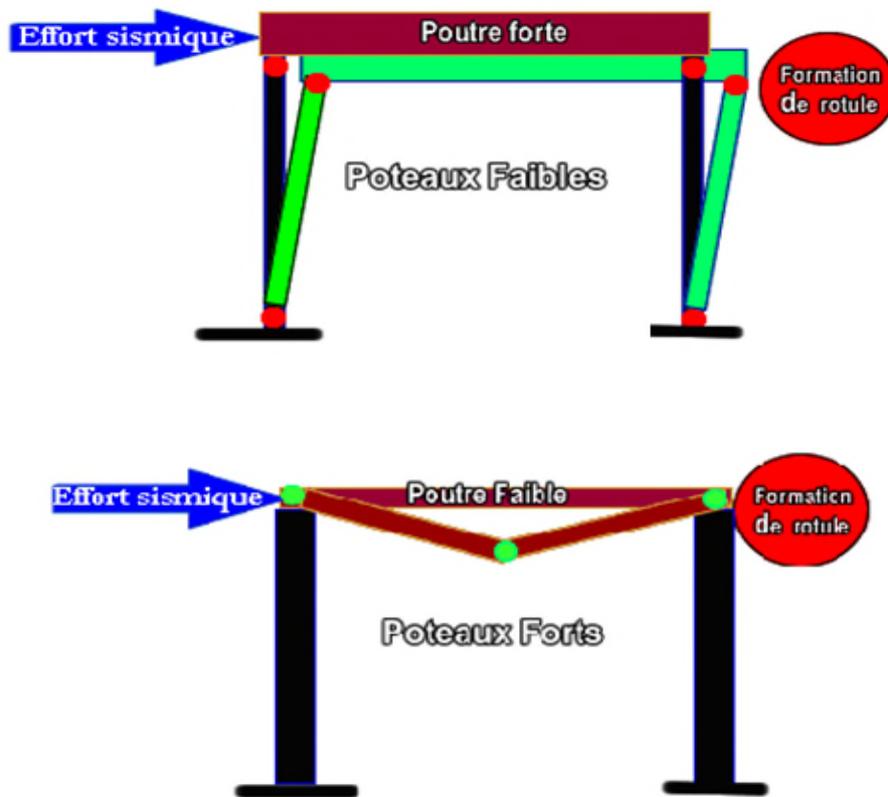


Figure VI.5. Formation de rotules plastique

➤ **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.

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \text{ Avec: } z = 0.9h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau V.15. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
RDC	0.6	0.54	28.65	348	538.39
Etages 8	0.4	0.36	18.47	348	231.4
Etages 9	0.35	0.315	18.47	348	202.46
T.accessible	0.35	0.315	18.47	348	202.46

Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
RDC	0.45	0.405	12.06	348	169.973
Etage courants	0.45	0.405	12.06	348	169.973
T-inaccessible	0.45	0.405	9.71	348	136.852

Tableau V.17. Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
RDC	0.4	0.36	6.79	348	85.06
Etage courants	0.4	0.36	8.01	348	40.13
T-inaccessible	0.4	0.36	4.92	348	61.637

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

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
R.D.C	538.39	538.39	1076.78	169.973	169.973	424.925	Vérifiée
Etage9	202.46	231.4	432.86	169.973	169.973	424.925	Vérifiée
terrasse	202.46	202.46	404.93	136.852	136.852	342.13	Vérifiée

Tableau V.19. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveau	M _N	M _S	M _{N+M_S}	M _W	M _E	1.25 (M _W +M _E)	Observation
R.D.C	538.39	538.39	1076.78	85.06	85.06	212.65	Vérifiée
Etage9	202.46	231.4	432.86	40.13	40.13	100.325	Vérifiée
Etage8	202.46	202.46	404.93	61.637	61.637	151.575	Vérifiée

Schémas de ferrailage des poutres principales :

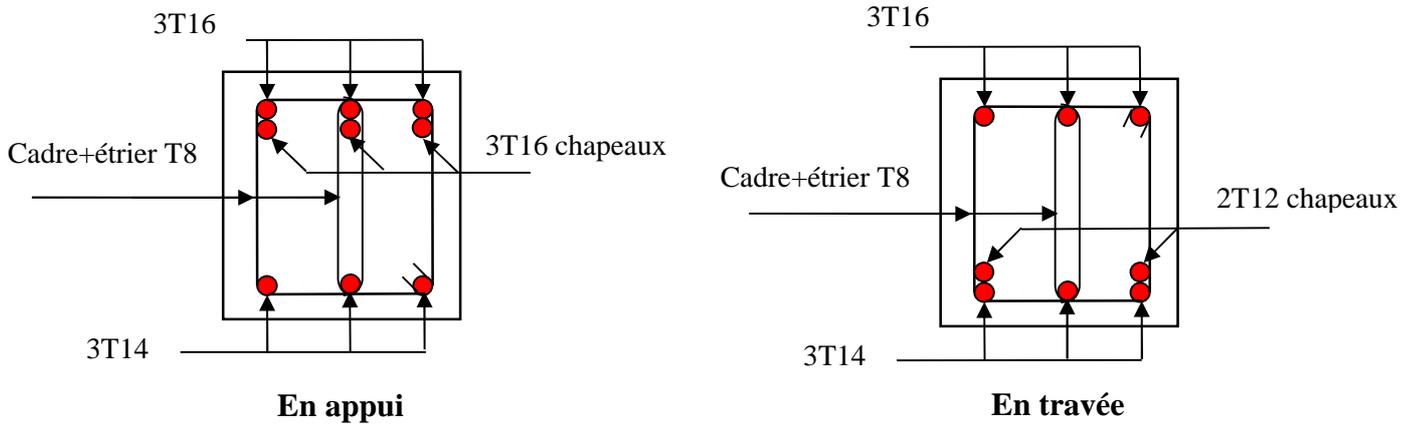


Figure V.6. : Schémas de ferrailage des poutres principales RDC

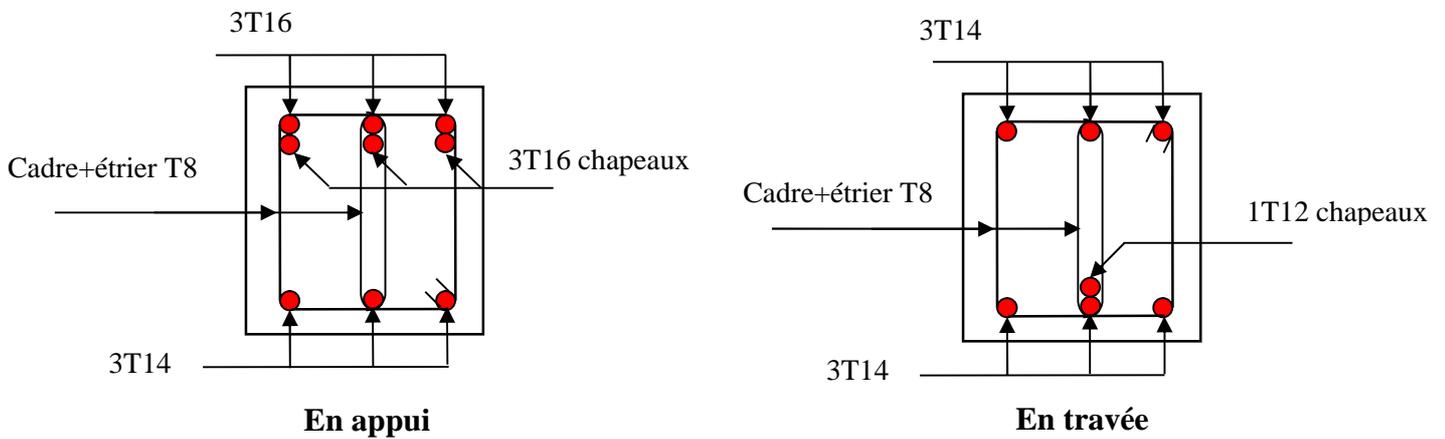


Figure.7 : Schémas de ferrailage des poutres principales étages courants

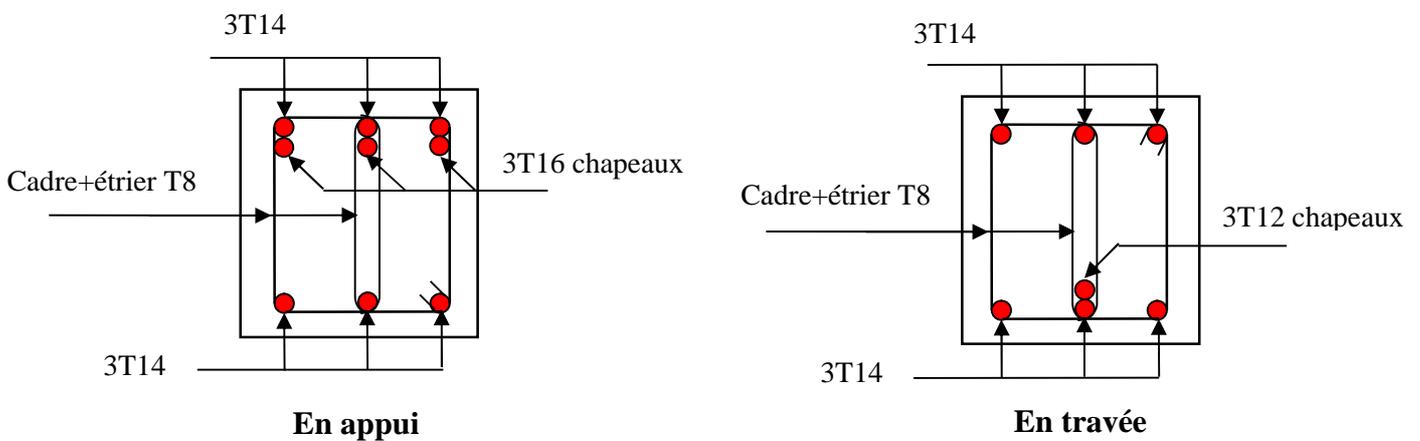


Figure V.8. : Schémas de ferrailage des poutres principales terrasse inaccessible

➤ Schémas de ferrailage des poutres secondaires :

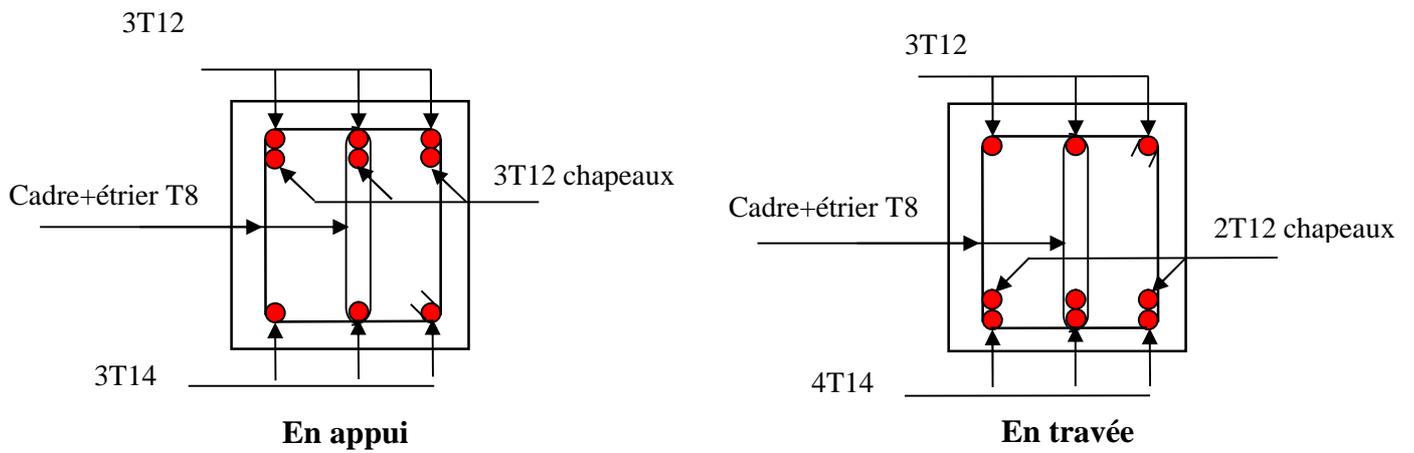


Figure V.10 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires RDC

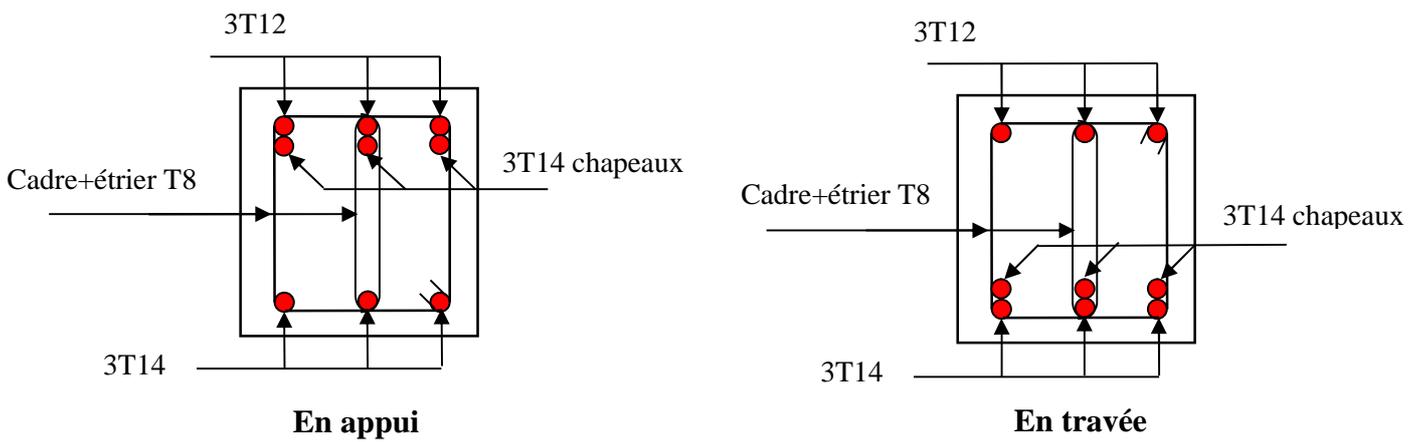


Figure V.11 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires étage courant

