

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de Recherche Scientifique
Université A/Mira de Béjaïa
Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme master en Génie Civil
Option : Matériaux et structures

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+8+Sous-sol) à usage d'habitation et
commercial contreventé par un système mixte
(voiles-portiques)**

Réalisé par :

M^r : AROUN Larbi
M^r : YAHIA CHERIF Belkacem

Encadré par :

M^r: B.LABIOUDH

Jury:

M^r: LAICHAOUI
M^{elle}: LAOUBI

Promotion 2014-2015

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

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

A M^{er} B. LABIOUDH : notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

BELKACEM & LARBI

Dédicaces

Avant tout je remercie le bon dieu le tous puissant qui m'a donné le

Courage et la patience.

Je dédie ce modeste travail a :

A la plus chère personne que je possède : **ma mère**

A la plus chère personne que je possède : **mon père**

A mes frères.

A mes sœurs.

A tous mes cousins et proches....

A mon binôme et sa famille.

A tous les amis(es).

BELKACEM

Dédicaces

Avant tout je remercie le bon dieu le tous puissant qui m'a donné le courage et la patience.

Je dédie ce modeste travail a :

A la plus chère personne que je possède : ma mère

A la plus chère personne que je possède : mon père

A mes frères.

A ma sœur.

A tous mes cousins et proches....

A mon binôme et sa famille.

A tous les amis(es).

A. Larbi

Sommaire

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre I :Généralités

I-GENIRALITES ET DIFINITIONS.....	2
I.1 Présentation de l'ouvrage:	2
I.2 Conception:	3
I.3 Caractéristiques des matériaux :	4
I.4 Actions et sollicitations :.....	10
I.5 Hypothèses de calculs : (A.4, B.A.E.L 91).....	12

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments

II.1 Introduction :	14
II.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires :	14
II.2.1 Les Planchers :.....	14
II.2.2 les balcons :	18
II.2.3 les poutres :.....	20
II.2.4 Les voiles :.....	21
II.2.5 Les escaliers :.....	22
II.2.6 Ascenseur :	25
II.2.7 L' Acrotère :	25
II.2.8 Les poteaux:.....	26
II.3 CONCLUSION :	40

Chapitre III :Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction :	41
III.2 Etude des poutrelles :	41
III.3. Etude des dalles pleines.....	72
III.4.Calcul des escaliers :	88
III.5 Etude des poutres de chaînages :	107
III.6 Etude de la dalle pleine du local machine :	111
III.7. Dalle plein incliné de comble :.....	116
III.8. Etude de l'acrotère	120

Chapitre IV :Etude dynamique

IV.1. Introduction :	127
IV.2. Méthodes de calcul.....	127
IV.3. Disposition des voiles :	132
IV.4. Vérification de l'interaction voiles portiques :	133
IV.5. Vérification vis-à-vis des déplacements.....	138
IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-- Δ	139
IV.7. CONCLUSION	141

Chapitre V :Etude des éléments principaux

V.1 INTRODUCTION :	142
V.2 ETUDE DES POTEAUX :	142
V. 3 Etude des poutres :	153
V.4 ETUDE DES VOILES :	163
V.5. Conclusion :	172

Chapitre VI :Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction.....	173
VI.2.Choix du type des fondations	173
VI.3. Etude des nervures	181
VI .4. Étude du voile périphérique	185
VI.5.Conclusion	189

Conclusion	190
-------------------------	-----

Bibliographie

Annexes

Plans

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Caractéristique géométrique de L'ouvrage.....	2
Tableau.I.2 : Composition moyenne de Béton.....	4
Tableau II.1 :les caractéristiques géométriques des poutrelles. .	16
Tableau II.2 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible à corps creux....	26
Tableau II.3 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible à dalle plein.	27
Tableau II.4 : Evaluation des charges dans le plancher étage courant et commercial à corps creux.....	27
Tableau II.5 : Evaluation des charges dans le plancher étage courant et commercial à dalle pleine.....	28
Tableau II.6 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible.....	28
Tableau II.7 : Evaluation des charges dans le balcon (dalle pleine).	28
Tableau II.8 : Evaluation des charges dans les Murs extérieurs (doubles parois.....	29
Tableau II.9 : évaluation des charges du palie.	29
Tableau II.10: évaluation des charges de la volée.....	29
Tableau II.11 : Evaluation des poids propres des poteaux.	34
Tableau II.12 : Descente de charge pour le poteau P1.	36
Tableau II.13 : Récapitulation des résultats pour les poteaux P1 et P2.	37
Tableau II.14 : Vérification des poteaux à la compression simple.	38
Tableau II- 15 : Vérification des poteaux au flambement.....	40
Tableau III.1: Charges sur les poutrelles.....	46
Tableau III.2. Sollicitation des poutrelles des planchers étages courants (Type T1).....	51
Tableau III.3. Sollicitation des poutrelles des planchers étages courants (Type T2).....	51
Tableau III.4. Sollicitation des poutrelles des planchers étages courants (Type T3).....	51
Tableau III.5. Sollicitation des poutrelles des planchers étages courants (Type T4).....	52
Tableau III.6. Sollicitation des poutrelles terrasse accessible (Type T1).....	52
Tableau III.7. Sollicitation des poutrelles terrasse accessible (Type T2).....	52
Tableau III.8.Sollicitation des poutrelles terrasse accessible (Type T3).....	52
Tableau III.9.Sollicitation des poutrelles terrasse accessible (Type T4).....	53
Tableau III.10. Sollicitation des poutrelles RDC et 1 ^{er} etage (Type T1) :	53
Tableau III.11. Sollicitation des poutrelles RDC et 1 ^{er} etage (Type T2) :	54
Tableau III.12. Sollicitation des poutrelles RDC (Type T3) :	54

Tableau III.13. Sollicitation des poutrelles RDC (Type T4) :.....	54
Tableau III.14. Sollicitation des poutrelles RDC et 1 ^{er} étage (Type T5).....	55
Tableau III.15. Sollicitation des poutrelles 1 ^{er} étage (Type T3) :.....	55
Tableau III.16. Les sollicitation les plus défavorables dans les poutrelles	56
Tableau III.17.Ferraillage des différents types de poutrelles.....	68
Tableau III.18.Vérifications des contraintes à E.L.S	68
Tableau III.19 Vérification des états limite de compression du béton.....	69
Tableau III.20.Vérification des états limite de la déformation.....	69
Tableau III.21 : ferraillage de la dalle sur quatre appuis :.....	75
Tableau III.22: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis :	75
Tableau III.23 : Vérification de la flèche	76
Tableau III.24: Ferraillage du panneau de dalle sur 3 appuis.	79
Tableau III.25 : Contraintes dans le béton de dalle sur 3 appuis.....	80
Tableau III.26- Vérification de la flèche.....	81
Tableau III.27 : Calcul de ferraillage de la dalle sur deux appuis	83
Tableau III.28 : contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis.....	84
Tableau III.29 : calcul des armatures en travées et en appuis	86
Tableau III.30 : contraintes dans le béton de la dalle sur un seul appui.....	87
Tableau III.31 ferraillage d'escalier Type1.....	89
Tableau III.32 : Ferraillage des poutres de chaînage.....	107
Tableau.III.33 : Tableau de ferraillage de la dalle de local de machines	113
Tableau.III.34: Résultats de calcul des contraintes.	115
Tableau III.35 : Ferraillage dalle plein incliné de comble	117
Tableau III.36 : Contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.....	119
Tableau III.37:Vérification de la flèche	120
Tableau III.38 : Les moments dans l'acrotère	122
Tableau III.39 : Les sollicitations dans l'acrotère.	122
Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	128
Tableau IV.2 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.	134
Tableau IV.3 :Vérification de l'interaction sous charges horizontales	135
Tableau IV.4 : Période de vibration et taux de participation massique.....	136
Tableau IV.5 : Vérification de l'effort normal réduit :	137

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	137
Tableau.IV.7 Vérification des déplacements pour le sens x-x.....	138
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements pour le sens y-y.....	139
Tableau IV.9 : Vérification à L'effet P- Δ	141
Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées	143
Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux	145
Tableau V.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux:.....	146
Tableau V.4 : Armatures transversales des poteaux :	146
Tableau V.5 : Vérification du flambement des poteaux.....	147
Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	148
Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes.....	149
Tableau V.8.Schéma de ferrailage des poteaux.	154
Tableau V.9 Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99.....	154
Tableau V.10 Les sollicitations les plus défavorables.	154
Tableau V.11 Armatures longitudinales des poutres.....	155
Tableau V.12 Vérification de l'effort tranchant.....	156
Tableau V.13 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	156
Tableau V.14 Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.....	157
Tableau V.15 Moment résistant dans les poteaux :	159
Tableau V.16 Moment résistant dans les poutres.....	159
Tableau V.17.Vérification de la zone nodale.....	160
Tableau V.18.Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	162
Tableau V.19 : Sollicitations max dans les voiles V_{x1} , V_{x4} et V_{x5} de $L=1m$	165
Tableau V.20 : Sollicitations max dans le voile V_{x2} de $L=1.75m$	165
Tableau V.21 : Sollicitations max dans les voiles V_{x3} de $L=2.55m$:	165
Tableau V.22 : Sollicitations max dans le voile V_{x6} de $L=2.8m$:.....	166
Tableau V.23 : Sollicitations max dans les voiles V_{y1} , V_{y2} , V_{y3} , V_{y4} de $l=1m$:	166
Tableau V.24 : Sollicitations max dans le voile V_{y5} de $L=1.2m$:.....	166
Tableau V.25 :Ferrailage des voiles pleins V_{x1} , V_{x4} et V_{x5} dans tous les niveaux :	169
Tableau V.26 :Ferrailage du voile plein V_{x2} dans tous les niveaux :	169
Tableau V.27 : Ferrailage de voile plein V_{x3} dans tous les niveaux :	170
Tableau V.28 : Ferrailage du voile plein V_{x6} dans tous les niveaux :.....	170
Tableau V.29 : Ferrailage des voiles pleins V_{y1} , V_{y2} , V_{y3} , V_{y4} dans tous les niveaux :	171
Tableau V.30 : Ferrailage du voile plein V_{y5} dans tous les niveaux :.....	172

Tableau.VI. 1.Résumé des résultats du ferrailage.....	178
Tableau.VI. 2 Vérification des contraintes du radier	179
Tableau.VI. 3 résumé des résultats de ferrailage à l'ELS du radier.....	180
Tableau VI.4: Vérification des contraintes du radier	180
Tableau.VI. 5 Sollicitations de la nervure principale.a ELU	182
Tableau.VI. 6 Sollicitations de la nervure transversale. ELS.....	182
Tableau.VI. 7. Sollicitations de la nervure transversale. ELU	183
Tableau.VI. 8 Sollicitations de la nervure transversale. ELS.....	183
Tableau.VI. 9 Résumé des résultats du ferrailage.....	184
Tableau VI.10.Vérification des contraintes des nervures de radier	185
Tableau VI.11: tableau de ferrailage	187
Tableau VI.12: résultats de calcul et vérification à l'ELS.	188

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Vue en plan.....	2
Figure I.2 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	5
Figure I.3: Diagramme parabole rectangle (A.3.3.3, B.A.E.L.91).....	6
Figure I.4: Diagrammes contraintes déformations de béton.	7
Figure I.5: Diagrammes contraintes déformations de l'acier.....	8
Figure I.6: Diagramme des déformations limites de la section de béton armé.....	9
Figure II.1: section transversale des poutrelles.....	15
Figure II.2: Plancher a corps creux.....	16
Figure II.3: Schéma de disposition des poutrelles de RDC.....	16
Figure II.4: Schéma de disposition des poutrelles étages courant.....	17
Figure II.5: Dalle pleine sur quatre appuis.....	18
Figure II.6: les types des balcons.....	18
Figure II.7:Balcon sur un seul appuis.....	19
Figure II.8:Balcon sur deux appuis.....	19
Figure II.9:Balcon sur trois appuis(cas 1).....	19
Figure II.10:Balcon sur trois appuis(cas 2).....	19
Figure II.11:Balcon sur trois appuis(cas 3).....	19
Figure II.12:Schéma d'escalier.....	22
Figure II.13: Vue en plan d'escalier à deux volées.....	23
Figure II.14 : Schéma statique de 1ere volée.....	23
Figure II.15 : Schéma statique de 2ème volée.....	23
Figure II.16 : vue en plan d'escalier à trois volées.....	24
Figure II.17. l'acrotère de la terrasse inaccessible.....	25
Figure II.18 : l'acrotère de la terrasse accessible.....	26
Figure II.19: la dégression des charges d'exploitation.....	31
Figure II.20: Surfaces afférentes des étages courants.....	32
Figure II.21 : Surfaces afférentes du comble.....	32
Figure II.22: Surface afférente du poteau P ₂	37
Fig.III.1.Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	41
Fig.III.2.Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus 2 travées.....	42
Fig.III.3.Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	42
Fig.III.4 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.....	43

Fig.III.5.Différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible.	45
Fig.III.6.Schéma statique de la poutrelle T2 (étage courant).	48
Fig.III.7.:Schéma de ferrailage de déférentes poutrelles.....	70
Fig.III.8. Shéma de ferailage de la dalle de compression	71
Fig.III.9. Dalle pleine sur quatre appuis.....	72
Fig.III.10. Schéma de ferrailage de la dalle pleine d'ascenseur.....	77
Fig.III.11. Coupe A-A	77
Fig III.12: Panneau de dalle sur 3 appuis.	77
Fig.III.13 : Schéma de la théorie des lignes de rupture.....	77
Fig. III.14 : Schéma du ferrailage du panneau de dalle sur 3 appuis.	82
Figure III.15: Dalle pleine sur 2 appuis.....	82
Fig. III.16 : Schéma du ferrailage du panneau de dalle sur 2 appuis	85
FigIII.17 :Dalle pleine sur 1 appuis.....	86
Figure III.18: Schéma statique de la dalle pleine sur un seul.....	86
Fig.III.19 : Schema de ferrailage de la dalle avec un seul appui.....	88
Fig.III.20. Vue en plan de l'escalier type I.....	88
Fig.III.21. Schéma statique.	88
Fig.III.22. Diagramme des sollicitations	89
Fig.III.23. schéma de ferrailage d'escalier type (I).....	91
Fig.III.24 .section creuse d'épaisseur e.....	95
Fig.III.25 . schéma de ferrailage de la Poutre palière de l'escalier des étages courants.	97
Fig.III 26 .Vue en plan de l'escalier type II	97
Fig.III.27 .Schéma statique.	97
Fig.III.28. Diagramme des sollicitations	98
Fig.III 29. schéma de ferrailage des volées I et III	101
Fig.III.30.Schéma de ferrailage de la volée(II)	101
Figure III.31:Poutre palière de l'escalier des étages courants	103
Fig.III.31:section creuse d'épaisseur e.....	104
Fig.III.32.Schéma de ferrailage de la poutre brisée	106
Fig.III.33.Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	110
Fig.III.34.dalle pleine du local machine de la L'ascenseur.....	111
Fig.III.35.Schéma de ferrailage de la dalle du local machine	116
Fig III.36: Dalle pleine sur quatre appuis.....	116
Fig.III.37. Schéma de ferrailage de la dalle pleine de comble	120

Fig.III 38 . l'acrotérede la terrasse inaccessible	120
Figure III.39: l'acrotère de la terrasse accessible.....	121
Figure III.40. Schéma statique de l'acrotère	121
Figure III.41. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	126
Figure IV.1 : Disposition des voiles.....	132
Figure IV.2 : Mode01 translation selon l'axe $y-y'$ ($T=0,87s$).....	132
Figure IV.3 : Mode02 translation selon l'axe $x-x'$ ($T=0,73s$).....	132
Figure IV.4 : Mode03 : Rotation autour de l'axe $z-z'$ ($T=0,69s$).....	133
Figure V.1 : zone nodale	143
Figure V.2 : Section d'un poteau	148
Figure V.3 : coupe longitudinale.....	150
Figure V.4.Les moments dans zone nodale.....	158
Figure V.5. Disposition constructive des armateurs dans les poutres.....	160
Figure V.6 Disposition des armatures dans les voiles.....	164
Figure V.7 : Schéma d'un voile pleine.....	167
Figure V.8Schéma de ferrailage du voile V_{x6} de RDC.	172
Figure.VI.1 : Schéma de ferrailage de la dalle de radier.....	182
Figure.VI. 2 Sollicitation sur les nervures longitudinale $x-x'$	182
Figure.VI. 3 Sollicitation sur les nervures longitudinale $y-y'$	183
Figure.VI. 4 Section à ferrailer	182
Figure VI. 5: Schéma de ferrailage de la nervure	185
Figure VI.6: Voile périphérique.	186
Figure VI.7.: Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	189
Figure.VI.8: Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	189

Symboles et Notations

A : Aire d'une section d'acier.

A' : Section d'aciers comprimés.

A_{ser} : Section d'aciers pour l'ELS.

A_u : Section d'aciers pour l'ELU.

A_r : Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

B : Aire d'une section de béton.

D : Diamètre.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_h : Module de déformation longitudinal du béton.

E_j : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module de d'élasticité de l'acier.

F : Force ou action générale.

G : Action permanente.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal en service.

N_u : Effort normal de service.

V : Effort tranchant.

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

Q : Action ou charge variable.

S : Section.

Br : Section réduite.

M_a : Moment sur appui.

M_t : Moment en travée.

a: Une dimension transversale.

b: Une dimension longitudinale.

b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section.

d: Hauteur utile.

e: Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

F_{tj} : Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour.

f_{c28} et **f_{t28}** : Résistance calculé à 28 jours.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h: Hauteur totale d'une section de béton armé.

i: Rayon de giration d'une section.

j : Nombre de jours.

k : Coefficient en général

l : Longueur ou porté

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

St : Espacement des armatures.

x: Coordonnée en général.

y: Coordonnée.

z : Coordonnée d'altitude, bras de levier.

α : Angle en général, coefficient.

γ : Coefficient

ε : Déformation relative.

θ : Coefficient.

λ : Elancement.

μ : Coefficient.

ν : Coefficient de poisson.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier.

σ_i : Contrainte de traction.

τ : Contrainte tangente

Introduction
Générale

Introduction générale

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la fiabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (habitations, commerces) en (R+8+sous-sol) implanté à Amizour wilaya de Béjaïa qui est classé d'après le règlement parasismique algérien en zone de moyenne sismicité. Donc il y a lieu de déterminer leur comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

Afin de cerner notre étude, nous avons divisé le travail en plusieurs chapitres, Les premiers chapitres traitent de la conception, le pré dimensionnement ainsi que du calcul des éléments secondaires. Ensuite, une étude dynamique suivie par un chapitre de calcul des éléments porteurs, puis une étude concernant l'infrastructure. En fin on termine le travail par une conclusion générale.

Les différentes étapes de calcul ont été minutieusement décrites dans ce document. Les calculs ont été menés conformément aux règles en vigueur en Algérie (*BAEL 91, CBA 93 RPA 99version 2003 ... etc.*) et pour la modélisation du bâtiment on utilise un logiciel de calcul ROBOT 2013

Chapitre I
Généralités

I-GENIRALITES ET DIFINITIONS :

I.1 Présentation de l'ouvrage:

I.1.1 Intoduction:

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment R+8, il comporte:

- 1- RDC à usage commercial.
- 2- 1^{er} étage à usage commercial.
- 3- sept étages à usage d'habitation.

Il sera implanté dans Amizour wilaya de Bejaia classée comme une zone de moyenne sismicité, zone sismique **IIa** selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99/V 2003).

I.1.2 Caractéristique géométrique de L'ouvrage:

L'ouvrage a les caractéristiques géométriques suivantes :

<i>Longueur total (m)</i>	22.00
<i>Largeur total (m)</i>	17.70
<i>Hauteur de sous-sol (m)</i>	3.06
<i>Hauteur de R.D.C (m)</i>	4.00
<i>Hauteur d'étage courant (m)</i>	3.06
<i>Hauteur total (m)</i>	31.54

Tableau I.1 : Caractéristique géométrique de L'ouvrage.

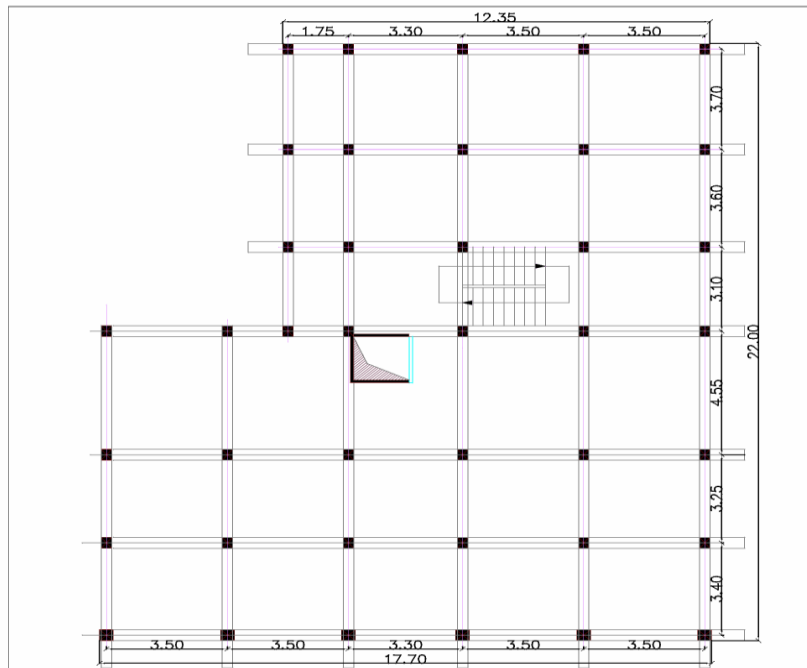


Figure I.1 : Vue en plan.

I.2 Conception:

Le Contreventement:

D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99/VERSION 2003), l'introduction des voiles est obligatoire au-delà de **14 (m)** de hauteur qui correspondent la zone sismique **IIa**.

Donc le système proposé est un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction (portiques-voiles).

Données du site :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage **2**.
- La contrainte admissible de sol $\bar{\sigma} = 1,6 \text{ bars}$
- Catégorie de site **S3** (site meuble).

Planchers:

- Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux.
- Des dalles pleines en béton armé.

Maçonnerie:

Dans cette construction on a utilisé deux types de maçonnerie pour les murs extérieurs et les murs intérieurs :

- 1- briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre. Pour les murs extérieurs une paroi externe de **15 cm** d'épaisseur et une paroi interne de **10 cm** d'épaisseur, les deux parois étant séparées par un vide de **5 cm** d'épaisseur, pour les murs intérieurs une cloison simple de **10 cm** d'épaisseur.

- 2- Revêtement:

Le revêtement est constitué de:

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour la salle d'eau et la cuisine.

Escaliers :

Notre bâtiment comprend des escaliers qui seront réalisés en béton armé coulé sur place, et des escaliers préfabriqués en bois pour les locaux.

L'infrastructure :

Le type de fondation sera déterminé ultérieurement en fonction de la capacité portante du sol et les différentes charges du bâtiment.

I.3 Caractéristiques des matériaux :**I.3.1 Béton:**

Le béton est un matériau composé de ciment, d'eau, de sable, de granulat et éventuellement de produit d'addition (les adjudantes). Son poids volumique est de l'ordre **2300 à 2400 kg/m³**, pour le béton armé on prend : $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$.

I.3.1.1 Composition moyenne de Béton:

En l'absence d'une étude détaillée de la composition du béton on propose la composition moyenne suivante basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable et en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir dans des conditions courantes, une résistance à la compression égale à 25 MPa.

Composantes	Graviers 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800 l	400 l	8 sacs	180 l
Poids (Kg)	1200	600	400	180

Tableau.I.2 : Composition moyenne de Béton.

I.3.1.2 La résistance caractéristique du Béton:

En Compression ($f_{c,j}$): CBA93 (art, A.2.1.1.1)

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

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression à l'âge de 28 jours.

La résistance caractéristique à un âge $j \leq 28$ jours est donnée par la formule :

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

$$f_{c,j} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{c,j} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

✓ Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$.

$$f_{c,j} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{c,j} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

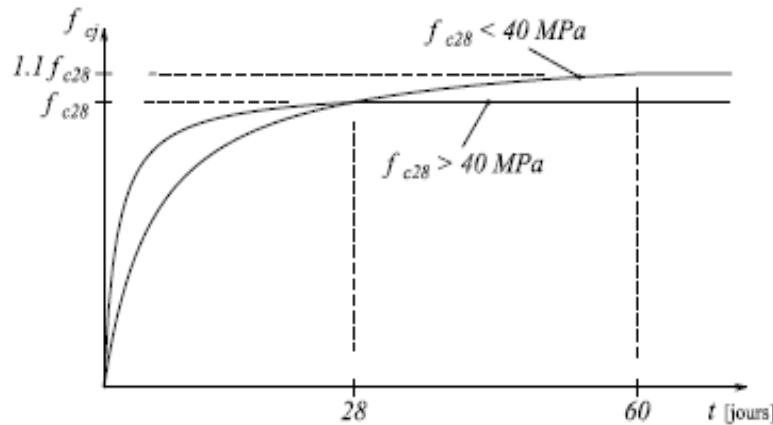


Figure I.2: Evaluation de la résistance f_{c_j} en fonction de l'âge du béton

En traction ($F_{t,j}$):

La résistance caractéristique en traction de béton à (J) jour d'âge du béton est définie par (art.A.2.1.1.2, P6, CBA93) :

$$F_{t,j} = 0,6 + 0,06 f_{c,j} \quad \text{pour } f_{c,j} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$F_{t,j} = 0,275 f_{c,j} \quad \text{pour } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

$$F_{c,28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

I.3.1.3 Coefficient de poisson:

Coefficient de poisson : $\nu = \frac{\text{gonflement transversal}}{\text{raccourcissement longitudinale}}$

En général pour le béton :

$$\begin{cases} E.L.U : \text{béton fissuré } \nu = 0 \\ E.L.S : \text{béton non fissuré } \nu = 0,2 \end{cases}$$

I.3.1.4 Déformation longitudinale du béton:

- module de déformation instantanée à l'age de J jours :

$$E_{ij} = 11000(f_{c_j})^{1/3} = 32164,195 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.2.1, CBA.93}).$$

- module déformation différée à l'age de J jours:

$$E_{vj} = 3700(f_{c_j})^{1/3} = 10818,865 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.2.2, CBA.93}).$$

I.3.1.5 Diagramme contraintes - déformations:

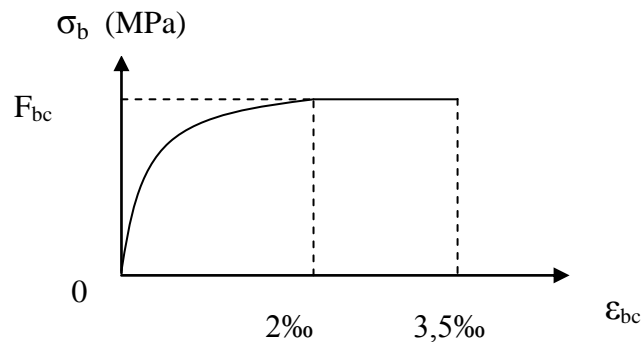


Figure I.3: Diagramme parabolique rectangle (A.3.3.3, B.A.E.L.91)

Le raccourcissement maximal du béton est limité à $\epsilon_{bc}=3,5 \text{ ‰}$, et la contrainte de calcul est égale :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Avec:

- $\gamma_b = 1,15$ pour les combinaisons accident elles.
- $\gamma_b = 1,5$ pour les combinaisons fondamentales.