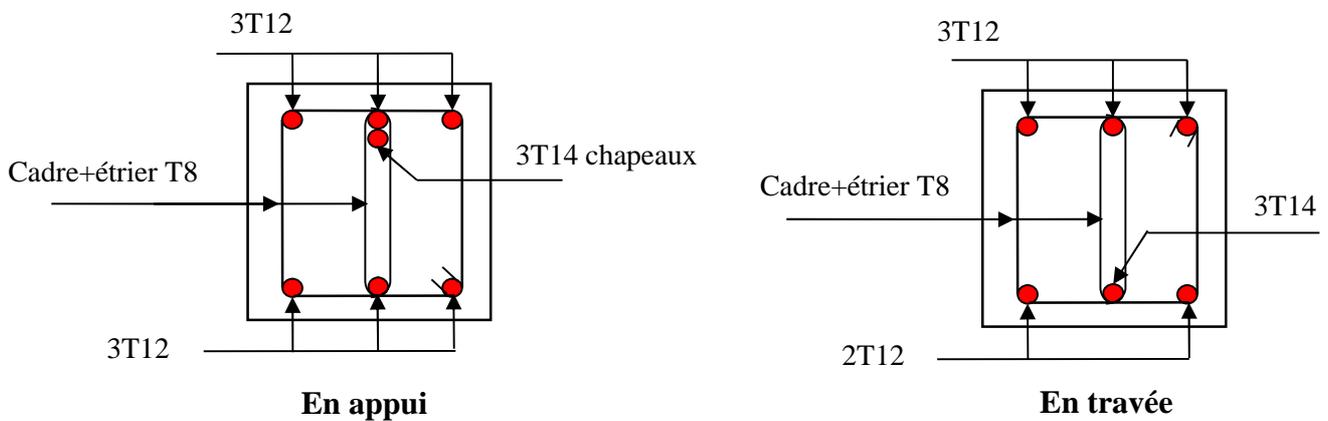


Figure v.11 : schémas de ferrailage des poutres secondaires terrasse inaccessible

V.4. Étude des voiles

V.4.1. Introduction

Le RPA99 version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{\max} \rightarrow N_{\text{corresp}} \\ N^{\max} \rightarrow M_{\text{corresp}} \\ N^{\min} \rightarrow M_{\text{corresp}} \end{cases}$$

V.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

➤ Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,
e: épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

➤ Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

➤ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

➤ Règles communes 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.

V.4.3. Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000 V14, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.20. Sollicitations maximales dans le voile V_{x1}.

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	-2325.5	97.95	1535.65	1898.92	788.45	235.55	413.22

V.4.4. Ferrailages

➤ Calcul du ferrailage sous 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×l).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 3\text{m}, d = 2.95 \text{ m}, e = 0.25\text{m}.$$

$$M_{\max} = 1535.65\text{KN}, N_{\text{cor}} = 1898.92\text{KN.m}.$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = +1535.65 + 1898.92 \times \left(2,95 - \frac{3}{2}\right) = 4289.1 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2f_{bu}} = \frac{4289.1 \times 10^{-3}}{0,25 \times 2,95^2 \times 18,48} = 0,106$$

$$\mu_{bu} = 0,106 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,14$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 2,95(1 - 0,4 \times 0,14) = 2,78 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{zf_{st}} = \frac{4289.1 \times 10^{-3}}{2,78 \times 400} = 38.57 \text{ Cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 38.57 \times 10^{-4} - \frac{1535.65 \times 10^{-3}}{400} = 0.18 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 0 \text{ cm}^2$

➤ Armatures minimales dans tout le voile

Selon RPA99/2003 on a : $A_{\min} = 0.15\% b \times h = 0,15\% \times 25 \times 300 = 11,25 \text{ cm}^2$

❖ Longueur de la partie tendue L_t

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0.2\% b \times l_t$$

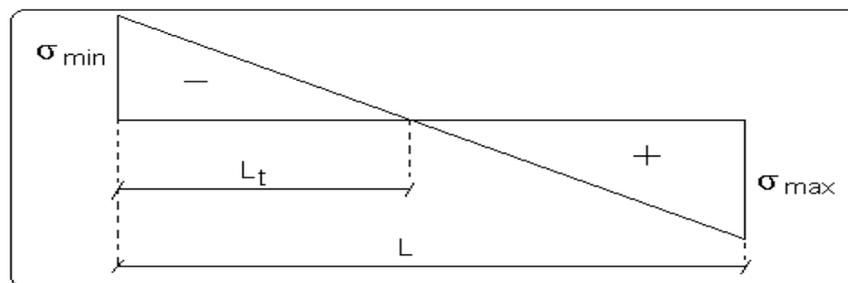


Figure V.12. Schéma des contraintes

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{1535.65 \times 10^{-3}}{0,25 \times 3} + \frac{1898.92 \times 10^{-3}}{0.5625} \times 1.5 = 4,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{1535.65 \times 10^{-3}}{0,25 \times 3} - \frac{1898.92 \times 10^{-3}}{0.5625} \times 1.5 = -1,56 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{1,56 \times 3}{4,41 + 1,56} = 0.783 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0.2\% \times 25 \times 102 = 5.1 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t = 3 - 2 \times 0.783$$

$$l_c = 1.43 \text{ m}$$

$$A_{min}^{courante} = 3.57 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1.5 e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Avec - $S_t = 9 \text{ cm}$ sur une longueur de $L/10$ du voile

- $S_t = 18 \text{ cm}$ en dehors de $L/10$ du voile

➤ **Armatures horizontales**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 413.33 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 413.33 \times 10^{-3}}{0.25 \times 2.95} = 0.784 \text{ MPa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1.5 e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{0.784 \times 0.25 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 1.22 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul du ferrailage sous N_{min} et M_{cor}**

$$N_{min} = 788.45 \text{ KN}, \quad M_{cor} = 235.56 \text{ KN.m.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.3 \text{ m} < \frac{l}{2} = 1.5 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'intérieur de la section}$$

Section partiellement comprimé *ou* Section entièrement comprimé

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I)$$

$$(a) = (0.337 \times L - 0.81 \times d') \times b \times L \times f_{bu} = 13.45 \text{ MN.m}$$

$$(b) = N \times (d - d') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = M + N \times (d - \frac{L}{2}) \Rightarrow M_{uA} = 253.55 + 788.45 \times (2.95 - \frac{3}{2}) = 1396.68 \text{ KN.m}$$

$$(b) = [788.45 \times (2.95 - 0.05) - 1396.68] \times 10^{-3} = 0.89 \text{ MN}$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = 0.0347 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.0442$$

$$z = 2.89 \text{ m}$$

$$A_1 = 12.04 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = -7.66 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul du ferrailage sous N_{\max} et M_{cor}**

$$N_{\min} = 2325.5, \quad M_{\text{cor}} = 97.95 \text{ KN.m.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.042 \text{ m} < \frac{l}{2} = 1.5 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'intérieur de la section}$$

Section partiellement comprimé ou Section entièrement comprimé

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I)$$

$$(a) = (0.337 \times L - 0.81 \times d') \times b \times L \times f_{bu} = 13.45 \text{ MN.m}$$

$$(b) = N \times (d - d') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = M + N \times (d - \frac{L}{2}) \Rightarrow M_{uA} = 97.95 + 2325.5 \times (2.95 - \frac{3}{2}) = 3468.25 \text{ KN.m}$$

$$(b) = [2325.5 \times (2.95 - 0.05) - 3468.25] \times 10^{-3} = 3.27 \text{ MN}$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = 0.065 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.0862$$

$$z = 2.816 \text{ m}$$

$$A_1 = 30.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 2.81 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de V_x aux niveaux de sous-sol.

$$\text{Soit } A_v/\text{face} = 5.625 \text{ cm}^2.$$

✓ **Choix des barres**

Armatures verticales

$$A = 20HA10 = 15.71 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures horizontales

$$A_h = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

Tableau V.21.Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	RDC+SPT+ Etages 1	Etages 2 et 3,4,5	Etages 6 et 7,8,9
Section (m ²)	0.15 × 3	0.15 × 3	0.15 × 3
M(KN)	2394,9	409,17	641,18
N(KN)	618,1	576.4	1065.8
V (KN)	430,9	234.16	254.87
τ (MPa)	0,88	0,82	0.88
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	13.68	0	0
A_v^{min} (cm ²)	11,25	6,75	6.75
A_v^{adop} (cm ²)	15.71	10.05	10.05
N^{bre} /par face	20HA10	20HA8	20HA8
S_t (cm)	21.66	21.66	21.66
A_h^{cal} (cm ²)	1,37	0,76	0,88
A_h^{min} (cm ²)	0.75	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.22.Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux

Niveau	S.SOL	RDC+SPT+ étage 1 et 2,3	Etages 4 et 5,6	Etages 7 et 8,9
Section (m ²)	0.25 × 1.8	0.15 × 1.8	0.15 × 1.8	0.15 × 1.8
M(KN)	1147.2	453.69	147.66	484.58
N(KN)	125.9	767.22	689.5	452.7
V (KN)	224.1	152	103	90.4
τ (MPa)	0,77	0,88	0,59	0.52
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	15.64	0	0	1.81
A_v^{min} (cm ²)	6,75	4.05	4,05	4.05

A_v^{adop} (cm ²)	18.47	9.42	9.42	6.03
N^{bre} /par face	12HA14	12HA10	12HA10	12HA8
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1,21	0,82	0.56	0,49
A_h^{min} (cm ²)	0,75	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.23.Sollicitations et ferrailage du voile V_{Y2} dans tous les niveaux

Niveau	S.SOL+RDC	SPT Etages 1 et 2,3	Etages 4 et 5,6	Etages 7 et 8,9
Section (m ²)	0.25 × 1.1	0.15 × 1.1	0.15 × 1.1	0.15 × 1.1
M(KN)	389.43	203.35	93.77	357.25
N(KN)	322.95	771	772.65	453.5
V (KN)	209.64	82	109	93.4
τ (MPa)	1.41	0.77	0,95	0,88
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	5.84	0	0	4.23
A_v^{min} (cm ²)	4,125	2,475	2,475	2,475
A_v^{adop} (cm ²)	7.07	7.07	4.52	4.52
N^{bre} /par face	9HA10	9HA10	9HA8	9HA8
S_t (cm)	17,5	17,5	17,5	17.5
A_h^{cal} (cm ²)	1,48	0.72	0,89	0,83
A_h^{min} (cm ²)	0,65	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
N^{bre} /par Plan	1.57	1.01	1.01	1.01
S_t (cm)	20	20	20	20

➤ **Schéma de ferrailage du voile sous-sol :**

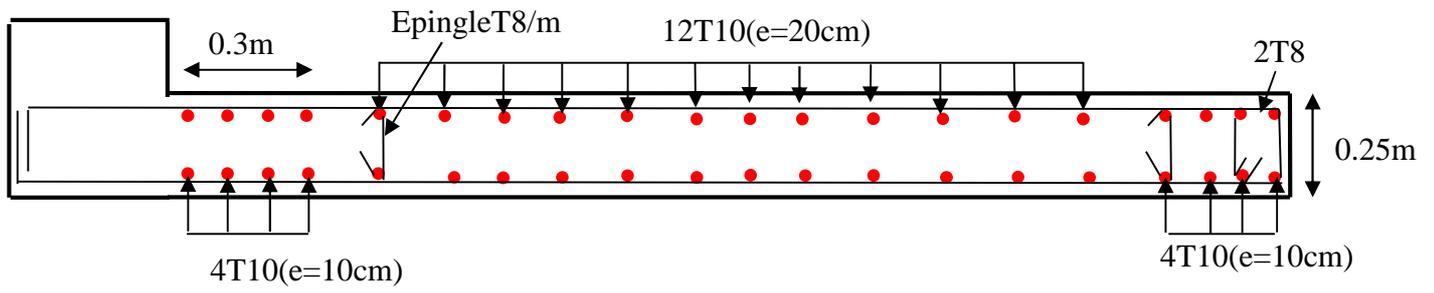


Figure V.13. Schéma de ferrailage du sous-sol

Chapitr VI

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 1.5 bar pour une profondeur d'ancrage de 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 $N = 2537.984\text{KN}$

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bar}$

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

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.6}{0.5} \times \frac{2537.984}{150}} \Rightarrow B \geq 4.5\text{m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2m, 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.