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{pour la durée d'application des actions } > 24 \text{ H.} \\ \theta = 0.9 & 1 \text{ H} < \text{ la durée d'application des actions } < 24 \text{ H.} \\ \theta = 0.85 & \text{la durée d'application des actions } < 1 \text{ H.} \end{cases}$$

Lorsque la section considérée n'est pas entièrement comprimée, le diagramme contraintes déformations utilisée est de type << rectangle >> comme schématisé ci-après, ou y_u désigne la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée.

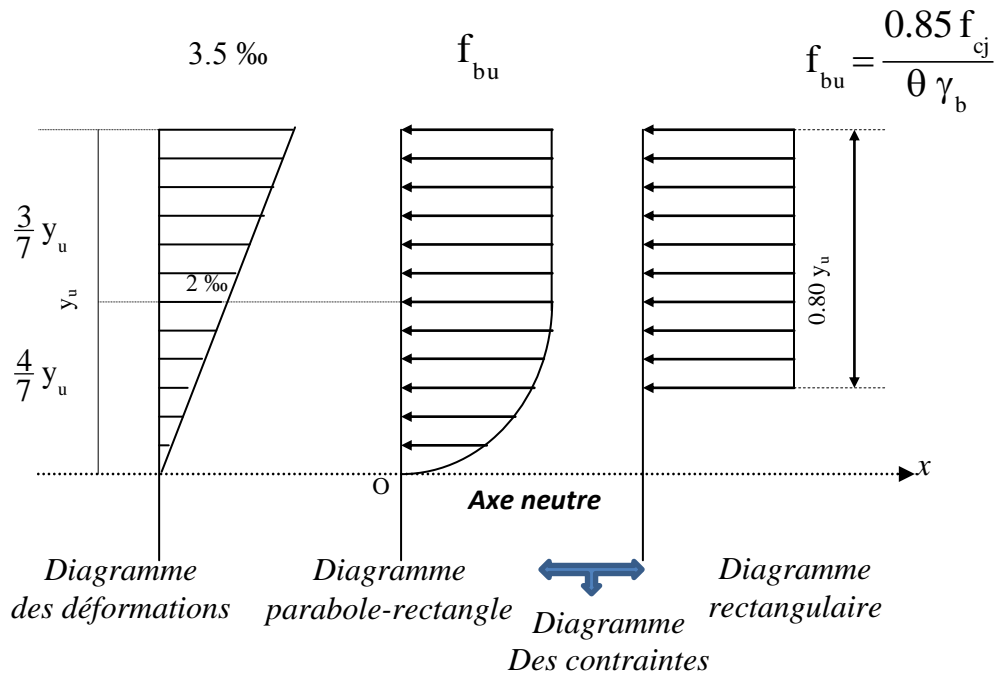


Figure I.4: Diagrammes contraintes déformations de béton.

I.3.1.6 contraintes de cisaillement :

Etat limite ultime :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \text{ (MPa)}$$

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

- fissuration peu préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{ (MPa)}$.

- fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{ (MPa)}$

Etat limite de service :

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

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

I.3.2 Aciers: (CBA93-art.A.6.1.2.5.3)

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont de trois types:

- les ronds lisses de nuance Fe E 235 pour les armatures transversales.
- Les barres hautes adhérence de nuance Fe E 400 pour les armatures longitudinales et transversales.
- Les treillis soudés, pour le hourdis des planchers à corps creux. Le diagramme <<contraintes–déformations>> utilisé est schématisé ci-après (CBA93-art, A.2.2.2.).

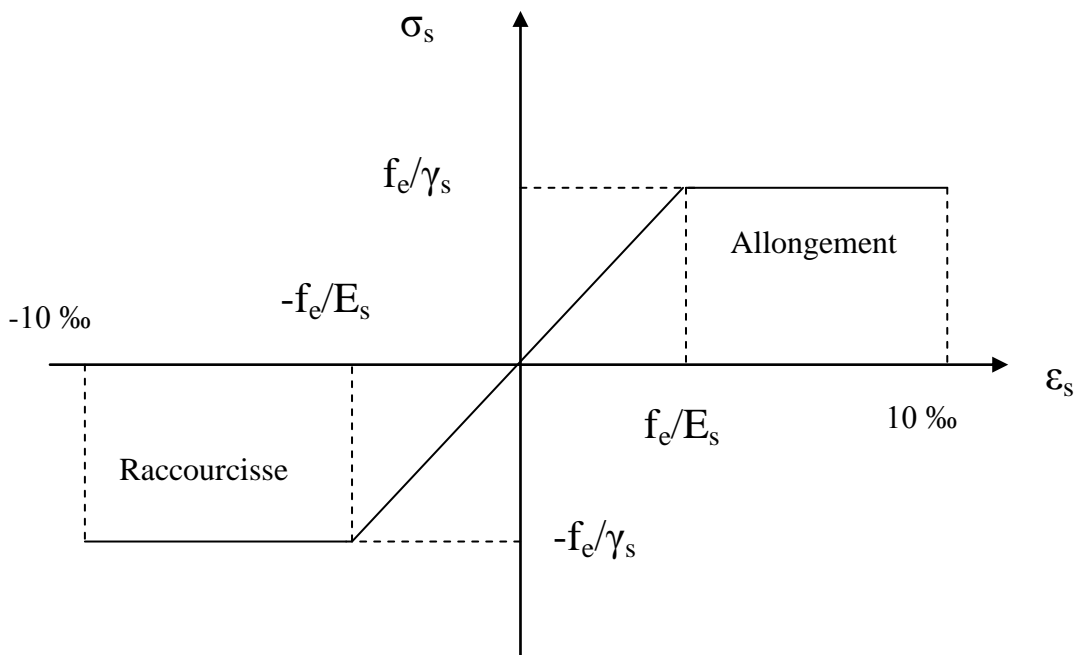


Figure I.5: Diagrammes contraintes déformations de l'acier.

f_e désigne la limite élastique variant avec les différents types d'acier.

ϵ_s l'allongement limite (%).

$\gamma_s=1$ cas de situation accidentelles.

$\gamma_s= 1,15$ cas de situation durable ou transitoire.

La contrainte de calcul à l'E.L.U est égal à:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \begin{cases} \frac{400}{1,15} = 347,82MPa = 348MPa & \text{(Aciers à haute adhérence)} \\ \frac{235}{1,15} = 204MPa & \text{(Rands lisses)} \end{cases}$$

La contrainte de calcul à L'E.L.S :

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration.

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

$\eta = 1,65$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.3.3 Diagramme de déformation d'une section en béton armé:

On distingue les trois domaines 1, 2 et 3 et les trois pivots A, B et C représentatifs de la déformation par l'un des quels doivent passer les diagrammes de déformation (Figure ci-après). Les calculs sont effectués à l'aide de la méthode des trois pivots décrite dans le code CBA93 (art, A.4.3.3).

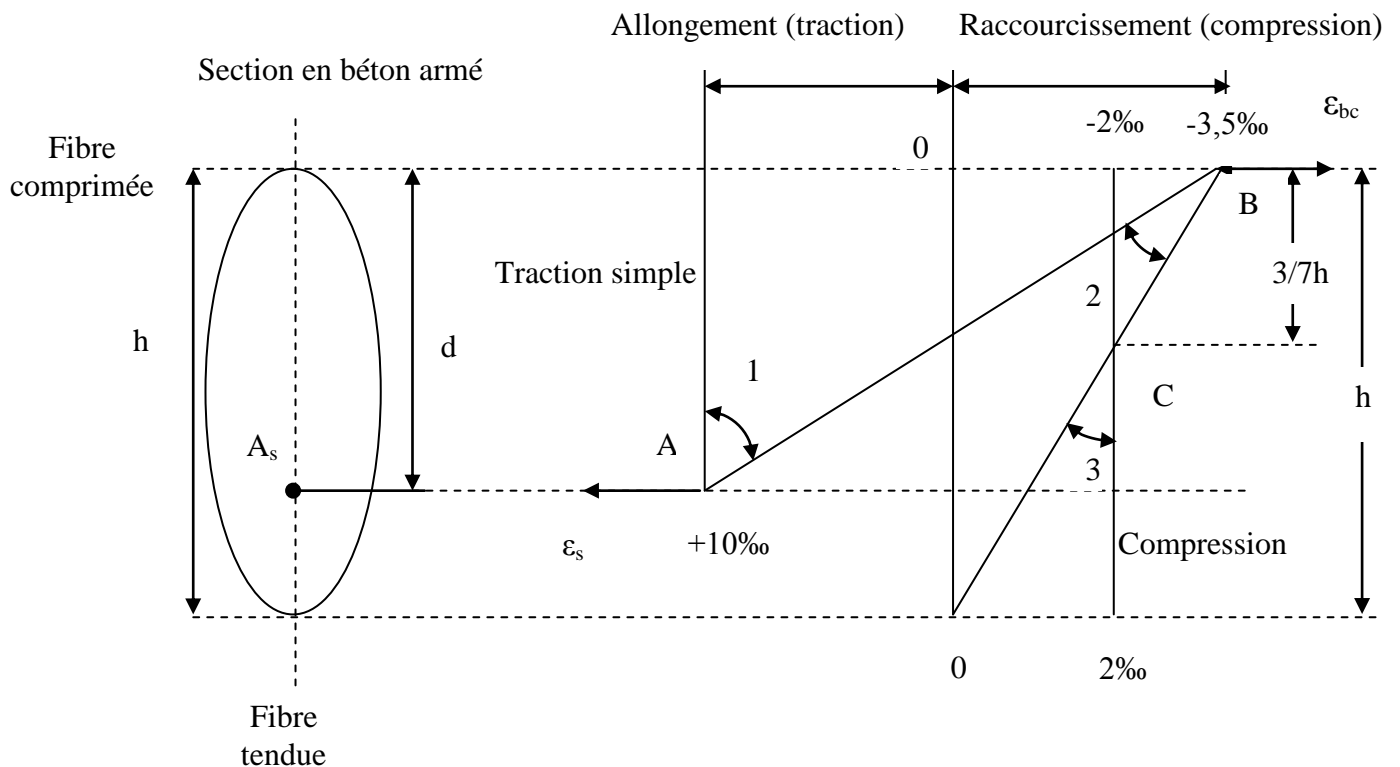


Figure I.6: Diagramme des déformations limites de la section de béton armé (règle des trois pivots)

- **Pivot A région 1 :**

Allongement de l'acier le plus tendu : $\varepsilon = 10.10^{-3}$;

Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

- **Pivot B région 2 :**

- Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\varepsilon = 3,5.10^{-3}$;

Pièces soumises à la flexion simple ou composée.

- **Pivot C région 3 :**

- Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3h/7$ de la fibre la plus comprimée:

$\varepsilon_{bc}=2.10^{-3}$;

Pièces soumises à la flexion composé ou à la compression simple.

I.4 Actions et sollicitations :

I.4.1 les actions :

I.4.1.1 Définitions :

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc...), ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc...).

I.4.1.2 Valeurs caractéristiques des actions :

➤ **Les actions permanentes (G) :**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ◇ Le poids propre de la structure.
- ◇ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ◇ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ◇ Les déformations imposées à la structure.

➤ **Les actions variables (Q) :**

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

- ◇ Les charges d'exploitations.
- ◇ Les charges climatiques (neige et vent).
- ◇ Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ◇ Les chocs.
- ◇ Les séismes.
- ◇ Les explosions.
- ◇ Les feux.

I.4.1.3 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 de chargement le plus défavorable.

a. Combinaison d'action à l'ELU :

➤ **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 :**

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

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

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

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b. Combinaison d'action à l'ELS :

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

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c. combinaisons de calcul :

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

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations- accidentelles} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \\ G + Q \pm E. \\ 0,8G \pm E. \end{array} \right.$$

I.4.2 Les sollicitations :

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

I.5 Hypothèses de calculs : (A.4, B.A.E.L 91)

On distingue deux types d'états limites pour le dimensionnement (armature et béton):

- **Etats-limites ultimes (E.L.U) :**
 - De résistance et De stabilité de forme.
- **Etats-limites de service (E.L.S) atteints :**
 - par compression du béton.
 - Par ouverture des fissures.
 - Par déformation.

Les calculs seront effectués conformément au codes et règlements vigueur :

- Le code du béton armé Algérien CBA93 [D.T.R.-B.C.2-41] pour les dimensionnements des pièces aux états limites utilises (E.L.U) et de service (E.L.S).
- Règles parasismiques Algériennes R.P.A99 "Version 2003" pour les justifications des calculs vis-à-vis du séisme.
- Les règles B.E.A.L 91

- Le document technique réglementaire [D.T.R.B.C.2.2] pour la détermination des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2,1$ Mpa.
- ✓ $E_{vj} = 10818,87$ Mpa.
- ✓ $E_{ij} = 32164,20$ Mpa.
- ✓ $f_c = 400$ MPa.

Chapitre II
Pré-dimensionnement
des éléments

II.1 Introduction :

Le but du pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les règles BAEL et le **RPA 99V2003**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1 Les Planchers :

Les planchers, dans ce projet sont en corps creux, et en dalle pleine, ce sont des aires planes limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

II.2.1.1 Planchers à corps creux :

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

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

Si on considère des poutres de largeur $b = 30$ cm.

Avec :

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

h_t : Hauteur totale du plancher.

$h_{dc} = h_0$: hauteur de la dalle de compression.

$h_{cc} = h_t - h_0$: hauteur corps creux.

h_t : hauteur total de plancher.

b : distance entre axe des poutrelles.

La hauteur total de plancher doit vérifier les conditions suivante : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$

L_{\max} : la portée maximale entre nus d'appui suivant la disposition des poutrelles,

Dans notre cas $L_{\max} = 350 - 30 = 320$ cm, ce qui donne $h_t > 14$ cm.