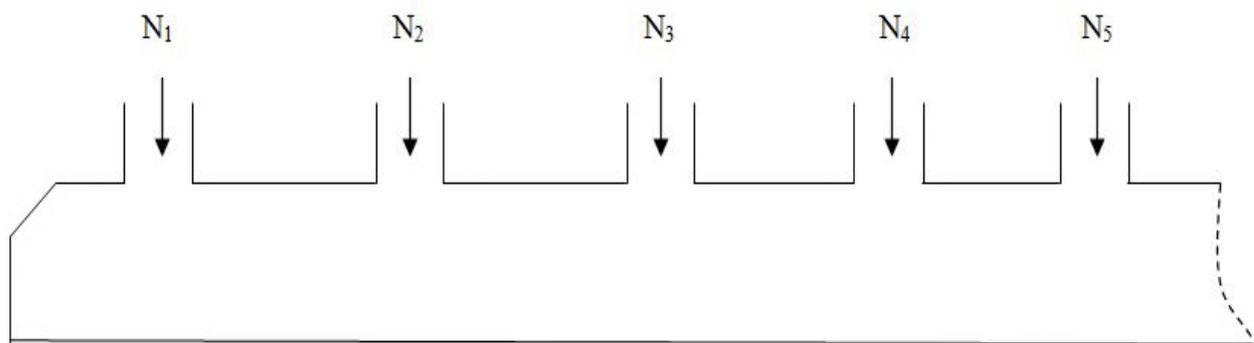


Figure VI.1. Semelle filante

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 ».

$$N_1 = 984.526 \text{ KN.}$$

$$N_2 = 2370,633 \text{ KN.}$$

$$N_3 = 2537,984 \text{ KN.}$$

$$N_4 = 2504,987 \text{ KN.}$$

$$N_5 = 1198,933 \text{ KN.}$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 9999.9136 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{9999.9136}{150 \times 21.95} = 3.03 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 2m, 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. ($L_{max} = 5.30m$)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{545}{20} = 27.25 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{545}{10} = 54.5 \text{ cm}$$

➤ **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 = $\frac{b \cdot h_t^3}{12}$, inertie de la semelle.

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.45^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 \cdot 3.216 \times 10^7}} = 0.814m$$

Donc, $h_t \geq 81.4 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 85 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0.85^3 \times 3.216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3.58 \text{ m}$$

$L_{max} = 5.45 \leq \frac{\pi}{2} \cdot 3.58 = 5.62 \dots\dots\dots$ Vérifiée

➤ **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \geq \frac{44.332}{0.15} = 295.54 \text{ m}^2$$

Donc, on peut prendre $S_{rad} = S_{bat} = 380.66 \text{ m}^2$

➤ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure $h_t = 85\text{cm}$.

Hauteur de la table du radier $h_r = 30\text{cm}$.

Enrobage $d' = 5\text{cm}$.

La surface du radier $S_{\text{rad}} = 380.66\text{m}^2$

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 :

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.15 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

Données :

$$I_x = 15973.69 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 8.675 \text{ m} \quad ; \quad I_y = 10931.638 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 10.97 \text{ m}$$

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 :

$$N = 44.332 \text{ MN} ; M_x = 1.832 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{xG} = 15973.69 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{44.332}{398.21} + \frac{1.832}{15973.69} \times 10.97 = 0.11 \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{44.332}{398.21} - \frac{1.832}{15973.69} \times 10.97 = 0.098 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.11 + 0.098}{4} = 0.107 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.15 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

❖ Sens Y-Y

Données :

$$N = 44.332 \text{ MN} ; M_y = 1.131 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{yG} = 15273.78 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{44.332}{398.21} + \frac{1.131}{10931.638} \times 8.675 = 0.112 \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{44.332}{398.21} - \frac{1.131}{10931.638} \times 8.675 = 0.11 \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.112 + 0.11}{4} = 0.112 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.15 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

Vérification au cisaillement Soit :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2S_{rad}} = \frac{44332.032 \times 5.45}{2 \times 398.21} = 303.37 \text{ KN}$$

Donc :

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{303.37 \times 10^{-3}}{1 \times 2.5} = 0.121 \text{ m}$$

On prend : $d = 25 \text{ cm}$

➤ 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 $(55 \times 60) \text{ cm}^2$, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.55 + 0.85 = 1.4 \\ B = b + h_t = 0.6 + 0.85 = 1.45 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.7 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 3.504 \text{ MN} \leq 0.045 \times 5.7 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 3.63 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

➤ Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1.15$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 380.66 \text{ m}^2$ (surface du radier).
- $H = 5.1 \text{ m}$, (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 44332.032 \text{ KN} > 1.15 \times 5.10 \times 398.21 \times 10 = 23355.01 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

✓ Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99** (Art 10.1.5), on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ Sens X-X

$$e = \frac{1.832}{44.332} = 0.04 < \frac{17.05}{4} = 4.26 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ **Sens Y-Y**

$$e = \frac{1.131}{44.332} = 0.025 < \frac{21.94}{4} = 5.48 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

5. Ferrailage du radier général

Le radier se calcule 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.

➤ Calcul des sollicitations

$$\text{On a: } Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

✓ **Calcul du poids de radier**

$$P_{rad} = h_r \times \gamma_b \times S_{rad} = 0.3 \times 25 \times 380.66 = 2854.95 \text{ KN}$$

✓ **Calcul du poids de la nervure**

$$P_{rad} = b_{a.pot} \times \gamma_b \times h_t \times L_{ner} + b_{b.pot} \times \gamma_b \times h_t \times L_{ner} = 2260.12 \text{ KN}$$

Avec :

N_u : l'effort normal ultime donné par la structure.

On a :

$$\begin{cases} N_u^{cal} = 58583.382 \text{ KN} \\ N_{rad} = 2986.57 \text{ KN} \\ N_{ner} = 2364.327 \text{ KN} \end{cases}$$

$$N_u = N_u^{cal} + 1.35(N_{rad} + N_{ner}) = 65807.1 \text{ KN}$$

Donc :

$$Q_u = \frac{65807.1}{380.66} = 172.876 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité On a:

$$\begin{cases} l_x = 4.2 - 0.6 = 3.6 \text{ m} \\ l_y = 5.45 - 0.55 = 4.9 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.6}{4.9} = 0.73 > 0.4$$

⇒ la dalle travaille dans les deux sens

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.478 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.0646 \times 172.876 \times 3.6^2 \\ M_{0y} = 0.478 \times 138.35 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 138.35 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 66.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 117.6 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 56.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.4 M_{0x} = -55.34 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0.3) 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	117.6	14.56	2.72	16.08	8HA16	12.5
	Y-Y	56.21	6.68	2.4	6.79	6HA12	16.66
Appui		-55.34	6.57	2.72	6.79	6HA12	16.66

❖ **Condition de non fragilité**

On a e=30 cm > 12 cm et ρ=0.73 > 0,4

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0.0008 \left(\frac{3 - 0.73}{2} \right) \times 0.3 = 2.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0.0008 \times 0.3 = 2.4 \text{ cm}^2$$

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**

$$\text{On a: } Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$$N_s = N_s^{cal} + N_{rad} + N_{ner} = 49682.89 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } Q_s = \frac{49682.99}{380.66} = 130.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0708 \\ \mu_y = 0.6188 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 114.5 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 70.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Les moments corrigés**

$$M_{tx} = 97.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 60.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -45.58 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification des contraintes

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

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	97.83	8.83	86015	10.24 < 15	Vérifiée	281.4 > 201.63	N. Vérifiée
	y-y	60.21	6.18	43942	8.48 < 15	Vérifiée	386.5 > 201.63	N. Vérifiée
appui		-45.58	6.18	43942	6.4 < 15	Vérifiée	292.1 > 201.63	N. Vérifiée

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 :

Tableau VI.3. Section d'armateur du radier 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	S_t (cm)
Travée	x-x	97.83	0.53	0.45	22.24	25.13	8HA20	12.5
	y-y	60.21	0.33	0.43	13.01	16.08	8HA16	12.5
appui		-45.58	0.25	0.36	9.83	10.05	5HA16	20

❖ Vérification des espacements

Selon x-x: $S_t \leq \begin{cases} \min(2.5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/8 = 12.5 \text{ cm} \end{cases}$

Selon y-y: $S_t = 12.5 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

➤ Schéma de Ferrailage du radier

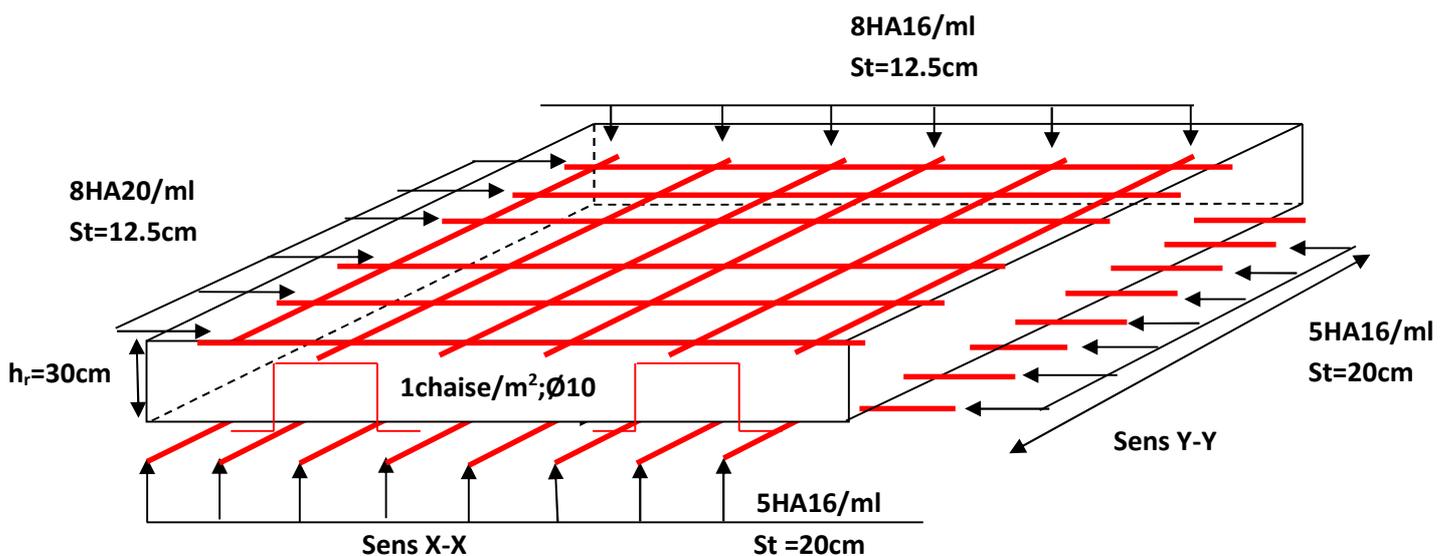


Figure VI.2. Schéma de ferrailage du radier

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 :

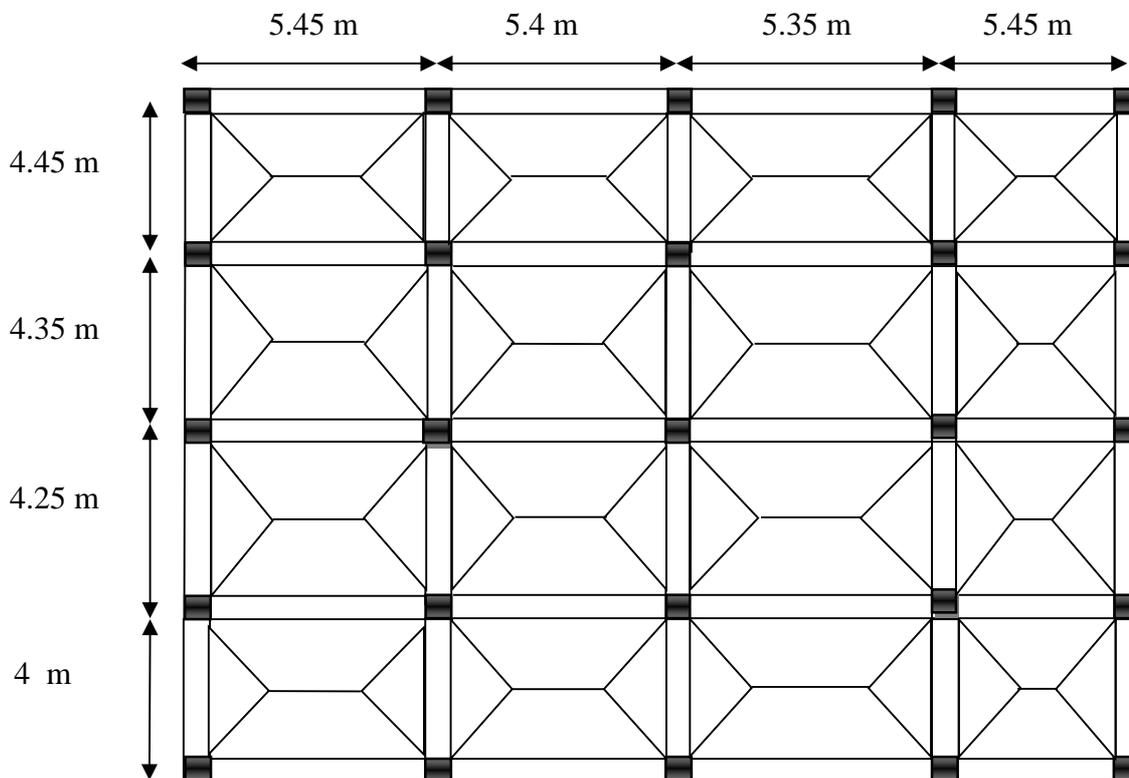


Figure VI.3. Schéma des lignes de rupture du radier

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.

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

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 : $l' = \begin{cases} 1 \dots \dots \dots \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l \dots \dots \dots \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

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 $x = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Pour le calcul on prend la nervure la plus sollicitée.

Détermination de P_u et P_s :

On a :

$$\begin{cases} N'_u = N_u - N_{ner} = 65807.1 - 1.35 \times 2364.327 = 62615.26 \text{ KN} \\ N'_s = N_s - N_{ner} = 44332.032 - 2364.327 = 41967.705 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} P_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = \frac{62615.26}{380.66} = 164.49 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = \frac{41967.705}{380.66} = 110.24 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Exemple de calcul :

Travée 1 :

On a un chargement triangulaire, donc le calcul se fait comme suit :

$$q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x = \frac{2}{3} \times 164.49 \times 3.85 = 403.58 \text{ KN/ml}$$

$$q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x = \frac{1}{2} \times 164.49 \times 3.85 = 302.68 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ms} = \frac{2}{3} \times p \times l_x = \frac{2}{3} \times 110.24 \times 3.85 = 270.5 \text{ KN/ml}$$

✓ Sens X-X

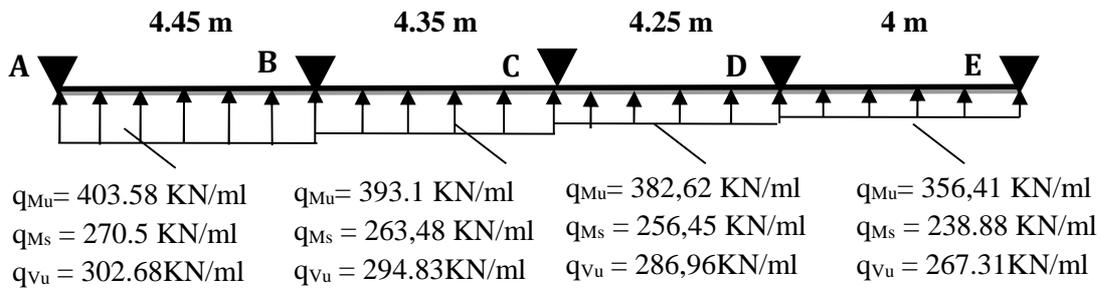


Figure VI.4. Schéma statique de la nervure selon X-X

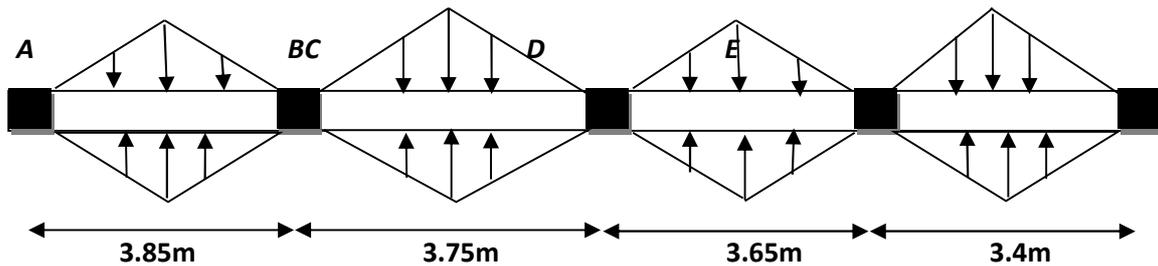


Figure. VI.5. Sollicitations sur les nervures dans le sens X-X.

Sens Y-Y

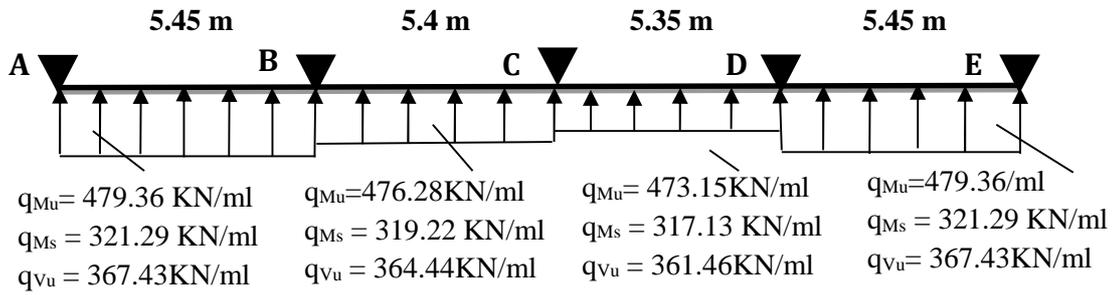


Figure VI.6. Schéma statique de la nervure selon Y-Y

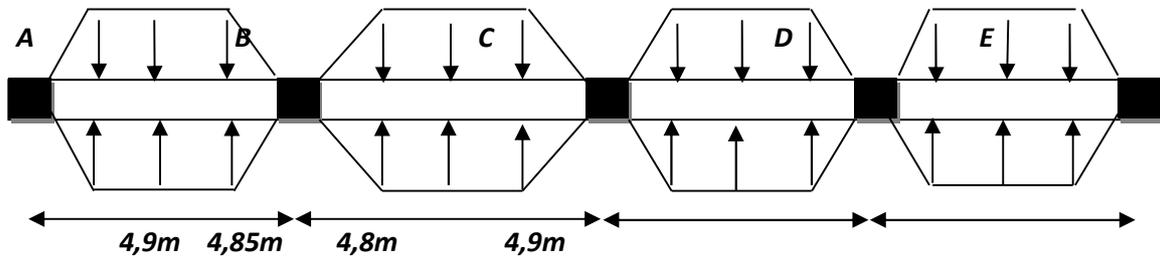


Figure VI.7. Sollicitations sur les nervures dans le sens Y-Y

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

✓ Sens X-X

$$P_{ner}^U = 1.35 \times b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 1.35 \times 0.55 \times 0.85 \times 25 = 15.78 \text{ KN/m}$$

$$P_{ser}^S = b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 0.55 \times 0.85 \times 25 = 11.68 \text{ KN/m}$$

✓ Sens Y-Y

$$P_{ner}^U = 1.35 \times b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 1.35 \times 0.6 \times 0.85 \times 25 = 17.21 \text{ KN/m}$$

$$P_{ser}^S = b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 0.6 \times 0.85 \times 25 = 12.75 \text{ KN/m}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableaux VI.4. 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)	V _g (KN)	V _d (KN)
X-X	AB	4.45	419.36	0	-803.89	1.8	999.1	675.01	752.43	-1113.7
	BC	4.35	408.88	-803.89	-562.43	2.31	963.35	287.74	944.82	-833.8
	CD	4.25	398.4	-562.43	-459.46	2.18	898.77	389.3	870.83	-822.37
	DE	4	372.19	-459.46	0	2.31	726.61	535.27	859.25	-629.52
Y-Y	AB	5.45	496.57	0	-1447.05	2.19	1772.61	1191.13	1087.64	-1618.6

	BC	5.4	493.49	-1447.05	-1070.2	2.84	1793.87	545.08	1402.21	-1262.63
	CD	5.35	490.36	-1070.2	-1436.79	2.53	1749.61	505.71	1243.19	-1380.23
	DE	5.45	496.57	-1436.79	0	3.25	1773.66	1195.25	1616.78	-1089.52

Tableaux VI.5. Sollicitation dans les nervures à l’ELS selon les deux sens

Sens	Travée	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)
X-X	AB	4.45	282.18	0	-540.82	1.8	672.27	454.24
	BC	4.35	275.16	-540.82	-378.51	2.31	648.29	193.7
	CD	4.25	268.13	-378.51	-422.49	2.08	605.18	205.08
	DE	4	250.56	-422.49	0	2.42	478.81	312.14
Y-Y	AB	5.45	334.04	0	-973.42	2.19	1192.42	801.27
	BC	5.4	331.97	-973.42	-719.94	2.84	1206.73	366.67
	CD	5.35	329.88	-719.94	-966.54	2.53	1177.02	340.23
	DE	5.45	334.04	-966.54	0	3.25	1193.13	804.03

➤ **Ferraillage des nervures**

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en

✓ **Détermination de la largeur b**

✓ **Sens X-X**

$h = 0.85 \text{ m} ; h_r = 0.3 \text{ m}$

$b_0 = 0.55 \text{ m} ; d = 0.75 \text{ m}$

$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \dots \dots \text{CBA(Art 4.1.3)}$

$\frac{b-0,55}{2} \leq \min(1.7 \text{ m} ; 0.485\text{m})$

Donc, $b = 1.52 \text{ m}$.

✓ **Sens Y-Y**

On a :

$\frac{b - 0.6}{2} \leq \min(1.87 \text{ m} ; 0.48 \text{ m})$

Donc, $b = 1.56 \text{ m}$.

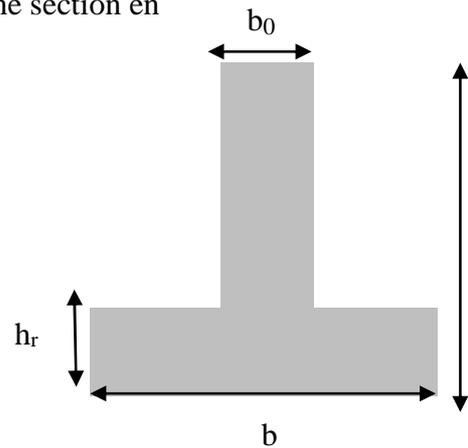


Figure VI.8. Schéma des nervures

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Résultats de ferraillage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
X-X	Travée	675.01	26,17	14.68	28.02	7HA20+3HA16
	Appui	-803.89	31.69		36.72	3HA25+7HA20
Y-Y	Travée	1195.25	49.02	15.06	49.09	10HA25
	Appui	-1445.07	61.65		64.75	5HA32+5HA25

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(20;24;55) \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10$ 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 $St = 15$ 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): $\tau_u = \frac{1113.7 \times 10^{-3}}{1.52 \times 0.8} = 0.91 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Vérifiée

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{1618.6 \times 10^{-3}}{1.56 \times 0.8} = 1.29 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Vérifiée

✓ **Vérification des contraintes**

✓ **Tableau VI.7. Vérification des contraintes à l'ELS**

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	454.24	28.15	1538900	8.3<15	Vérifiée	229.5 >201.63	N.Vérifiée
	Appui	-540.82	41.24	1868500	9.04<15	Vérifiée	211.78>201.63	N.Vérifiée
Y-Y	Travée	804.03	33.7	2343961	11.56<15	Vérifiée	238.17>201,63	N.Vérifiée
	Appui	-973.42	37.21	2808751	12.89<15	Vérifiée	222.4>201.63	N.Vérifiée

Remarque

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS.

Tableau VI.8. Ferrailage des nervures 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	454.24	0.2	0.32	31.9	33.18	9HA20+1HA25
	Appui	-540.82	0.42	0.34	38.54	40.25	5HA20+5HA25
Y-Y	Travée	804.03	0.35	0.31	57.98	58.49	7HA25+3HA32
	Appui	-973.42	0.39	0.33	71.42	74.16	8HA32+2HA25