Donc : $h_t = 16 + 4 = 20$ cm.

Et l'on choisit des planchers à Corps-creux de type **(16 + 4) cm** constitués d'entre vous (Corps-creux) de **(16cm)** d'épaisseur et d'une dalle de compression de **(4cm)** de l'épaisseur.

✚ les poutrelles

Ce sont des éléments en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres principales.

✚ disposition des poutrelles :

Il existe deux critères de disposition :

- ✓ Critère de la plus petite portée.
- ✓ Critère de continuité..

La section transversale des poutrelles est assimilée à une section en T (Figure II.1) dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

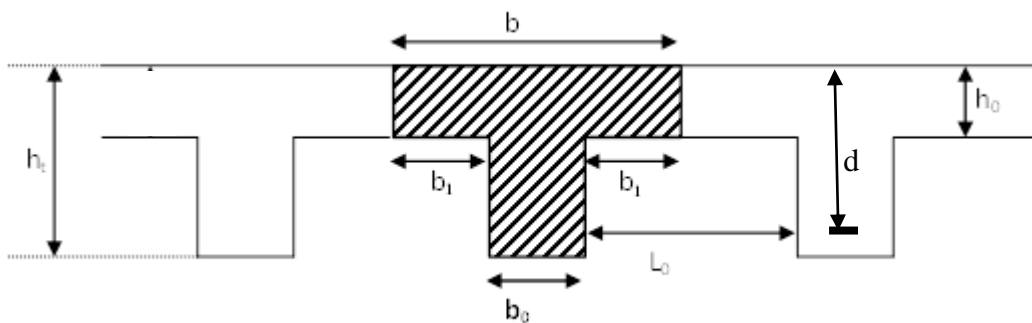


Figure II.1 : section transversale des poutrelles.

La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2b_1$

$d = 0,9 h_t = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$, $h_0 = 4 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} \quad \text{Avec : } b_1 = \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right) \Rightarrow b_1 = \min \left(\frac{55}{2} = 27,5 \text{ cm}, \frac{300}{10} = 30 \text{ cm} \right)$$

Alors :

$$\mathbf{b_1 = 27,5 \text{ cm} \quad \mathbf{b = 65 \text{ cm}.}$$

L_x : distance entre nus de deux éléments successifs (poutrelle).

L_y : longueur minimale d'une travée de l'élément (poutrelle) entre nus d'appui.

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 20 \text{ cm}$: $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$

Epaisseur de la dalle de compression	4 cm
Epaisseur de corps creux	16 cm
La largeur b_0 des nervures	10 cm
Distance L_0 entre deux nervures	55 cm
Entraxe des nervures	65 cm

Tableau II.1 : les caractéristiques géométriques des poutrelles.

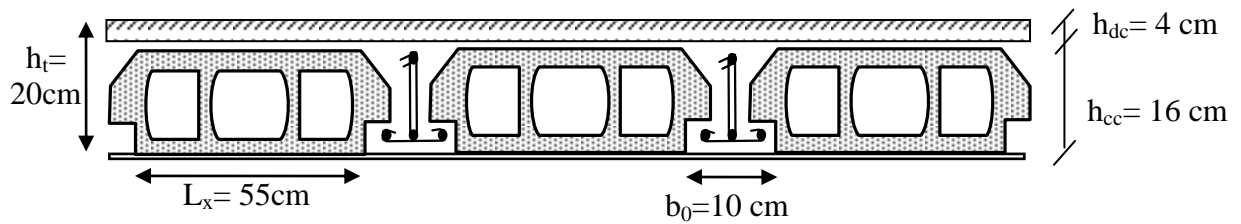


Figure II.2 : Plancher à corps creux.

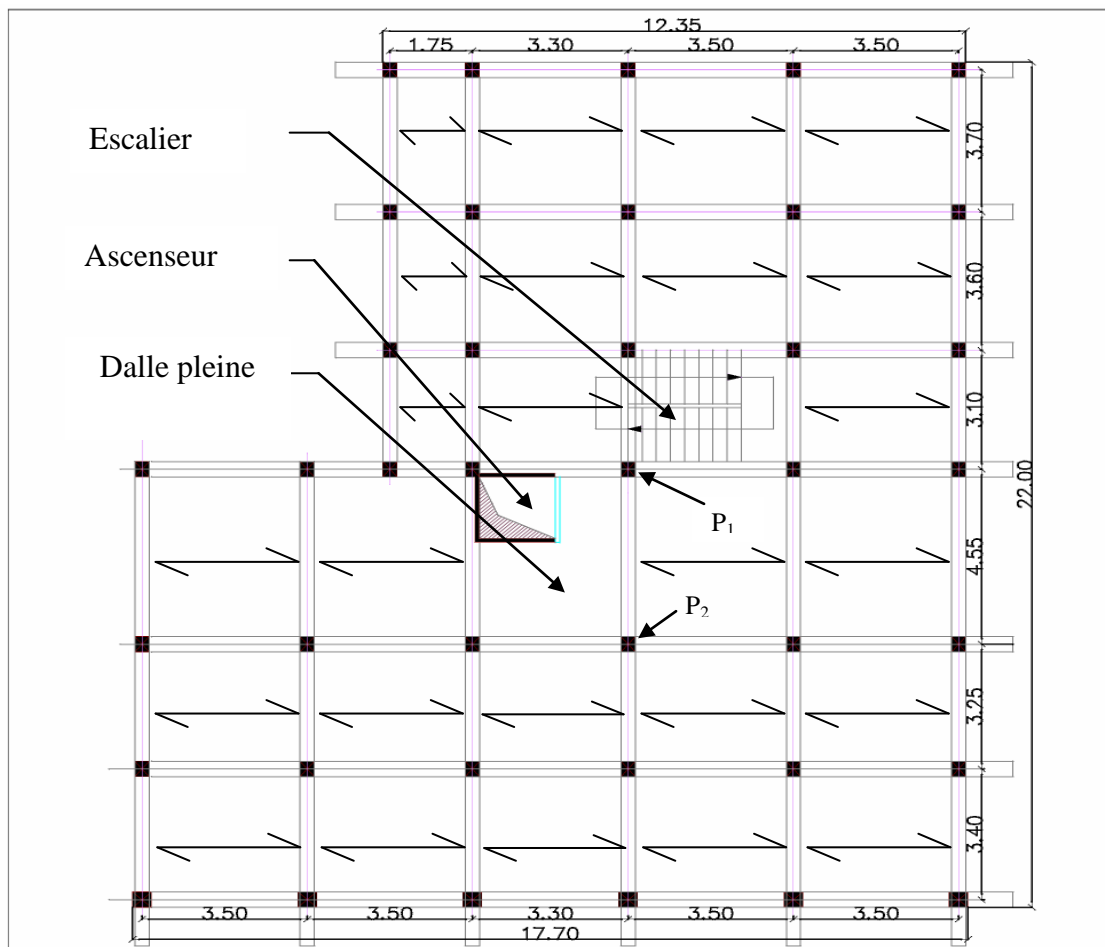


Figure II.3 : schéma de disposition des poutrelles de RDC.

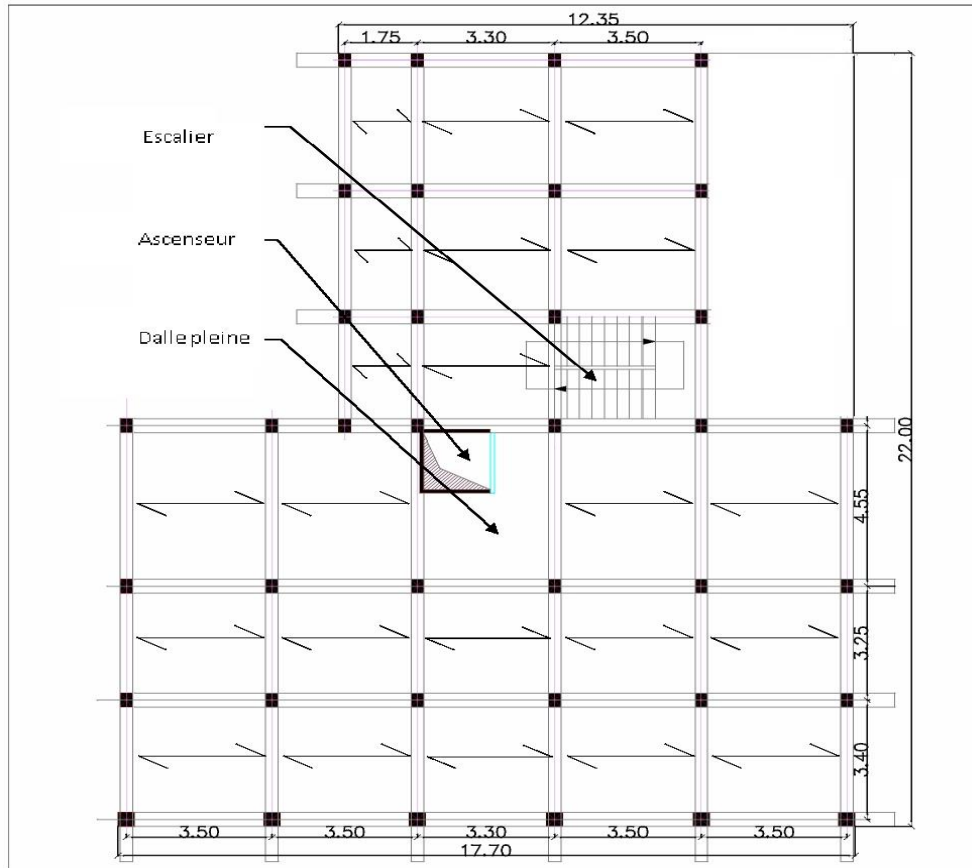


Figure II.4 : schéma de disposition des poutrelles des étages courants.

II.2.1.2 Planchers à dalle pleine:

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des directions (l'épaisseur e) est petit par rapport aux deux autres (les portées L_x et L_y).

Avec $L_x < L_y$ et $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

✚ CRITERE DE RESISTANCE :

$\left(\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \right)$ pour une dalle sur 4 appuis, avec $\rho \leq 0,4$.

$\left(e \geq \frac{L_x}{20} \right)$ pour une dalle sur un seule appui ou deux appuis parallèles

$\left(\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \right)$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis avec $\rho > 0,4$

Condition de résistance au feu :

- $e \geq 7\text{cm}$: pour un heure de coup de feu.
- $e \geq 11\text{cm}$: pour deux heures de coup de feu.
- $e \geq 14\text{cm}$: pour 4 heures de coup de feu.

Panneaux sur 4 appuis :

$$L_x = 300 \text{ cm} \qquad L_y = 425 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{300}{425} = 0,705 \Rightarrow \rho > 0,4$$

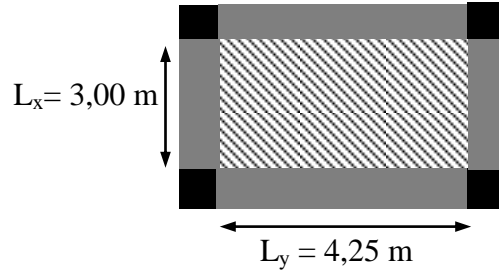


Figure II.5 : Dalle pleine sur quatre appuis.

$$\left(\frac{300}{45} \leq e \leq \frac{300}{40} \right) \Rightarrow 6,66 \leq e \leq 7,5\text{cm}$$

Finalement on adopte l'épaisseur suivant :

e = 12 cm.

II.2.2 les balcons :

Dans notre bâtiment les balcons sont en dalle pleine :

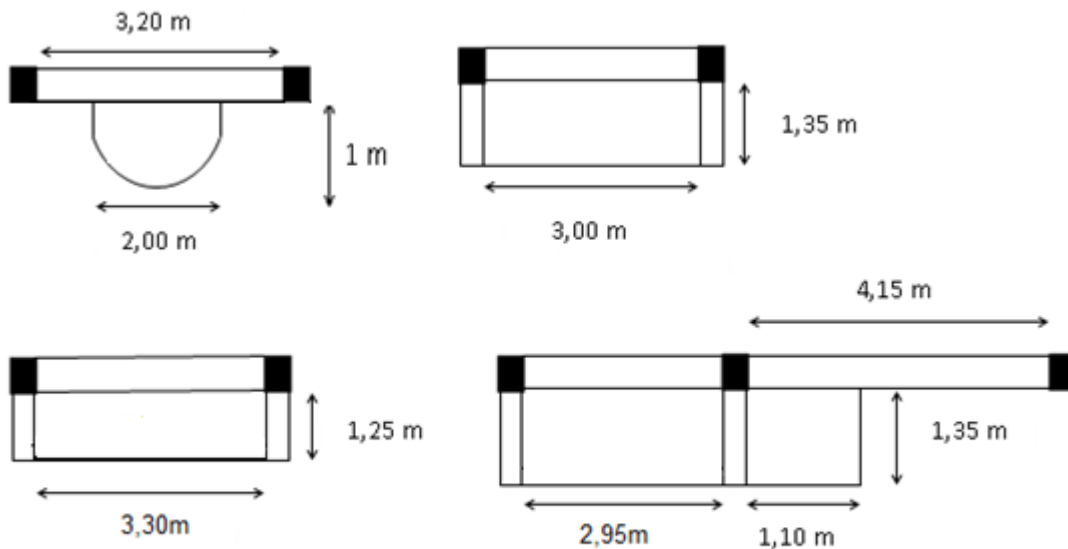


Figure II.6 : les types des balcons.