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 :**

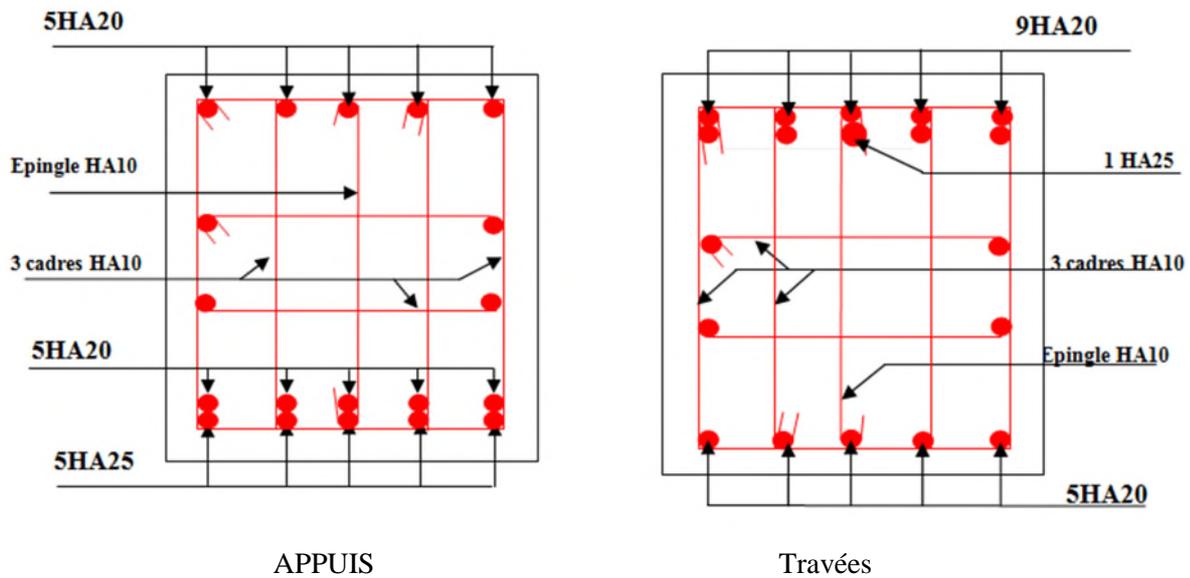


Figure VI.9. Schéma de ferrailage des nervures sens X-X

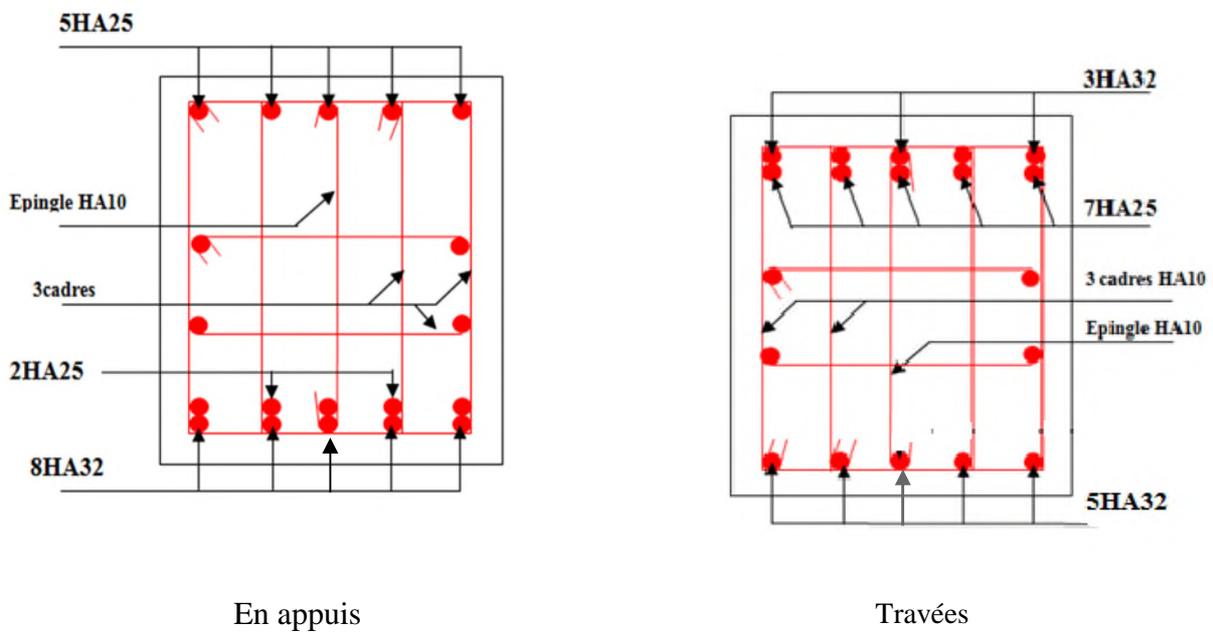


Figure VI.10. Schéma de ferrailage des nervures sens Y-Y

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 $h=5.10$ m
- Longueur $L=4.85$ m
- Épaisseur $e=25$ cm
- **Caractéristiques du sol**
- Poids spécifique $\gamma_h = 21.1$ 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 :
 $\varphi \in [40^\circ - 46^\circ] = 40^\circ$

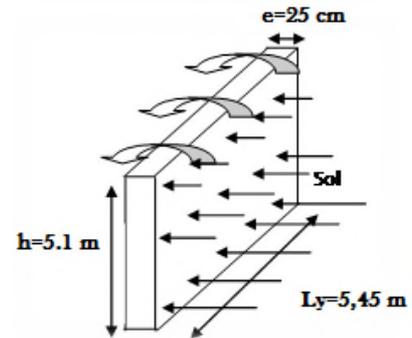


Figure VI.11.Poussée des terres sur les voiles périphériques

Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique et soumis aux chargements suivants :

✓ **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 5.1 \times 21.1 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{40}{2}\right) - 2 \times 0.15 \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{40}{2}\right) = 21,01 \text{KN/m}^2$$

✓ **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.

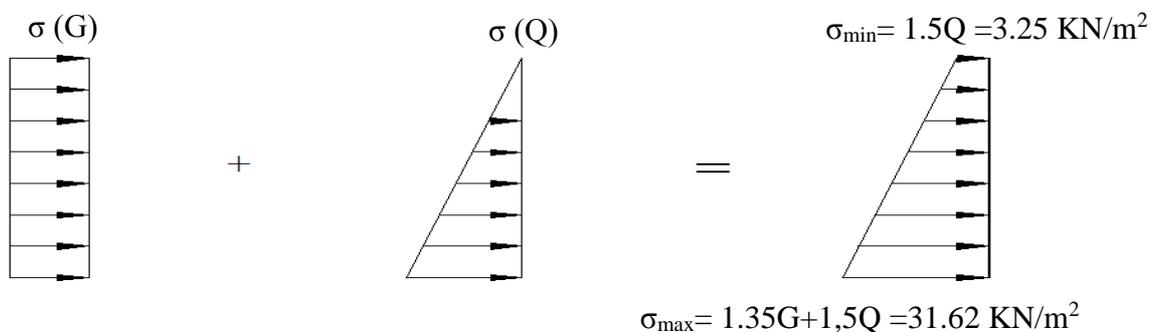


Figure VI.12.Répartition des contraintes sur le voile

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 31.62 + 3.25}{4} = 24.53 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 24.53 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 4.65 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 4.85 \text{ m} \quad e = 0.25 \text{ m}$$

$$\rho = 4.65/4.85 = 0.96 > 0.4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

➤ Calcul des moments isostatiques

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

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

$$\rho = 0.5 \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0.0401 \times 24.53 \times 4.65^2 = 21.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.9092 \times M_{0x} = 19.43 \text{ KN.m}$$

✓ Les moments corrigés

$$M_{t_x} = 0.85 M_{0x} = 18.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_y} = 0.85 M_{0y} = 16.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.4 M_{0x} = -8.5 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec : } A_{\text{min}} = 0.1\% \times b \times h$$

Tableau VI.9. Ferrailage des voiles périphérique

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	18.08	0,026	0,033	0,217	2,39	2.5	4HA10 = 3,14
	Y-Y	16.43	0,0239	0,03	0,217	2,17	2.5	4HA10 = 3,14
Appui		-8.5	0,0124	0,156	0,218	1,12	2.5	4HA10 = 3,14

✓ 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

$$\rho = 0,9 > 0,4$$

$$e = 25 \text{ cm} > 12$$

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

$$A_x^{\text{min}} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.9) \times 100 \times 25 = 2,1 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\text{min}} = \rho_0 \times b \times e = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0.1\% \times b \times h = 0.001 \times 25 \times 100 = 2,5 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{24.53 \times 4.65}{2} \times \frac{4.85^4}{4.65^4 + 4.85^4} = 30.91 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{24.53 \times 4.85}{2} \times \frac{4.65^4}{4.65^4 + 4.85^4} = 27.24 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0.57 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.14 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification A L'ELS**

$$\rho = 0.9 \Rightarrow \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9385 \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 23.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 2.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 23.18 + 2.17}{4} = 17.92 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 17.92 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0.0474 \times 17.92 \times 4.65^2 = 18.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.9385 \times M_{0x} = 17.23 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0.85 M_{0x} = 15.61 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.85 M_{0y} = 14.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.4 M_{0x} = -7.34 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

Tableau VI.10. Vérifications des contraintes à l'ELS

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	15.61	4.1	17389	3.68 < 15	Vérifiée	240.9 < 201.63	N.Vérifiée
	y-y	14.65	4.1	17389	3.45 < 15	Vérifiée	226.1 < 201.63	N.Vérifiée
Appui	-7.34	4.1	17389	1.73 < 15	Vérifiée	113.4 < 201.63	Vérifiée	

On remarque que la deuxième condition n'est pas vérifiée, ce qui nous a conduits de recalculer la section des armatures à l'ELS.

Après le recalcul à l'ELS, on a adopté la section suivante :

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

Tableau III.11. vérifications des contraintes à l'ELS après ferrailage a l'ELS.

Sens	β	α	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Obs.
x-x	0.001599	0.31	3.75	5HA10=3.93	193.89 < 201.63	Vérifiée
y-y	0.0015	0.29	3.52	5HA10=3.93	181.96 < 201.63	Vérifiée

➤ Schéma de ferrailage du voile périphérique

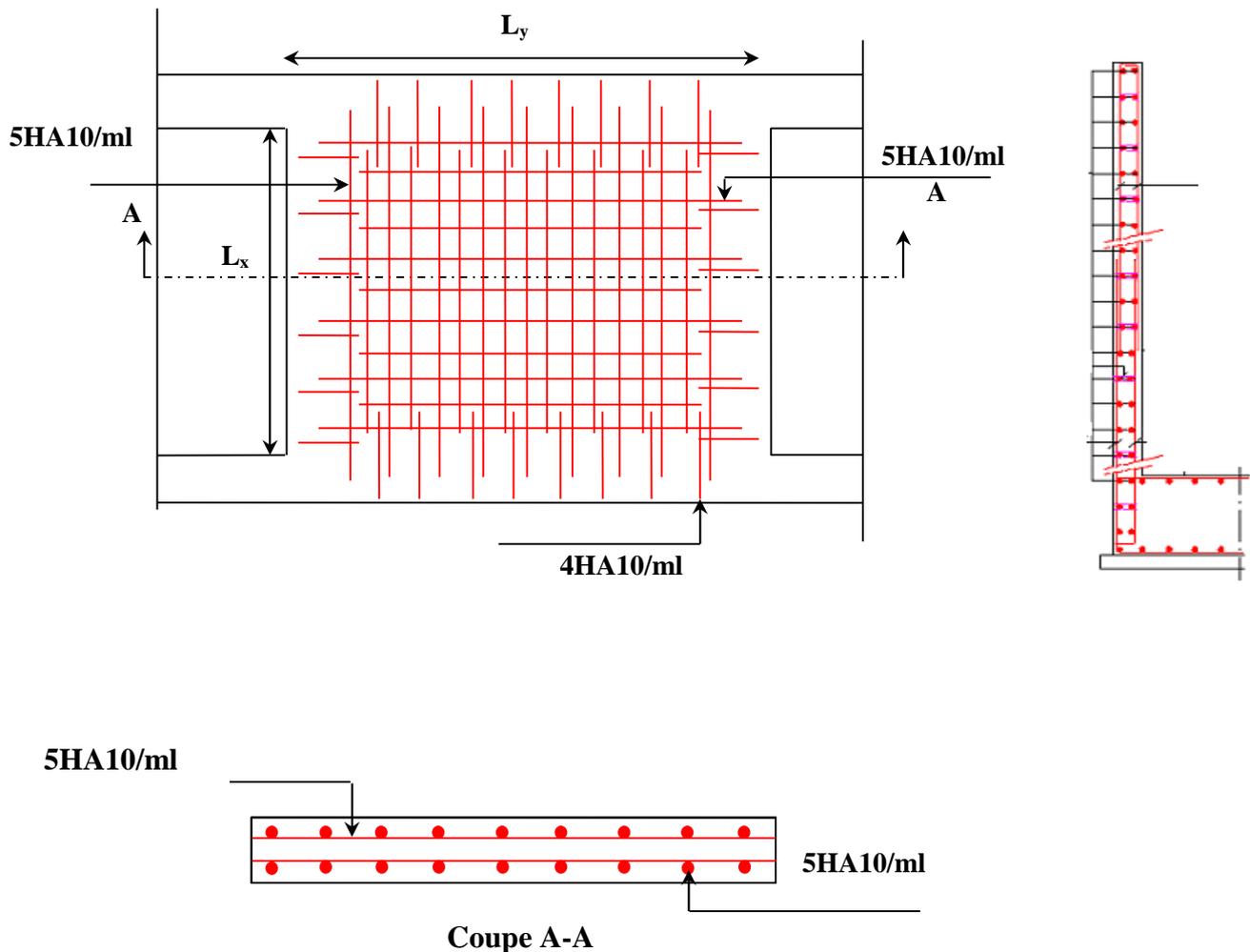


Figure VI.13. Schéma de ferrailage du voile périphérique

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

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d \times f_{bu}}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l}$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_l$$

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

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} \times \frac{1 - \alpha}{\alpha}$$

$$z_l = d \times (1 - 0.4 \times \alpha_l)$$

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times \nu f_{bu}$$

$$A'_s = \frac{(M_U - M_l)}{((d - d') \times f_{st})}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A^s = \frac{M_U}{z \times f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_l}{z_l} + \frac{M_U - M_l}{d - d'} \right) \times \frac{1}{f_{st}} \quad \text{Condition de non fragilité}$$

$$A^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Annexe IV

Caractéristiques générales													
L'installation		en simple (pour les dispositions en batterie, consulter le table T3)				à l'usage		collective (descente sélective, à analyse permanente de trafic, à ouverture centrale, trafic intense)					
Nombre de faces de service		simple accès				portes automatiques							
Distance min entre niveaux		255 cm											
Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN			
	BO	PO	hauteur HO		TRI 220 V		TRI 380 V			cuvette FC	local des machines DM PM		
	BO	PO	HO		In	Id	In	Id					
355	390	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	390	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	390	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
355	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	290	480	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
530	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	280	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	36000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540	440	260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	18000	5000
590	440	260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000

Symbole réservé par le Comité National de l'Ascenseur à l'usage des Handicapés. Les appareils sont classés en fonction des Handicaps accessibles aux Handicapés directs et hauts (voir NF P 81201 et NF P 81202).

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le tableau d'un document général. S'adresser à nos bureaux à très hautes performances. Il est vivement conseillé de prendre contact avec votre Coordinateur Scandier habilité.

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre réduct. max	Course max en m	Dimensions de cabine	Passage tête de port	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette (2)	
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
			Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140
			ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140
	1,50	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160	
			ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160
1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
			Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140
			ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140
	1,50	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160	
			ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160
	2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220	
			TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220
	4,00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320	
1250 16 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160	
			ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160
	1,50	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160	
			ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160
2,50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220		
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220	
4,00	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320		
1600 21 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160	
			ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160
	1,50	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160	
			ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160
2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220		
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220	
4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320		
6,30	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400		

Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Entrainement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynamon à vitesse continue de vitesse. (2) Profondeur de cuvette en fonction de la charge nominale. ACVF = ascenseur à vitesse constante de fréquence, TD 2 = traction à deux vitesses. Dy MV = Dynamon à vitesse variable. TD 2 = traction à deux vitesses. Le système est conforme à la norme CEN EN 81-101. Les données sont relatives à un ascenseur à traction électrique. TD 2 = traction à deux vitesses de traction sans frein.