Dimensionnement :

a- balcon sur un seul appui :

$L_x = 100 \text{ cm.}$ $L_y = 200 \text{ cm.}$

$\left(e \geq \frac{100}{20} \right) \Rightarrow e \geq 5 \text{ cm.}$

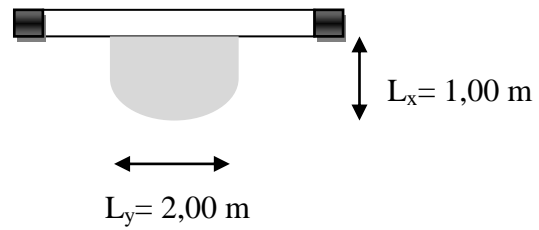


Figure II.7 : Balcon sur un seul appui.

b- balcon sur deux appuis :

$L_x = 110 \text{ cm.}$ $L_y = 135 \text{ cm.}$

$\left(\frac{110}{35} \leq e \leq \frac{110}{30} \right) \Rightarrow 3,14 \text{ cm} \leq e \leq 3,66 \text{ cm.}$

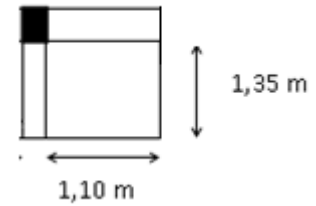


Figure II.8 : Balcon sur deux appuis.

c-balcon sur trois appuis (cas 1):

$L_x = 135 \text{ cm.}$ $L_y = 300 \text{ cm.}$

$\left(\frac{135}{45} \leq e \leq \frac{135}{40} \right) \Rightarrow 3 \leq e \leq 3,37 \text{ cm}$

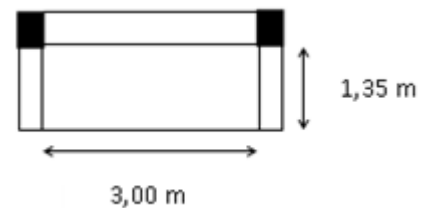


Figure II.9: Balcon sur trois appuis (cas1).

d-balcon sur trois appuis (cas 2):

$L_x = 125 \text{ cm.}$ $L_y = 330 \text{ cm.}$

$\left(\frac{125}{45} \leq e \leq \frac{125}{40} \right) \Rightarrow 2,77 \leq e \leq 3,125 \text{ cm}$

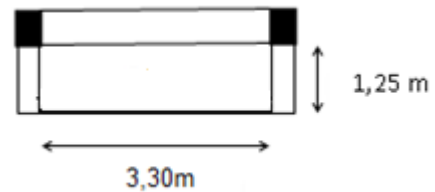


Figure II.10: Balcon sur trois appuis (cas2).

e-balcon sur trois appuis (cas 3):

$L_x = 135 \text{ cm.}$ $L_y = 295 \text{ cm.}$

$\left(\frac{135}{45} \leq e \leq \frac{135}{40} \right) \Rightarrow 3 \leq e \leq 3,37 \text{ cm}$

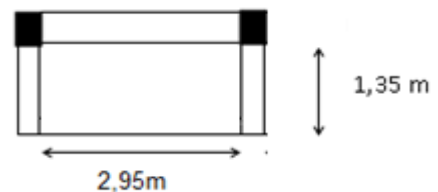


Figure II.11: Balcon sur trois appuis (cas3).

Condition de résistance au feu :

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

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

$e \geq 14\text{cm}$: pour 4 heures de coupe-feu.

Finalement on adopte l'épaisseur suivant : $e = 12\text{ cm}$.

II.2.3 les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

II.2.3.1 Les poutres principales :

Le pré-dimensionnement des poutres de section rectangulaire courantes se fait en respectant la condition du CBA 93 suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L}{10}$$

Avec : h_{pp} : hauteur de la poutre.

L : distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 4.55 - 0.30 = 4.25\text{ m}$)

$$\text{D'où : } \frac{425}{15} \leq h_t \leq \frac{425}{10} \text{ cm}$$

Donc : $28,33 \leq h_t \leq 42,5\text{ cm}$ soit $h_{pp} = 40\text{ cm}$ et $b = 30\text{ cm}$.

➤ Vérification :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

✓ $b \geq 20\text{cm}$c'est vérifiée.

✓ $h_{pp} \geq 30\text{cm}$c'est vérifiée.

✓ $(\frac{h_{pp}}{b}) = (\frac{40}{30}) = 1,33 \leq 4$ c'est vérifiée.

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour les l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

$$\diamond h_{pp} = 40\text{ cm}$$

$$\diamond b = 30\text{cm}$$

II.2.3.2 Les poutres secondaires :

$$(L = L_{\max} = 3,50 - 0,30 = 3,20\text{ m}) \quad \frac{L}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L}{10}$$

$$D'où : \frac{320}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{320}{10} \quad \text{Donc} \quad 21,33 \leq h_{ps} \leq 32 \text{ cm}$$

Soit : $h_{ps} = 30 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

➤ **Vérification :**

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis les exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

- ✓ $b \geq 20 \text{ cm}$c'est vérifiée.
- ✓ $h_{ps} \geq 30 \text{ cm}$c'est vérifiée.
- ✓ $\left(\frac{h_{ps}}{b}\right) = \left(\frac{30}{30}\right) = 1 \leq 4$c'est vérifiée.

Ces conditions sont vérifiées, donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaires les dimensions suivantes :

- ❖ $h = 30 \text{ cm}$
- ❖ $b = 30 \text{ cm}$

II.2.4 Les voiles :

Le Pré dimensionnement des voiles se fera d'après le RPA 99 (article 7.7.1). 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.

Selon le RPA 99 (article 7.7.1), le pré-dimensionnement des voiles est donné par les conditions suivantes :

- L'épaisseur minimale du voile (e_{\min}) est de 15cm.
- $e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow$ (conditions de rigidité aux extrémités pour un voile simple).

h_e : la hauteur libre de voile.

$$e \geq \max \left(e_{\min} ; \frac{h_e}{20} \right).$$

On a dans notre cas :

❖ **Sous-sol :** $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$. D'où :

$$e \geq \frac{286}{20} = 14,2 \text{ cm}.$$

❖ **RDC :** $h_e = 400 - 20 = 380 \text{ cm}$.

$$e \geq \frac{380}{20} = 19 \text{ cm (RDC).}$$

$$\text{❖ autres niveaux : } he = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{286}{20} = 14,2 \text{ cm.}$$

On adopte : **e = 20 cm** pour RDC et Sous-sol.

e = 15 cm pour étages courants.

❖ **Au niveau de la cage d'ascenseur :**

Comme ce voile n'intervient presque pas dans le contreventement, alors son épaisseur sera donnée forfaitairement **e = 15cm**.

➤ **Vérification :**

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être : $L_{\min} \geq 4 e$, d'où $L_{\min} \geq 80 \text{ cm}$.

II.2.5 Les escaliers :

Un escalier est un élément secondaire qui sert à relier les différents niveaux d'une construction, il doit assurer une sécurité et un confort aux usagers.

Les escaliers peuvent être en béton armé, en acier ou en bois.

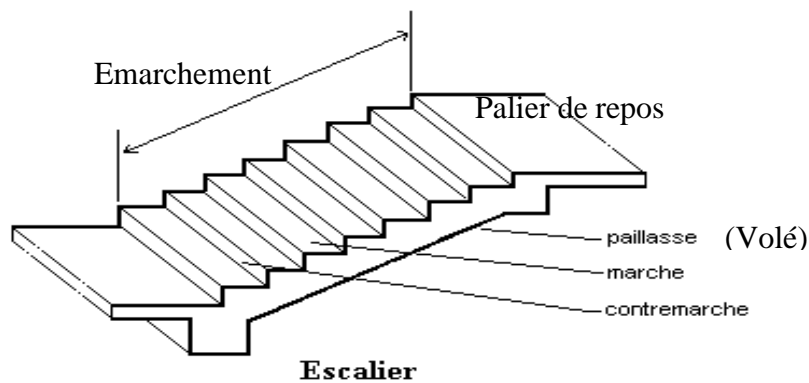


Figure II.12: Schéma d'escalier.

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

- La hauteur **h** des contre marches se situe entre 14 et 18 cm
- La largeur **g** des marches se situe entre 25 et 32 cm
- formule de **BLONDEL** : $60 < 2h+g < 65 \text{ cm}$

Type 1 : escalier de l'étage courant et le vide sanitaire (deux volées) :

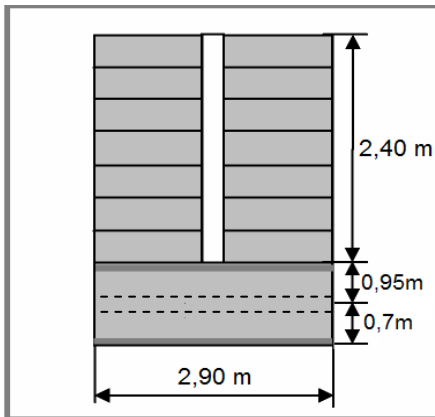


Figure II.13: vue en plan d'escalier à deux volées.

$H = 3,06 \text{ m} \Rightarrow h_0 = H/2 = 1,53 \text{ m}.$

H : la hauteur libre de l'étage.

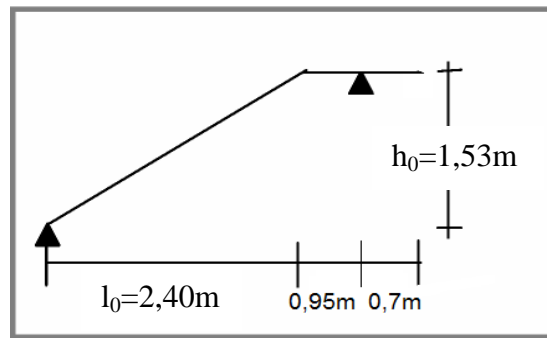


Figure II.14 : Schéma statique de 1^{ère} volée.

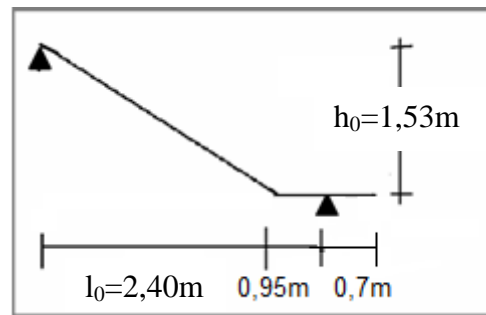


Figure II.15 : Schéma statique de 2^{ème} volée.

-Calcul de h et g : On a : $h_0 = 1,53 \text{ m}, l_0 = 2,4 \text{ m}.$

En résolvant l'équation : $64 n^2 - (64 + 2h_0 + l_0) n + 2h_0 = 0.$

On trouve : $n = 9$ c.-à-d. : $\begin{cases} 9 \text{ contres marches.} \\ 8 \text{ marches} \end{cases}$

$g = \frac{l_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}.$

$h = \frac{h_0}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \Rightarrow h = 17 \text{ cm}.$

$g = 30 \text{ cm}, h = 17 \text{ cm}.$

Avec :

$n = \frac{h_0}{h} = \frac{1,53}{0,17} = 9$

Vérification de la relation de **BLONDEL**

$60 \text{ cm} < 2h + g = 2 * 17 + 30 = 64 \text{ cm} < 65 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}.$

Epaisseur du paillage : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ condition de flèche.

L : longueur développée.

$$L = [(2,4)^2 + (1,53)^2]^{1/2} + 0,95 \Rightarrow L = 3,80 \text{ m.}$$

Donc : $12,66 \text{ cm} \leq e \leq 19 \text{ cm}$, On opte $e = 15 \text{ cm}$.

L'angle α :

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h_0}{l_0} = \frac{1,53}{2,4} \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

Type 2 (escalier de RDC) : $H = 4,00 \text{ m}$

H : la hauteur de l'étage

Volée I et III :

Même calcul et même résultats avec les volées de type (1) :

$$g = \frac{l_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{h_0}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

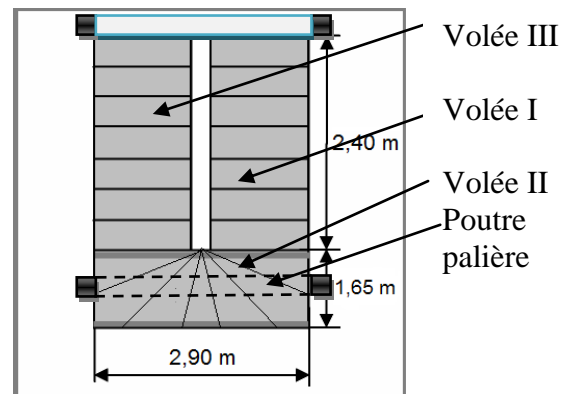


Figure II.16 : vue en plan d'escalier à trois volées.

Vérification de la relation de BLONDEL

$$60 \text{ cm} < g + 2h = 2 \cdot 17 + 30 = 64 \text{ cm} < 65 \text{ cm} \dots \text{vérifier.}$$

Volée II : Volée à deux quartiers tournants :

$h_0 = H - 2 \cdot 153 = 400 - 2 \cdot 153 = 94 \text{ cm}$, on choisit le nombre de contre marche égale à 7 $\Rightarrow h = 94/6 = 15,66 \text{ cm}$.

Vérification : $14 \text{ cm} < h = 15,66 \text{ cm} < 18 \text{ cm} \dots \text{vérifier.}$

Epaisseur du paillage :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \dots \text{condition de flèche.}$$

L : longueur développée

$$L = [(2,4)^2 + (1,53)^2]^{1/2} + 0,95 \Rightarrow L = 3,8 \text{ m.}$$

Donc : $12,66 \text{ cm} \leq e \leq 19 \text{ cm}$, On opte $e = 15 \text{ cm}$.

L'angle α :

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h_0}{l} = \frac{1,53}{2,4} \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

II.2.6 Ascenseur :

Définition :

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

Les éléments de l'ascenseur : cabine, gaine, palier, cuvette, hauteur libre, locale des machines

Caractéristique des ascenseurs :

Nombre de passagers :

$$n = \text{charge nominal} / 75 \Rightarrow n = 630 / 75 = 8,4$$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, ses caractéristiques sont :

- $L = 140 \text{ cm}$: longueur de l'ascenseur.
- $l = 110 \text{ cm}$: largeur de l'ascenseur.
- $H = 220 \text{ cm}$: hauteur de l'ascenseur.
- $F_c = 102 \text{ kn}$: charge due à la cuvette.
- $D_m = 82 \text{ kn}$: charge due à la salle des machines.
- $P_m = 15 \text{ kn}$: charge due à l'ascenseur.
- $P_{\text{persone}} = 6,3 \text{ kn}$: charge nominal.

La dalle de la cage doit être épaisse pour quelle puisse supporter les charges importantes qui lui reviennent (machine + ascenseur) et avoir une bonne isolation acoustique.

$$\text{On a : } L_x = 160 \text{ cm, } L_y = 160 \text{ cm} \Rightarrow S = 160 * 160 = 2,56 \text{ m}^2.$$

Dimensionnement:

$$\frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40} \Rightarrow 3,55 \text{ cm} \leq e \leq 4 \text{ cm}$$

Soit l'épaisseur de la dalle $e = 15 \text{ cm}$ (coupe-feu).

II.2.7 L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire, son calcul se fait à la flexion composée.

En considère une bande de **1m** de largeur

- **Charge permanente :**

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de :

$$G = \rho \times S$$

S : la surface transversale totale de l'acrotère

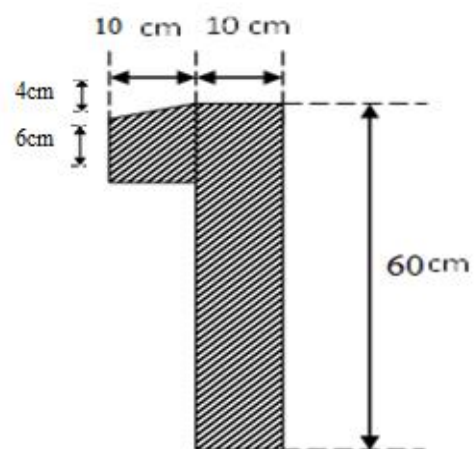


Figure II.17: l'acrotère de la terrasse inaccessible

ρ : Le poids volumique tel que $\rho=25\text{kN/m}^3$.

- **Charge d'exploitation :**

On prend une charge d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

Dans notre cas nous avons un **02** type d'acrotère :

- **Type 01 :** l'acrotère de la terrasse inaccessible

$$S = (0,10 \times 0,6) + (0,10 \times 0,06) + 0,1 \times \frac{0,04}{2} = 0,068 \text{ m}^2$$

$$G_1 = 25 \times 0,068 = 1,70 \text{ kN/ml}$$

- **Type 02 :** l'acrotère de la terrasse accessible

$$S = (0,10 \times 1,20) + (0,10 \times 0,06) + 0,1 \times \frac{0,04}{2} = 0,128 \text{ m}^2$$

$$G_1 = 25 \times 0,128 = 3,2 \text{ kN/ml}$$

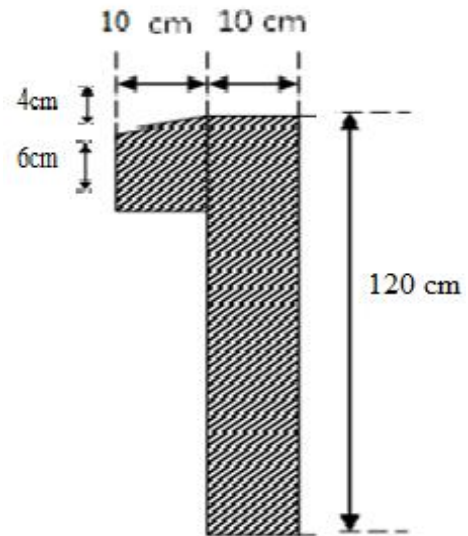


Figure II.18 : l'acrotère de la terrasse accessible

II.2.8 Les poteaux :

II.2.8.1 Evaluation des charges et surcharges :

Introduction :

Pour le pré dimensionnement des éléments porteurs de notre structure, on doit respecter les recommandations du RPA99 et du CBA93.

➤ **Plancher terrasse inaccessible à corps creux :** $Q_{pA} = 1 \text{ KN/m}^2$.

Désignation des éléments	e (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0,04	20	0,80
Multicouche d'étanchéité	0,02	6	0,12
Forme de pente	0,1	22	2,20
Isolation thermique	0,04	4	0,16
Plancher corps creux (16+4)	0,20	14,25	2,85
Enduit en ciment	0,02	20	0,40
			$\Sigma = 6,53$

Tableau II.2 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible à corps creux.

➤ **Plancher terrasse inaccessible à dalle plein:** $Q_{pA} = 1 \text{ KN/m}^2$.

Désignation des éléments	e (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0,04	20	0,80
Multicouche d'étanchéité	0,02	6	0,12
Forme de pente	0,1	22	2,20
Isolation thermique	0,04	4	0,16
Plancher à dalle plein	0,12	25	3
Enduit en ciment	0,02	20	0,40
			$\Sigma = 6,68$

Tableau II.3 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible à dalle plein.

➤ **Plancher étage courant et commercial :**

Désignation des éléments	e (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Cloisons légères de séparation	0,1	10	1,00
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de Sable	0,02	18	0,36
Plancher corps creux (16+4)	0,2	14,25	2,85
Enduit en ciment	0,02	20	0,40
			$\Sigma = 5,41$

Tableau II.4 : Evaluation des charges dans le plancher étage courant et commercial à corps creux.

$G_p = 5.41 \text{ KN/m}^2$(G plancher étages courant).

$G_{pc} = 5.41 \text{ KN/m}^2$(G plancher étage commercial).

$Q_p = 1.5 \text{ KN/m}^2$ (Q plancher étages courant).

$Q_{pc} = 5 \text{ KN/m}^2$ (Q plancher étage commercial).

➤ **Plancher étage courant à dalle plein :** $Q_{pi} = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

Désignation des éléments	e (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Cloisons légères de séparation	0,1	10	1,00
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de Sable	0,02	18	0,36
Plancher à Dalle plein	0,12	25	3
Enduit en ciment	0,02	20	0,40
			$\Sigma = 5,56$

Tableau II.5 : Evaluation des charges (plancher étage courant et commercial à dalle pleine).

➤ **Plancher terrasse accessible :** $Q_{pi} = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

Désignation des éléments	e (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0.40
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Lit de sable	0,02	18	0.36
Plancher corps creux (16+4)	0,2	14,25	2,85
Forme de pente	0,1	22	2,20
			$\Sigma = 6,21$

Tableau II.6 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible.

➤ **Balcon (dalle pleine) :** $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

Désignation des éléments	e (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	0,12	25	3,00
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
lit de Sable	0,02	18	0,36
Enduit de ciment	0,02	20	0,40
			$\Sigma = 4,56$

Tableau II.7 : Evaluation des charges dans le balcon (dalle pleine).

➤ Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses) :

Désignation des éléments	e (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit en plâtre	0,01	20	0,20
Briques creuses	0,15	9	1,35
Lame d'air	0,05	0,00	0,00
Briques creuses	0,1	18	0,9
Enduit de ciment	0,02	20	0,4
			$\Sigma = 2.85$

Tableau II.8 : Evaluation des charges dans les Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses).

✚ Les escaliers :

➤ Palier :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle en BA	0,15	25	3,75
Enduit ciment	0,02	20	0,40

G = 5,31KN/m²

Tableau II.9 : évaluation des charges du palie.

➤ Volée :

Q = 2,50 KN/m²

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Paillasse	0,15 /cos32,52	25	4,44
Gardes corps	//	//	0,6
Marches	0,17*(1/2)	22	1,87
Enduit ciment	0,02/cos32,52	20	0,47

G = 8,54 KN/m²

Tableau II.10: évaluation des charges de la volée.

II.2.8.2 pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b , h)} \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min (b , h)} \geq h_c / 20 \text{ cm.} \\ 0,25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci-dessus.

Les dimensions des poteaux supposées :

- Etage vides sanitaire, R.D.C: poteaux (50,50) cm².
- 1^{er} , 2^{ème} étage: poteaux (45, 45) cm².
- , 3^{ème} , 4^{ème} étage : poteaux (40,40) cm².
- 5^{ème} , 6^{ème} étage : poteaux (35,35) cm².
- 7^{ème} , 8^{ème} étage, comble : poteaux (30,30) cm².

II.2.8.3 Descente de charges :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

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

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

➤ **Application de la dégression**

(DTR BC 2.2.6.3) :

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

- Sous la terrasse: Q_0 .

- Sous le premier étage à partir du

sommet: $Q_0 + Q_1$.

. Sous le deuxième étage : $Q_0 + 0,95*(Q_1 + Q_2)$.

. Sous le troisième étage: $Q_0 + 0,90*(Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

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

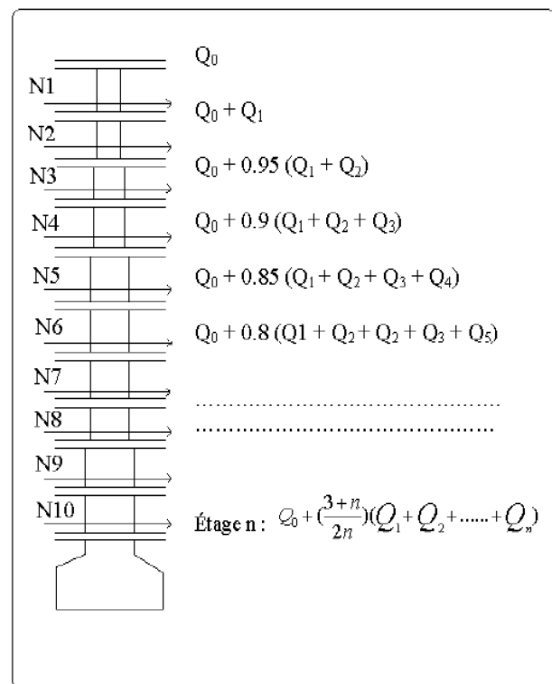


Figure II.19: la dégression des charges d'exploitation.

➤ **Localisation des poteaux supposés au préalable plus sollicités :**

Les poteaux les plus sollicités sont supposés ceux qui ont une surface afférente plus importante, pour cela on localisés deux poteaux dont les surfaces afférentes sont plus importantes, puis une étude comparative sera effectuée afin de déterminer la charge la plus défavorable. Les deux poteaux sont notés **P₁** et **P₂**.

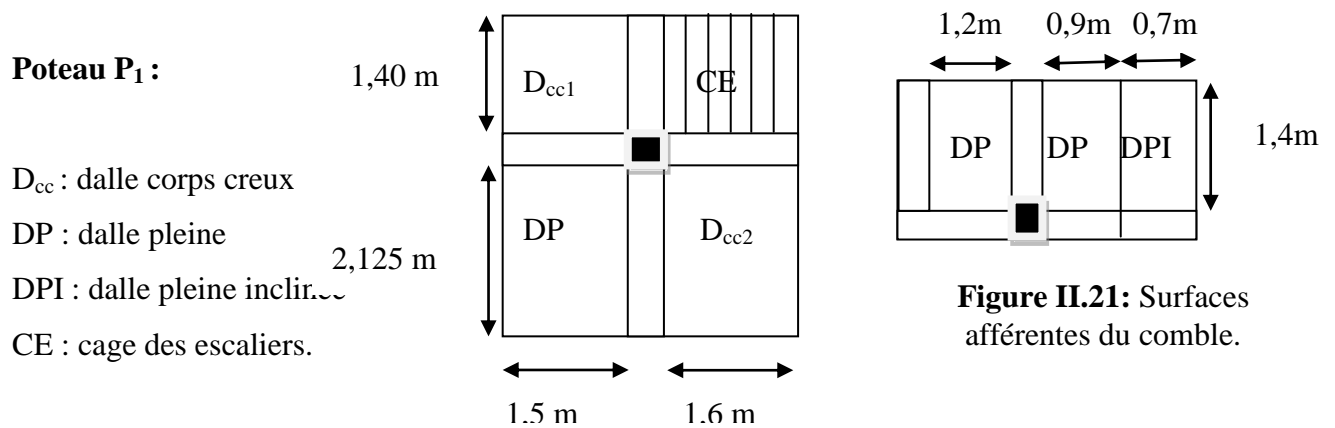


Figure II.20 : Surfaces afférentes des étages courants.