Annexe II

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe III

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 $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.8$$

A - 5

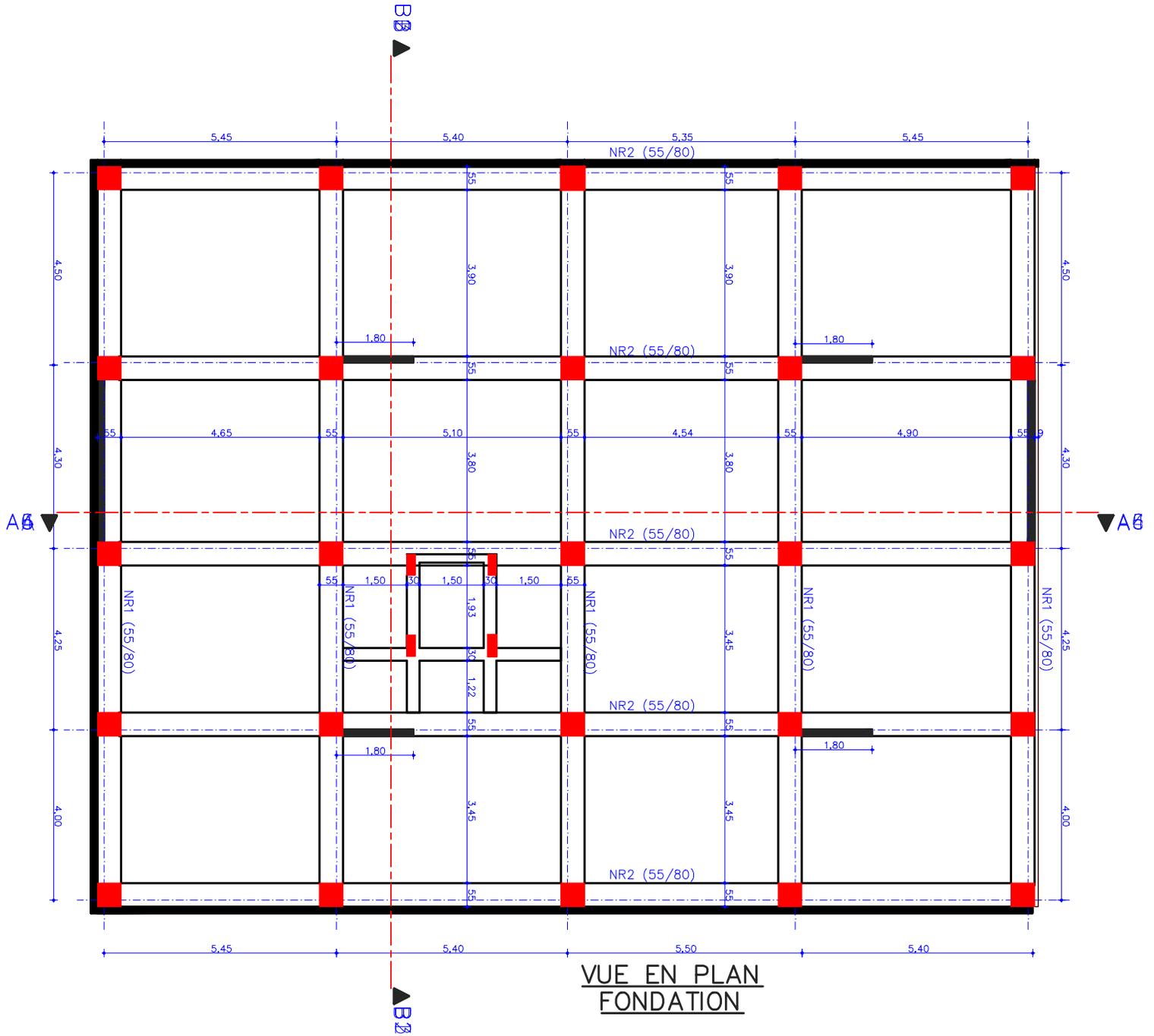
$\rho = 0.8$

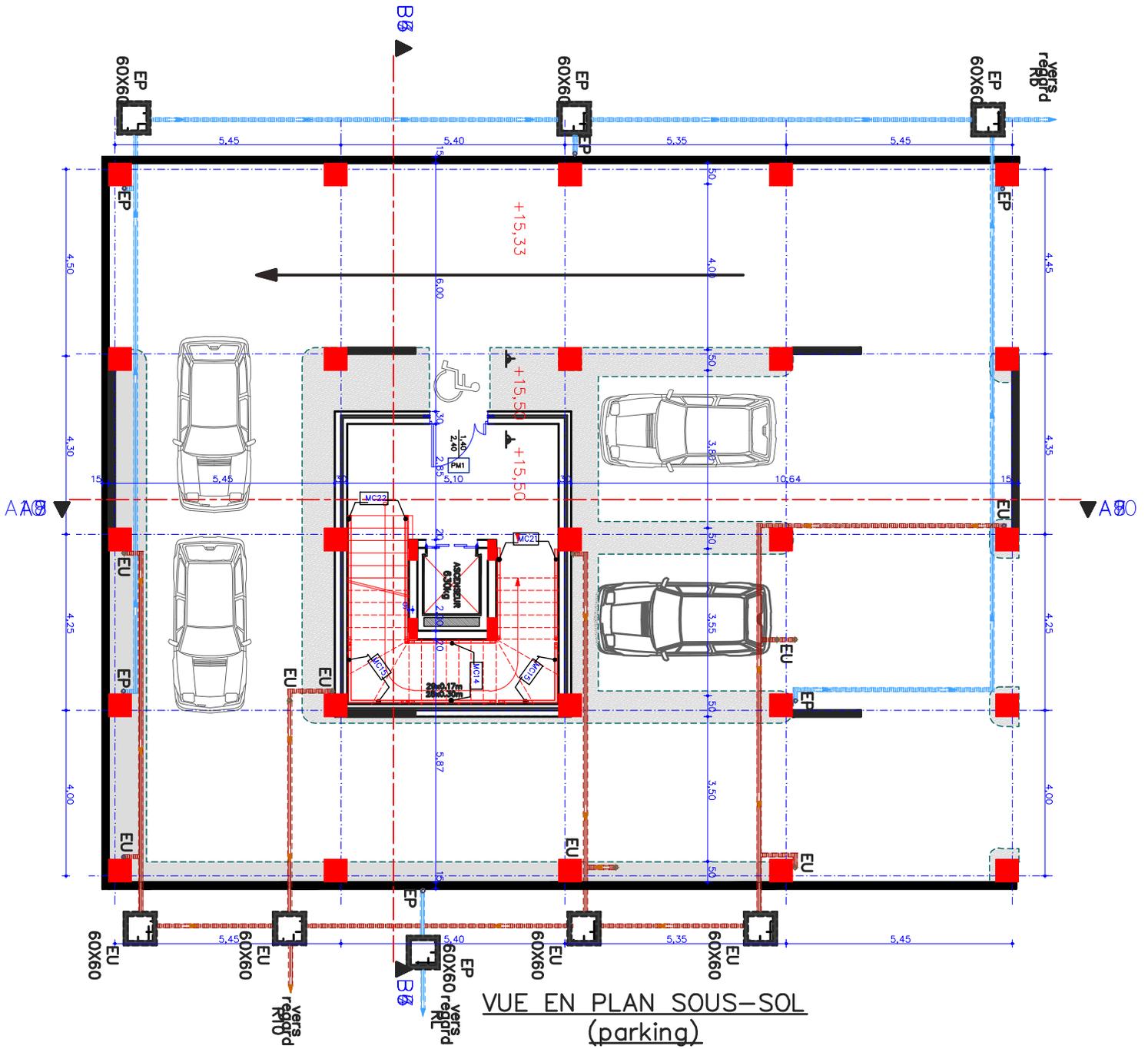
$\frac{v}{ly}$ \ / \ $\frac{u}{lx}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Valeurs de M_1	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,075
0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
Valeurs de M_2	—	0,282	0,231	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083
0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,058
0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047
0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,059	0,055	0,051	0,047	0,043
0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027

Annexe V

Tableau des Armatures (en Cm^2)

ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



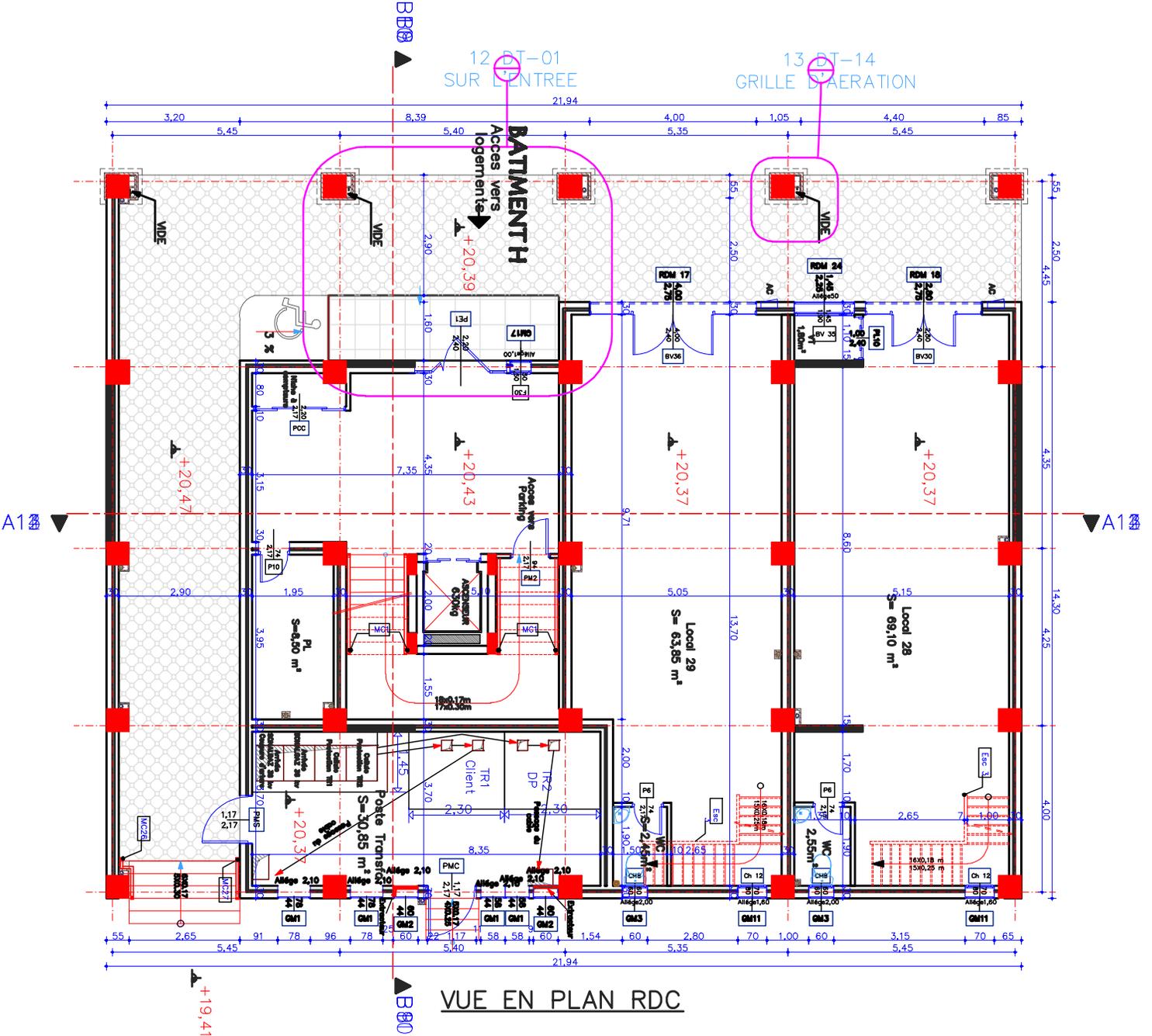


12 DT-01
SUR L'ENTREE

13 DT-14
GRILLE D'AERATION

BATIMENT H

Acces vers
logements
+20,39



VUE EN PLAN RDC

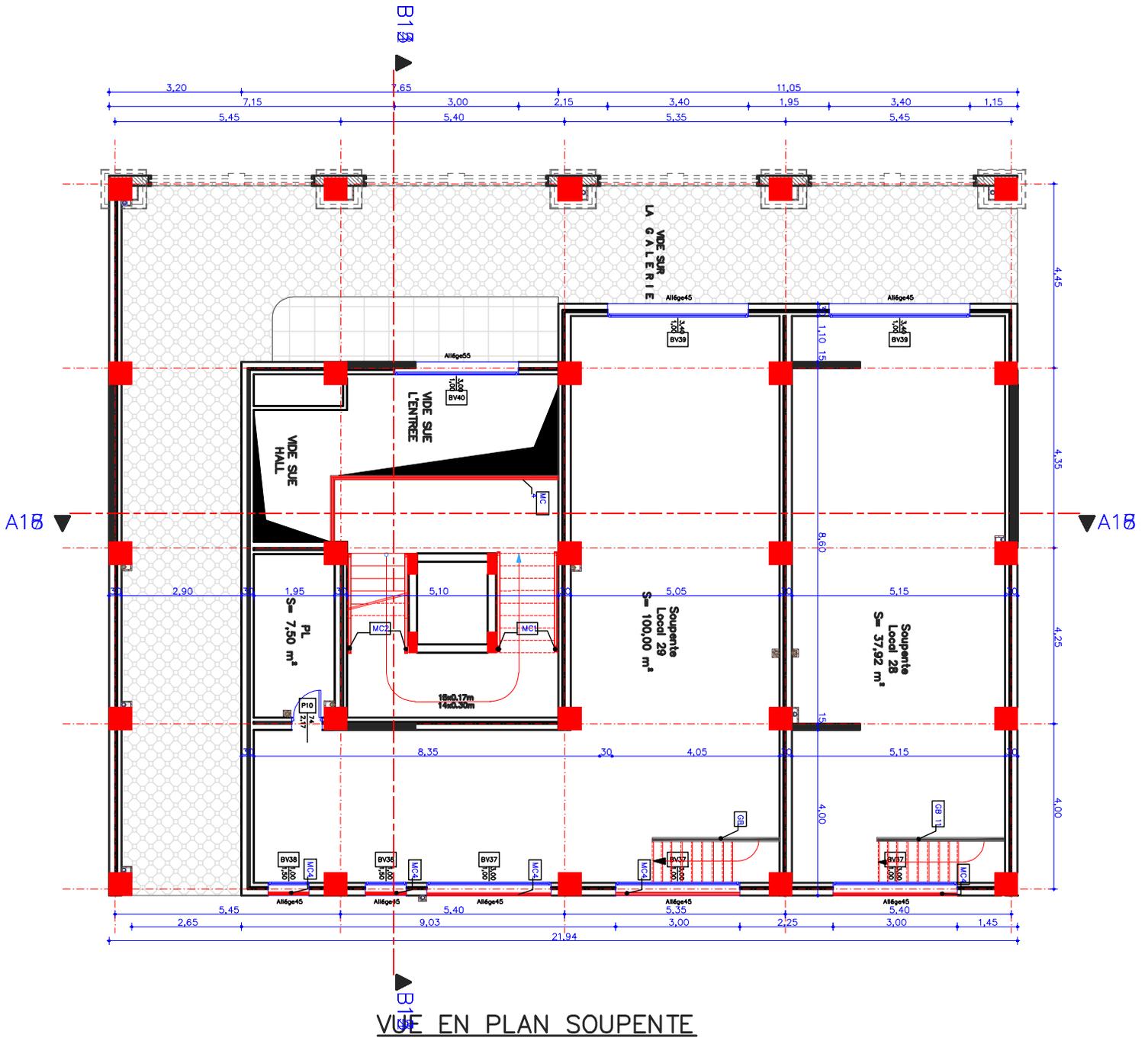
+19,41

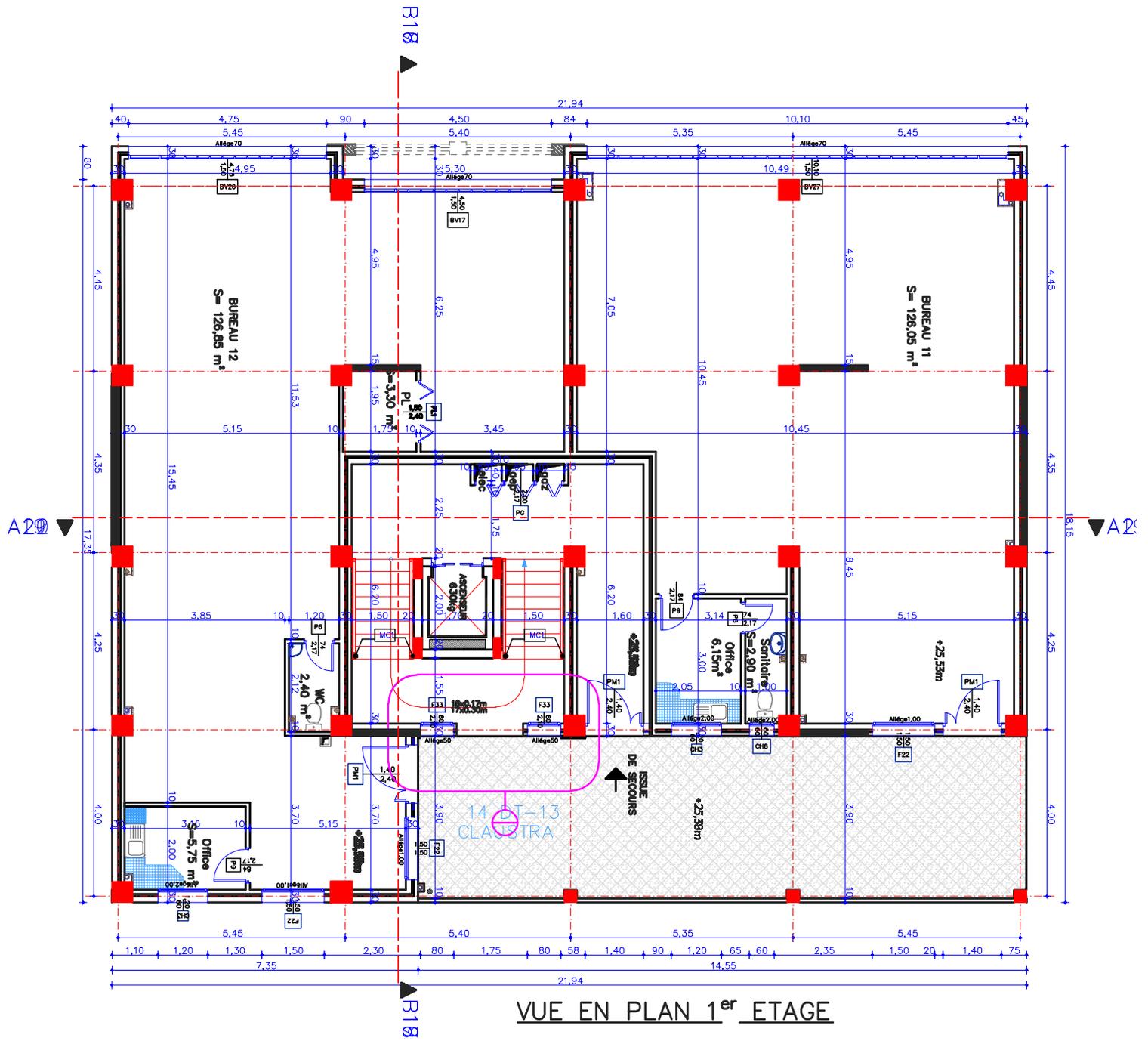
+20,47

+20,43

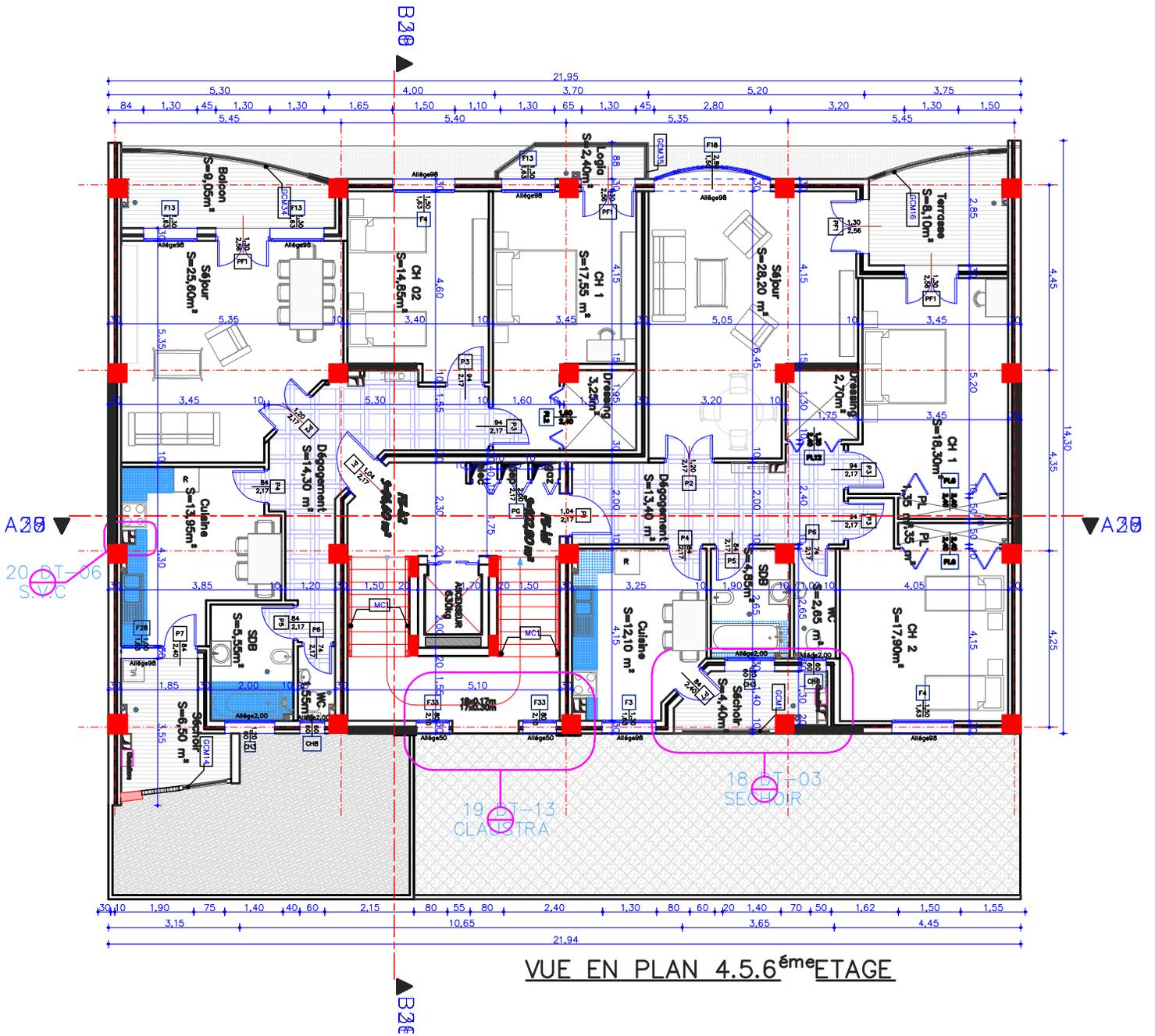
+20,37

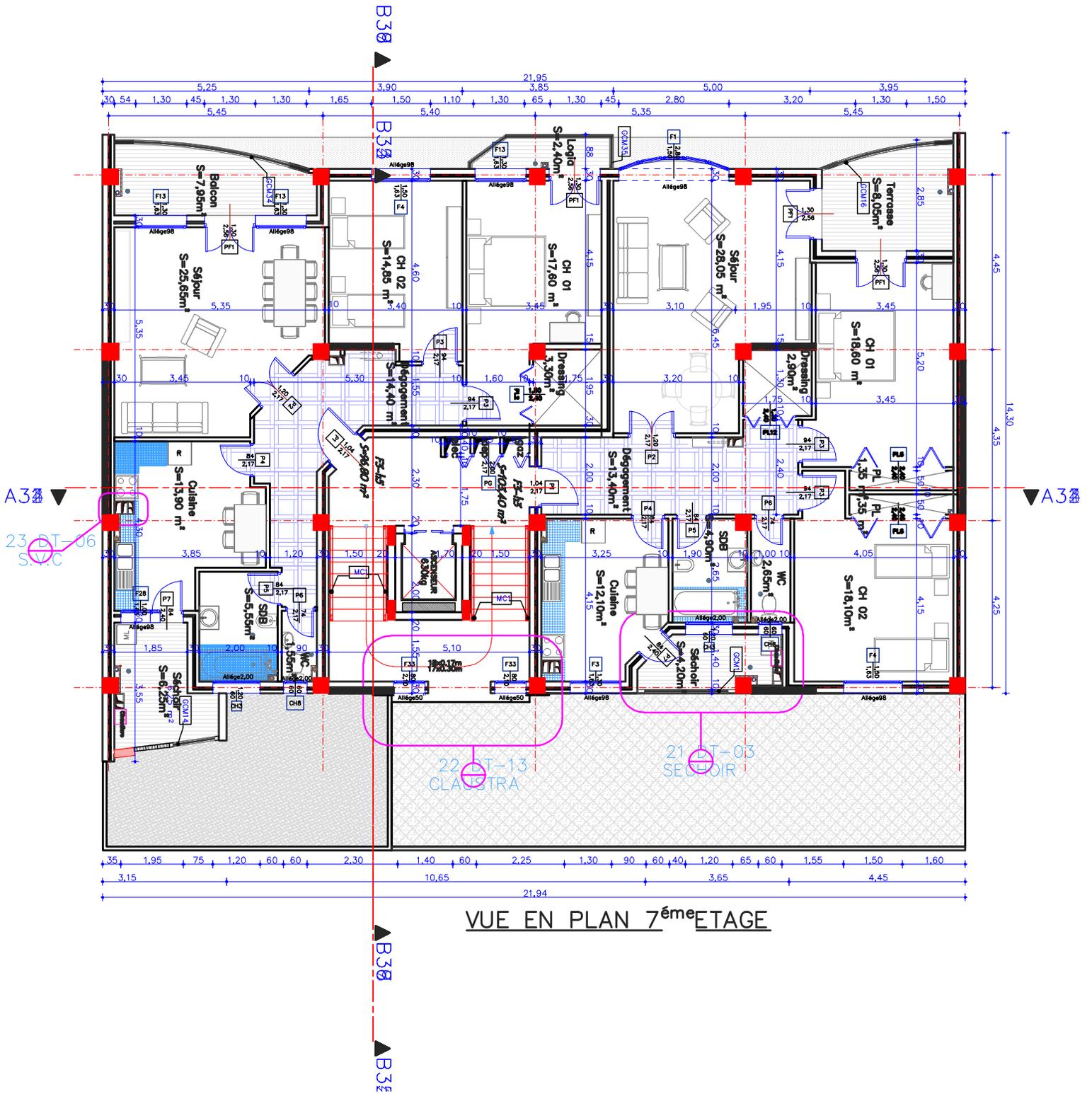
+20,37

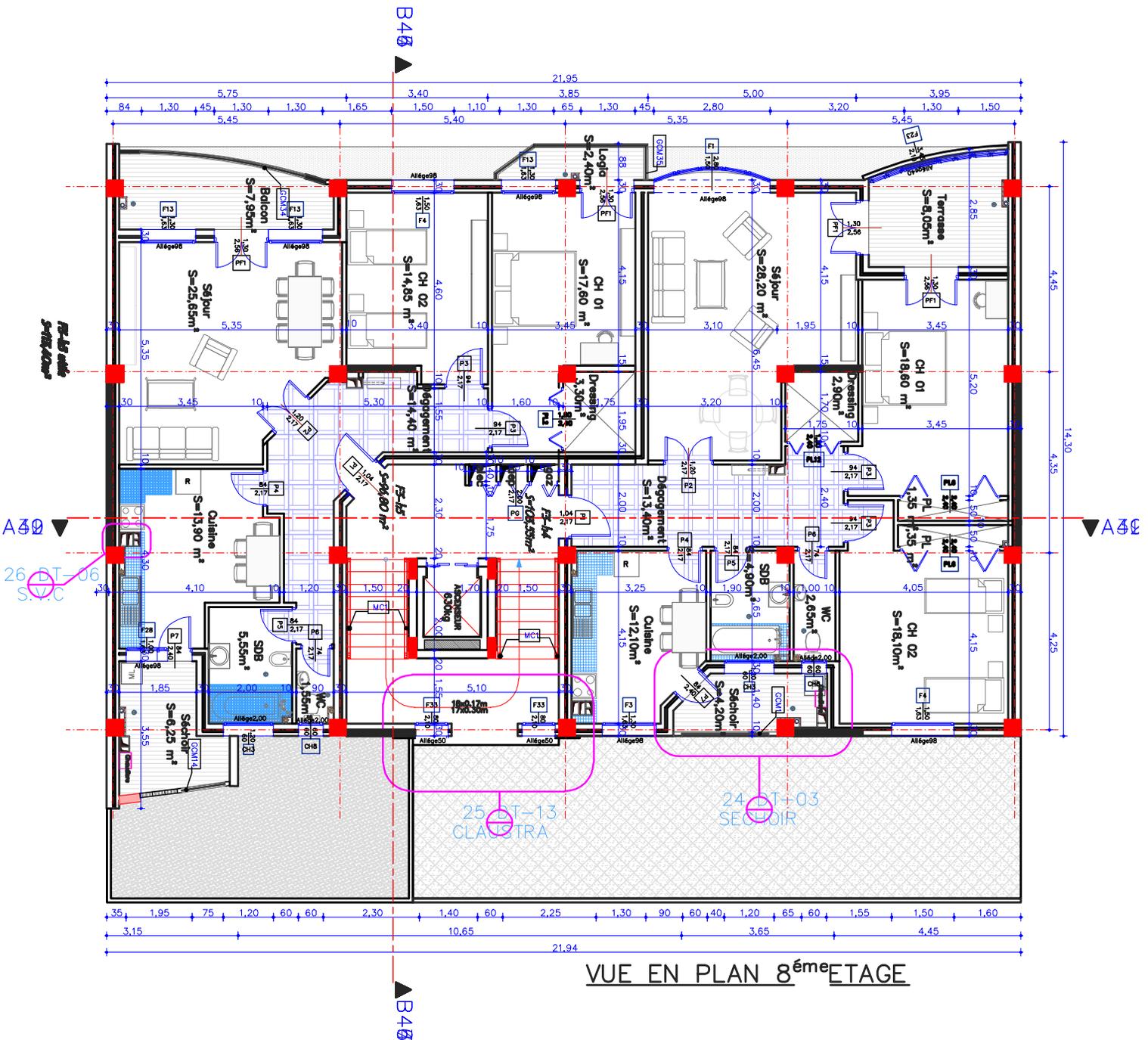




VUE EN PLAN 1^{er} ETAGE

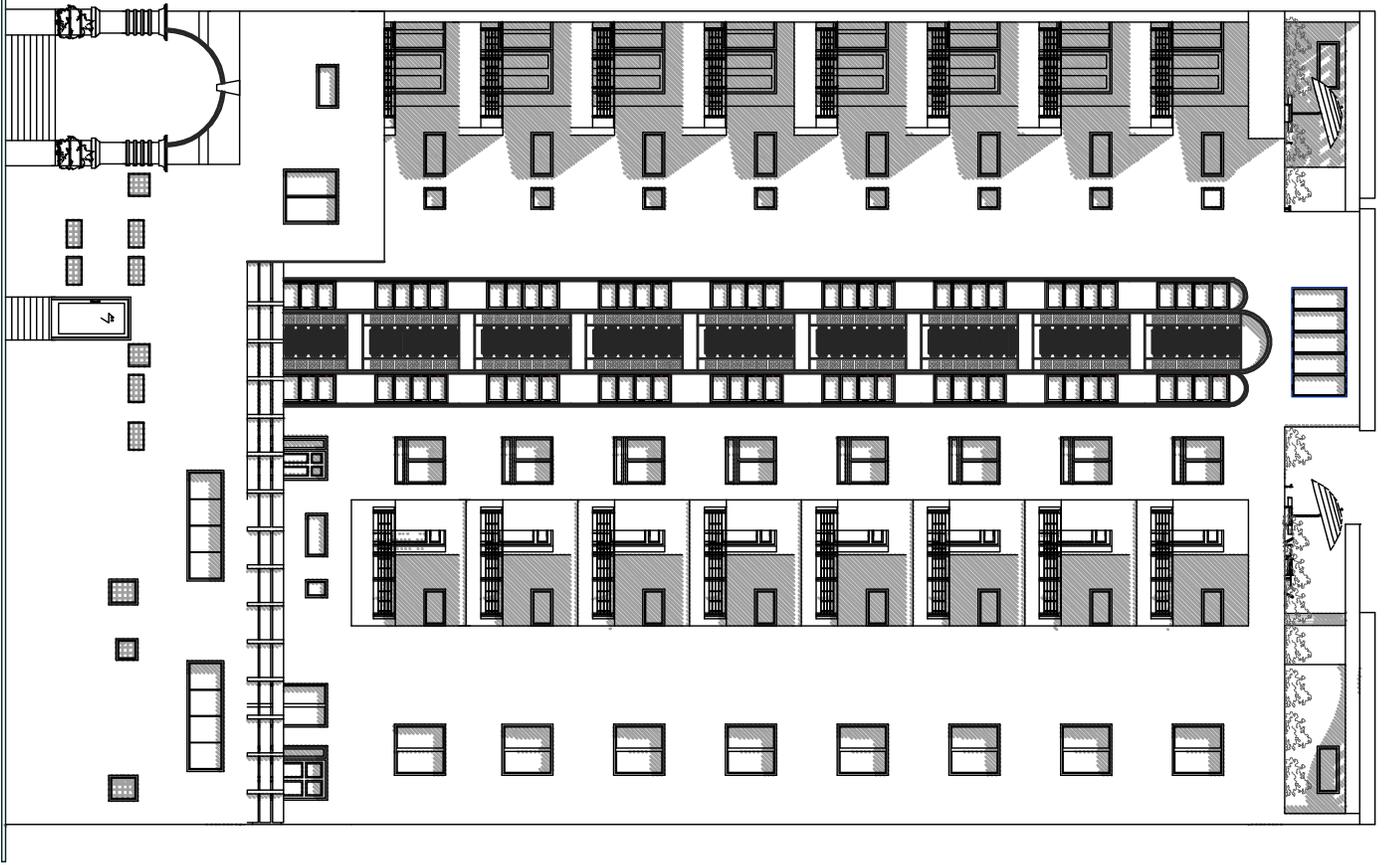




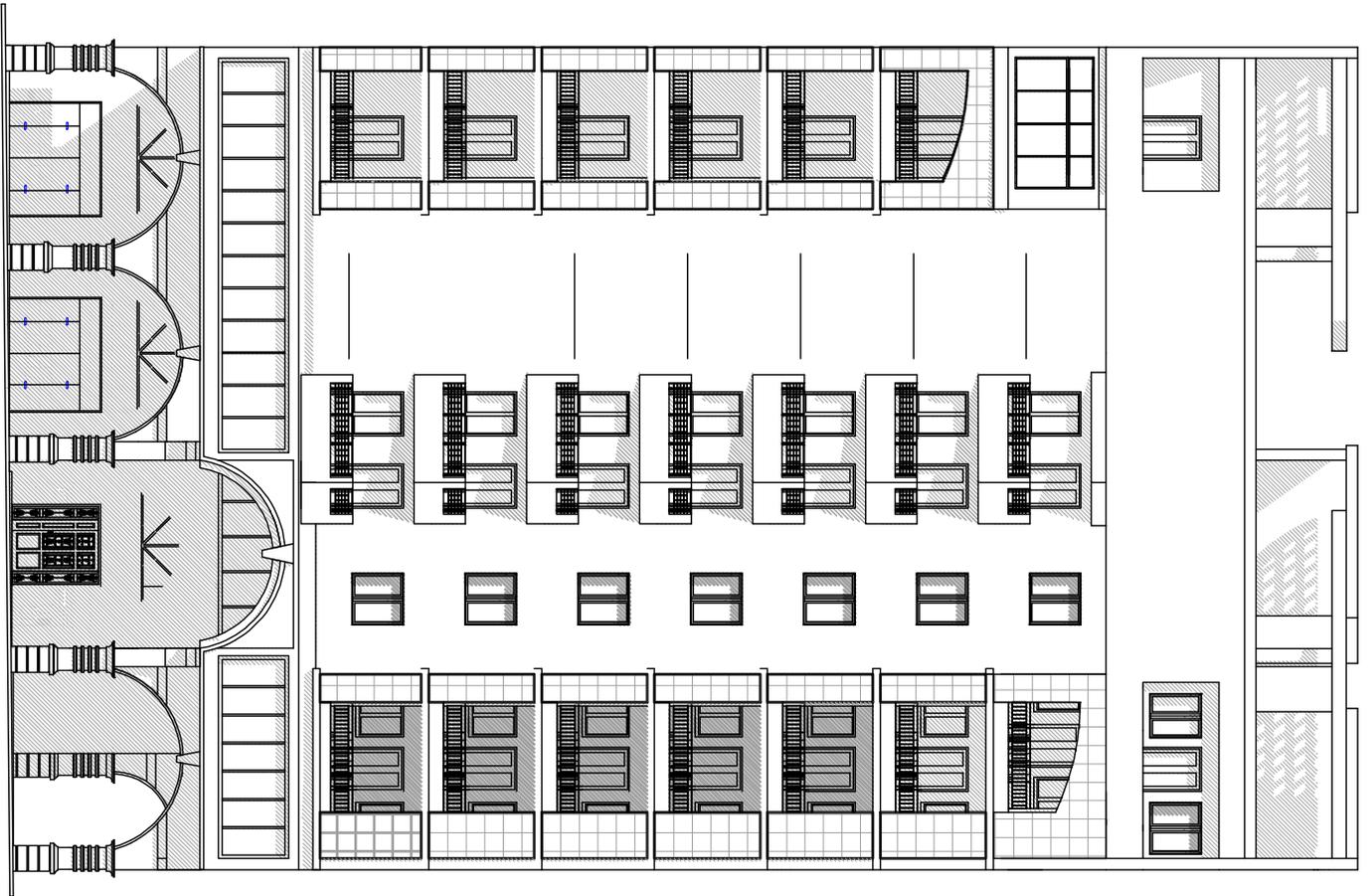


VUE EN PLAN 8^{ème} ETAGE

FACADE POSTERIEURE



FAÇADE PRINCIPALE



VI- Conclusions :

Le terrain réservé pour la réalisation d'une promotion immobilière à Ihaddaden (Ex -Jute) est essentiellement constitué d'une couche de terre végétale allant jusqu'à 0.80 m reposant sur une couche de limon marneux plastique à compact ; puis on retrouve une couche de marne plastique sableuse assez compacte de couleur grise .Le tout repose sur une couche de marne très compacte légèrement coquillée de couleur grise .

Le sol en place présente des résistances de pointe élevées aux deux mètres .Au -delà de cette profondeur , le il détient un bon pouvoir portant .

A cet effet , on suggère :

- L'emploi de fondations superficielles de type semelles filantes .
- Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations sera de 1.5 bar .
- La sous face des fondations devrait être à au moins 2.00 m de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel .
- Les analyses chimiques effectuées montrent un environnement d'agressivité nulle ; aucune mesure particulière de protection n'est recommandée néanmoins le béton fabriqué suivant les règles de l'art doit être compact par ses qualités intrinsèques .
- Les tassements calculés sous une semelle filante ancrée à 2.00 m de profondeur , de 1.00 m de largeur , soumise à une charge de 1.80 bar ; s'élèvent à 4.00 cm .



منير الوحدة
لمزي مصطفى