❖ **les surfaces afférentes :**

➤ **Surfaces afférentes du comble :**

- **surface afférente pour les charges permanentes :**

$$S_{DP} = 1,4 \times (1,2 + 0,9) = 2,94 \text{ m}^2.$$

$$S_{DPI} = 0,7 \times 1,4 = 0,98 \text{ m}^2.$$

- **surface afférente pour les charges d'exploitations :**

$$S_{DP} = (0,3 + 1,2 + 0,3 + 0,9) \times (0,3 + 1,4) = 4,59 \text{ m}^2.$$

$$S_{DPI} = 0,7 \times (1,4 + 0,3) = 1,19 \text{ m}^2.$$

➤ **Surfaces afférentes des étages courants :**

- **surface afférente pour les charges permanentes :**

$$S_{cc1} = 1,50 \times 1,40 = 2,10 \text{ m}^2.$$

$$S_{cc2} = 1,60 \times 2,125 = 3,40 \text{ m}^2.$$

$$S_{cc} = 2,10 + 3,40 = 5,50 \text{ m}^2.$$

$$S_{DP} = 1,50 \times 2,125 = 3,187 \text{ m}^2.$$

$$S_{CE} = 1,60 \times 1,40 = 2,24 \text{ m}^2.$$

- **surface afférente pour les charges d'exploitations :**

$$S_{plancher} = S_{cc} + S_{DP} + 0,3 \times (1,50 + 1,60 + 2,125 + 1,40) = 10,67 \text{ m}^2.$$

$$S_{CE} = 2,24 \text{ m}^2.$$

❖ **Calcul des charges et surcharge :**• **le comble :**

Les poutres : poutres (30*30)cm².

$$L_1 = 2 * 1,40 = 2,8 \text{ m.}$$

$$L_2 = 1,5 + 0,9 + 0,7 / \cos(40) = 3,70 \text{ m.}$$

$$G_p = G_1 + G_2 = (\rho \times h_p \times b_p \times L_1) + (\rho \times h_p \times b_p \times L_2) = 6,3 + 8,325 = 14,625 \text{ KN.}$$

Le plancher en dalle pleine :

$$G_{DP} = g \times S_{DP} = 6,68 * 2,94 = 19,64 \text{ KN.}$$

$$G_{DPI} = (g \times S_{DPI}) / \cos(40) = 6,68 * 0,98 = 6,54 \text{ KN.}$$

$$Q = (S_{DP} + S_{DPI} / \cos(40)) * q = (4,59 + 1,19 / \cos(40)) * 1 = 6,14 \text{ KN.}$$

• **La terrasse et les étages courants :**

Les poutres :

$$L_{pp} = 2,125 + 1,40 = 3,525 \text{ m.}$$

$$L_{ps} = 1,50 + 1,60 = 3,10 \text{ m.}$$

$$G_p = G_{pp} + G_{ps} = (\rho \times h_{pp} \times b_{pp} \times L_{pp}) + (\rho \times h_{ps} \times b_{ps} \times L_{ps}) = 10,575 + 6,975 = 17,55 \text{ KN.}$$

Le plancher en corps creux :

$$G = g_{cc} \times S_{cc} = 5,41 \times 5,50 = 29,755 \text{ KN.}$$

La terrasse :

$$G = g_{cc} \times S_{cc} = 6,21 \times 5,50 = 34,155 \text{ KN.}$$

Le plancher en dalle pleine :

$$G = g_{dp} \times S_{DP} = 5,56 * 3,187 = 17,72 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{éta-courant}} = Q_p \times (S_{\text{plancher}}) = 1,5 * 10,67 = 16 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{éta-commérial}} = Q_{pc} \times (S_{\text{plancher}}) = 5 * 10,67 = 53,35 \text{ KN.}$$

La cage des escaliers :

$$G = 8,54 * 2,24 = 19,13 \text{ KN.}$$

$$Q = 2,50 * 2,24 = 5,6 \text{ KN.}$$

Les poteaux :

$$G_p = S_{\text{pot}} \cdot 25 \cdot h_e$$

Etage	Sous-sol (50*50) cm ²	RDC (50*50) cm ²	Etage 1 et 2 (45*45) cm ²	Etage 3, 4 (40*40) cm ²	Etage 5, 6 (35*35) cm ²	Etage 7, 8 et comble (30*30) cm ²
S (m ²)	0,25	0,25	0,2025	0,16	0,1225	0,09
GP (kN)	19,125	25	15,491	12,24	9,371	6,885

Tableau II.11 : Evaluation des poids propres des poteaux.

Niveau	Eléments	G (kN)	Q (kN)
N1	Poutres	14,625	
	Dalle pleine	26,18	
	Poteau(30*30)	6,885	6,14
	Σ	47,69	6,14
N2	N1	47,69	
	Plancher Corps creux	34,155	
	Dalle pleine	17,72	
	Poutres	17,55	
	Escaliers	19,13	
	Poteau (30*30)	6,885	21,6
	Σ	143,13	27,74
N3	N2	143,13	
	Plancher Corps creux	29,755	
	Dalle pleine	17,72	
	Poutres	17,55	
	Escalier	19,13	
	Poteau (30*30)	6,885	21,6
	Σ	234,17	47,18
	N3	234,17	
	Plancher Corps creux	29,755	
	Dalle pleine	17,72	

N4	Poutres	17,55	
	Escalier	19,13	
	Poteau (35*35)	9,37	21,6
	Σ	327,695	64,46
N5	N4	327,695	
	Plancher Corps creux	29,755	
	Dalle pleine	17,72	
	Poutres	17,55	
	Escalier	19,13	
	Poteau (35*35)	9,37	21,6
	Σ	421,22	79,58
N6	N5	421,22	
	Plancher Corps creux	29,755	
	Dalle pleine	17,72	
	Poutres	17,55	
	Escalier	19,13	
	Poteau (40*40)	12,24	21,6
	Σ	517,615	92,54
N7	N6	517,615	
	Plancher Corps creux	29,755	
	Dalle pleine	17,72	
	Poutres	17,55	
	Escalier	19,13	
	Poteau (40*40)	12,24	21,6
	Σ	614,01	103,34
N8	N7	614,01	
	Plancher Corps creux	29,755	
	Dalle pleine	17,72	
	Poutres	17,55	

	Escalier	19,13	
	Poteau (45*45)	15,49	21,6
	Σ	713,655	114,1
N9	N8	713,655	
	Plancher Corps creux	29,755	
	Dalle pleine	17,72	
	Poutres	17,55	
	Escalier	19,13	
	Poteau (45*45)	15,49	21,6
	Σ	813,3	124,85
N10	N9	813,3	
	Plancher Corps creux	29,755	
	Dalle pleine	17,72	
	Poutres	17,55	
	Escalier	19,13	
	Poteau (50*50)	25	58.95
	Σ	922,455	183,8
N11	N10	922,455	
	Plancher Corps creux	29,755	
	Dalle pleine	17,72	
	Poutres	17,55	
	Escalier	19,13	
	Poteau (50*50)	19,125	58.95
	Σ	1025,735	242.75

Tableau II.12 : Descente de charge pour le poteau P1.

➤ Les efforts normaux :

$$N_U = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_{U1} = 1,35 * 1025,735 + 1,5 * 242,75 = 1748,867 \text{ KN.}$$

Poteau P2 :

La surface afférente pour la charge permanente :

$$S_{cc} = (1,475 \times 1,5) + (1,475 \times 1,6) + (2,125 \times 1,6) \Rightarrow S_{cc} = 7,972m^2$$

$$S_{DP} = (2,125 \times 1,5) \Rightarrow S_{DP} = 3,187m^2$$

La surface afférente pour les charge d'exploitations :

Terrasse accessible :

$$S = (2,125 + 1,475 + 0,3) \times (1,5 + 1,6 + 0,3) = 13,26m^2$$

Les étages courants :

$$S = [(2,125 + 1,475 + 0,3) \times (1,5 + 1,6 + 0,3)] - (0,3)^2 = 13,17m^2$$

❖ Calcul des charges et surcharge :

$$\text{Plancher terrasse : } \begin{cases} G_{cc} = 7,972 \times 6,21 = 49,506 \text{ KN} \\ G_{DP} = 3,187 \times 5,56 = 17,72 \text{ KN} \\ Q = 13,26 \times 1,5 = 19,89 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher étages courant : } \begin{cases} G_{cc} = 7,972 \times 5,41 = 43,128 \text{ KN} \\ G_{DP} = 3,187 \times 5,56 = 17,72 \text{ KN} \\ Q = 13,17 \times 1,5 = 19,755 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher RDC, et étage 1 : } \begin{cases} G_{cc} = 7,972 \times 5,41 = 43,128 \text{ KN} \\ G_{DP} = 3,187 \times 5,56 = 17,72 \text{ KN} \\ Q = 13,17 \times 5 = 65,85 \text{ KN} \end{cases}$$

Les poutres

$$\begin{cases} G_{pp} = 3,6 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 10,8 \text{ KN} \\ G_{ps} = 3,1 \times 0,30 \times 0,30 \times 25 = 6,975 \text{ KN.} \end{cases}$$

➤ Récapitulation des résultats :

Poteaux	G (KN)	Q (KN)	N _U (KN)
P1	1025,735	242,75	1748,867
P2	924,707	250,325	1623,842

Tableau II.13 : Récapitulation des résultats pour les poteaux P1 et P2.

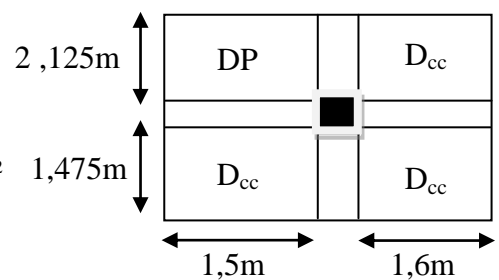


Figure II.22: Surface afférente du poteau P2

Le poteau le sollicité est P1 avec un effort normale : $N_{U1} = 1748,867\text{KN}$.

Selon le CBA93 (Art B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_U de 10% .Après majoration on trouve : $N_U = 1.1 * 1748,867 = 1923.754 \text{ KN}$.

II.2.8.4 Vérification pour le poteau :

❖ **Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité à la base :**

$$\frac{N_u}{B} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad ; \text{ Avec : } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u \times \theta \times \gamma_b}{0.85 \times f_{c28}} \Rightarrow B = 0.135\text{m}^2$$

On a : $B = 0.50 \times 0.50 = 0.25\text{m}^2$ $B = 0.25 \geq 0.135\text{m}^2$ Condition vérifiée.

Niveaux	N_u (KN)	Sections (cm ²)	Condition $B > B_{calculée}$		Observation
			B (m ²)	B calculée (m ²)	
Sous-sol, RDC	1923.754	50*50	0.25	0.135	Vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{eme}	1413,753	45*45	0,2025	0.10	Vérifiée
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	1082,316	40*40	0,16	0,076	Vérifiée
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	756,819	35*35	0,1225	0.053	Vérifiée
7 ^{eme} , 8 ^{eme} et comble	425,689	30*30	0,09	0.03	Vérifiée

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

❖ **Vérification au flambement :**

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

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

- B_r : Section réduite du béton.
- A_s : Section des armatures.
- γ_b : coefficient de sécurité de béton.
- γ_s : coefficient de sécurité des aciers

$$\alpha : \text{Coefficient en fonction de l'élanement } \lambda, \alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

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

L_f : Longueur de flambement = $0,7 L_0$, L_0 : Longueur du poteau.

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

$$I : \text{Moment d'inertie} : I = b_1 \times h_1^3 / 12$$

- **Vérification du poteau de sous-sol :**

$$L_f = 0,7 * (3,06 - 0,4) = 1,862 \text{m} ; \quad B = 0,50 \times 0,50 = 0,25 \text{m}^2 \Rightarrow I = \frac{0,50 \times 0,50^3}{12} = 0,52 \times 10^{-2} \text{m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{0,52 \times 10^{-2}}{0,25}} = 0,144 \text{m}$$

$$\lambda = \frac{1,862}{0,144} = 12,93 \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{12,93}{35}\right)^2} = 0,827$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = \frac{1923,754 \times 10^{-3}}{0,827 \times \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,105 \text{m}^2$$

$$B_r \text{ calculée} = 0,105 \text{m}^2.$$

B_r (la section réduite) :

$$B_r = (50 - 2,5) \times (50 - 2,5) \times 10^{-4} = 0,225 \text{m}^2 > 0,105 \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Donc le poteau ne risque pas de flambé.

Le tableau si dessous résume les vérifications au flambement des poteaux pour tous les niveaux.

Niveaux	N_u (KN)	Sections (cm ²)	Condition $Br > Br_{calculée}$		Observation
			Br (m ²)	Br _{calculée} (m ²)	
Sous-sol	1923,754	50*50	0.225	0.105	Vérifié
RDC	1673,115	50*50	0.225	0.094	Vérifié
Poteau de RDC de la façade principale	1673,115	50*50	0.225	0.104	Vérifié
1 ^{er} , 2 ^{ème}	1413,753	45*45	0.18	0.078	Vérifié
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	1082,316	40*40	0.14	0.060	Vérifié
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	756,819	35*35	0.105	0.043	Vérifié
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et Comble	425,689	30*30	0.075	0.0245	Vérifié

Tableau II- 15 : Vérification des poteaux au flambement.

❖ Condition de RPA 99 :

1. $Min(b, h) \geq 25cm$ vérifié.
2. $min(b, h) \geq \frac{h_g}{20} cm$ vérifier.
3. $0.25 < \frac{b}{h} < 4$ vérifier.

Alors : les trois conditions sont vérifiées pour tous les poteaux.

II.3 CONCLUSION :

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

- Poutres principales(40,30) cm².
- Poutres secondaires (30,30) cm².
- Le sous-sol (vide sanitaire), R.D.Cpoteaux (50,50) cm².
- 1^{er}, 2^{ème} étagepoteaux (45,45) cm²
- 3^{ème}, 4^{ème} étagepoteaux (40,40) cm².
- 5^{ème}, 6^{ème} étage..... poteaux (35,35) cm².
- 7^{ème}, 8^{ème} étage et comble.....poteaux (30,30) cm².

Chapitre III
Etude des éléments
secondaires

III.1 Introduction :

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

III.2 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple comme une poutre continue sur plusieurs appuis. Pour calculer les sollicitations on applique les méthodes suivantes : Méthode forfaitaire, méthode de Caquot et la méthode de Caquot minoré.

III.2.1 Méthodes de calcul des poutrelles :

III.2.1.a Méthode forfaitaire (MF) :

Cette méthode permet de calculer forfaitairement les sollicitations internes dans les poutrelles, elles ne peut-être appliquer que si certain conditions soit satisfaite.

- **Condition d'application de la méthode forfaitaire :**

1. Le plancher est à surcharge modérée $Q \leq (2G ; 5 \text{ KN} / \text{m}^2)$.
2. Le rapport entre deux travées successives appartient à un intervalle $[0,8 \text{ et } 1,25]$.
3. Le moment d'inertie de la poutrelle est constant sur toutes les travées.
4. Fissuration peu nuisible (FPN).

- **Calcul le moment au niveau des appuis (M_a) :**

Le moment sur appui donnée et calculer comme suit :

$$M_a = -0,6M_0 \rightarrow \text{Dans la poutrelle à deux travées}$$

$$M_a = -0,5M_0 \rightarrow \text{Pour les appuis voisins de rive dans une poutre à plus de deux travées}$$

$$M_a = -0,4M_0 \rightarrow \text{Pour les autres appuis intermédiaires}$$

Telle que : M_0 est le moment isostatique le max entre deux travées encadrant l'appui considéré

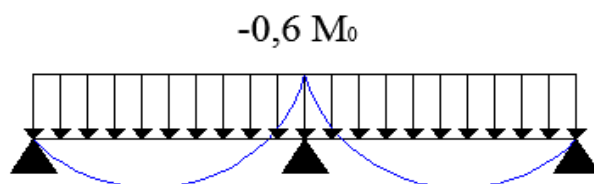


Fig.III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.

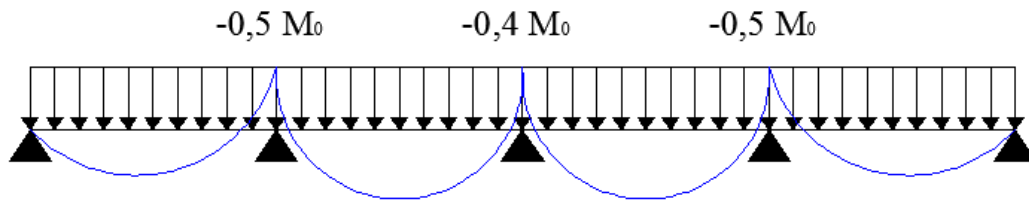


Fig.III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus 2 travées.

• **Calcul le moment en travée (M_t) :**

Le moment max dans chaque travée est déterminé par les expressions suivantes :

$$\begin{aligned}
 & - M_{t1} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max [(1 + 0,3\alpha); 1,05] \times M_0 \\
 & - \begin{cases} M_{t2} \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire} \\ M_{t2} \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive} \end{cases}
 \end{aligned}$$

Et on prend le max entre M_{t1} et M_{t2} Avec :

- M_g moment au niveau d'appui gauche
- M_d moment au niveau d'appui droit
- $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$: Degré de surcharge

• **Effort tranchant :**

Les efforts tranchant sont déterminées forfaitairement, en supposant qu'il y a discontinuité entre les travées c.-à-d. que l'effort tranchant hyperstatique sont confondu avec les efforts tranchant isostatique sur tous les appuis sauf sur les 1^{ères} appuis intermédiaires ou les efforts tranchants V_0 sont majorées de :

- 15 % si la poutre est à deux travées.
- 10 % si la poutre est à plus de deux travées.

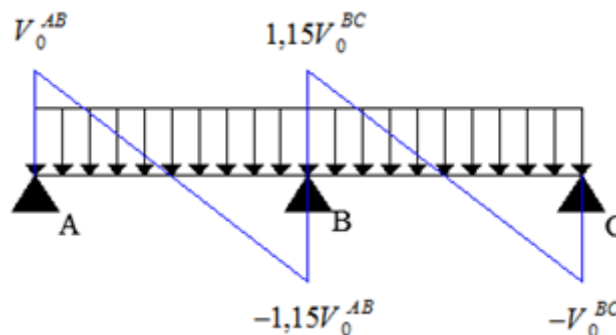


Fig.III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées

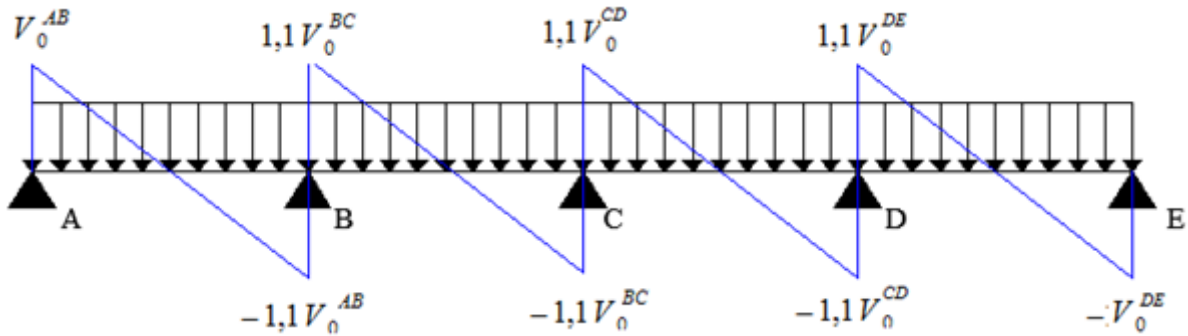


Fig.III.4 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.

III.2.1.b Méthode de Caquot :

Elle est appliquée essentiellement aux plancher à sur charge élevée (industriel) c.-à-d.

$Q > (2G ; 5 KN / m^2)$ Cette méthode a été élaborée par Albert Caquot à partir de la méthode de trois moments qui est adapté au béton armé.

• **Le moment aux appuis :**

Pour déterminer les moments sur les appuis, Caquot a pris en considération l’amortissement des charges éloignées sur l’appui considéré, on tient compte des charges appliquer sur les deux travées adjacentes à l’appui considéré.

Caquot a remplacé les points des moments par des appuis fictifs. Donc le calcul de poutre continue revient à calculer un ensemble des poutres à deux travées seulement de portées fictives l'_g et l'_d

Avec :

- $l' = l \rightarrow$ travée de rive
- $l' = 0,8l \rightarrow$ travée intermédiaire

Le moment à l’appui "i" est obtenu en appliquant la méthode des trois moments sur la poutre fictive, on trouve :

$$- M_i = - \frac{q_g (l'_g)^3 + q_d (l'_d)^3}{8,5(l'_g + l'_d)} \rightarrow \text{Pour les charges répartiesBAEL(Art. L.III,3)}$$

$$- M_i = - \frac{k_g P_g (l'_g)^3 + k_d P_d (l'_d)^3}{l'_g + l'_d} \rightarrow \text{Pour les charges concentrées}$$

Avec $k = -\frac{1}{2,125} x (1-x)(2-x) ; x = \frac{a}{l'}$.

• **Le moment en travée :**

Les moments en travée sont déterminés par la RDM (la méthode des sections)

On isole la travée, on trouve : $M(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right)$

$$\text{Avec : } \begin{cases} M_0(x) = \frac{q_x}{2}(L-x) \\ \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times L} \end{cases}$$

• **Les efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont calculés par la méthode RDM :

$$V_i = V_{oi} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Avec :

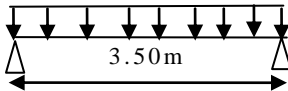
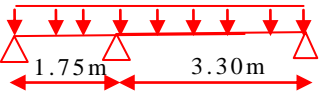
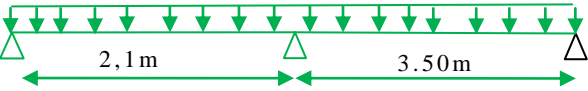
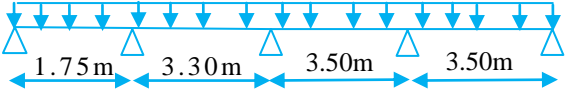
- V_i : effort tranchant de l'appui i.
- V_{oi} : effort tranchant isostatique de l'appui i.

III.2.1.c Méthode de Caquot minoré :

Cette méthode s'applique au plancher à surcharge modérée quand une des trois conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite. Appliquer la méthode de Caquot minoré revient tout simplement à appliquer la méthode de Caquot avec une petite modification. Il suffit de prendre une charge permanent G et la remplacer par $G' = (2/3)G$, uniquement pour le calcul des moments sur appui, pour le calcul des moments en travée reprend la charge totale G.

III.2.2 Les différents types de poutrelles :

Les différents types des poutrelles obtenues sont :

Dalle	Charges	Type	Schéma statique
RDC, 1 ^{er} étages.	G=5.41 KN/m ² Q=5 KN/m ²	Type T3	
		Type T2	
		Type T4	
		Type T1	

		Type T5	
Etages courants	G=5.41 KN/m ² Q=1.5KN/m ²	Type T2	
		Type T3	
		Type T1	
		Type T4	
Plancher Terrasse accessible	G=6.21 KN/m ² Q=1.5KN/m ²	Type T2	
		Type T3	
		Type T1	
		Type T4	

Fig.III.5. Différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible.

III.2.3 Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

À l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$; $P_u = l_0 \times q_u$

À l'ELS : $q_s = G + Q$; $P_s = l_0 \times q_s$

La poutrelle reprend la charge sur une distance $l_0 = 0.65m$.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			qu (KN/m ²)	Pu (KN/ml)	qs (KN/m ²)	Ps (KN/ml)
Terrasse accessible	6.21	1.5	10,63	6,91	7,71	5.011

Etages courant	5.41	1.5	9.553	6,2097	6,91	4.491
RDC et 1^{ère} étage	5.41	5	14,80	9,622	10,41	6,766

Tableau III.1:Charges sur les poutrelles

III.2.4 Calcul des sollicitations :

Pour illustrer la méthode forfaitaire on prendra comme exemple la poutrelle type 3 du plancher étage d'habitation, et la poutrelle du type 2 du plancher étage d'habitation pour la méthode de Caquot minoré, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles seront résumés dans des tableaux.

III.2.4.1 Poutrelles du plancher étage courant (Type 3) :

a. Calcul à L'ELU :

Moment isostatique

Vérifier les conditions de la méthode forfaitaire :

- ✓ $Q \leq \text{Min}(2G ; 5KN / m^2)$ Vérifiée.
- ✓ $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$ Vérifiée.
- ✓ $0,8 \leq 3,5/3,5 = 1 \leq 1,25$ Vérifiée.
- ✓ Le moment d'inertie constant sur toutes les travées..... Vérifiée
- ✓ F.P.N..... Vérifiée

Donc toutes les conditions d'utilisation de la méthode forfaitaire sont satisfaites

Les moments aux appuis

• Les appuis A et C :

$M_A = M_C = 0 KN.m$. Mais seulement le BAEL exige de mettre des armatures de fissuration pour équilibré le moment fictif, donc : $M_A = M_C = -0,15M_0 KN.m$

$$\text{Calcul le moment isostatique : } M_0 = \frac{Pl^2}{8}$$

L'ELU :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_U l^2}{8} = \frac{6.21 \times 3.5^2}{8} = 9.51 KN.m$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{6.21 \times 3.5^2}{8} = 9.51 KN.m$$

L'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{Psl^2}{8} = \frac{4,491 \times 3.50^2}{8} = 6,87 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{4,491 \times 3.5^2}{8} = 6,87 \text{ KN.m}$$

On opte le max entre Les travées AB et BC : $M_0^{ELU} = 9,51 \text{ KN.m}$; $M_0^{ELS} = 6,87 \text{ KN.m}$.

$$\text{Donc : } M_A^{ELU} = M_C^{ELU} = -0,15M_0^{ELU} = -1,426 \text{ KN.m}$$

$$M_A^{ELS} = M_C^{ELS} = -0,15M_0^{ELS} = -1,03 \text{ KN.m}$$

• L'appui B

$$M_B^{ELU} = -0,6 \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0,6 \times 9,51 = -5,706 \text{ KN.m}$$

$$M_B^{ELS} = -0,6 \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0,6 \times 6,87 = -4,122 \text{ KN.m}$$

a. Les moments fléchissant en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,5}{1,5 + 5,41} = 0,227$$

$$(1 + 0,3\alpha) = 1,0681 \quad ; \quad \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,634$$

Travée AB : C'est une travée de rive

$$M_t^{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (0,3\alpha; 1,05)M_0^{AB}$$

$$\Rightarrow M_t^{AB} \geq 1,0681M_0 - \frac{0,6M_0}{2}$$

$$\Rightarrow M_t^{AB} \geq 0,7681M_0 \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_0^{AB} \Rightarrow M_t^{AB} \geq 0,634M_0^{AB} \dots\dots\dots(2)$$

Entre (1) et(2), on prend le max défavorable

$$\text{A L'ELU : } M_t^{AB} = 0,7681M_0 = 0,781 \times 9,51 = 7,427 \text{ KN.m}$$

$$\text{A L'ELS : } M_t^{AB} = 0,7681M_0 = 0,781 \times 6,87 = 5,365 \text{ KN.m}$$

• Travée BC

$$M_t^{BC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (0,3\alpha; 1,05)M_0^{AB}$$

$$\Rightarrow M^{BC} \geq 1,0681M_0 - \frac{0,6M_0}{2}$$

$$\Rightarrow M_t^{BC} \geq 0,7681M_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_0^{BC} \Rightarrow M_t^{BC} \geq 0,634M_0^{BC} \dots \dots \dots (2)$$

Entre (1) et(2), on prend le max défavorable

A L'ELU : $M_t^{BC} = 0,7681M_0 = 0,781 \times 9,51 = 7,427 KN.m$

A L'ELS : $M_t^{BC} = 0,7681M_0 = 0,781 \times 6,87 = 5,365 KN.m$

b. Les efforts tranchants

• Travée AB

$$V_A = \frac{P_U \times l_{AB}}{2} \Rightarrow V_A = \frac{6,21 \times 3,5}{2} \Rightarrow V_A = 10,867 KN$$

$$V_A = -1,15 \times \frac{P_U \times l_{AB}}{2} \Rightarrow V_A = -1,15 \times \frac{6,21 \times 3,5}{2} \Rightarrow V_A = -12,5 KN$$

• Travée BC

$$V_B = -1,15 \times \frac{P_U \times l_{BC}}{2} \Rightarrow V_B = -1,15 \times \frac{6,21 \times 3,5}{2} \Rightarrow V_B = -12,5 KN$$

$$V_C = \frac{P_U \times l_{AB}}{2} \Rightarrow V_C = \frac{6,21 \times 3,5}{2} \Rightarrow V_C = -10,867 KN$$

III.2.4.2 Poutrelle type 2 de l'étage courant :

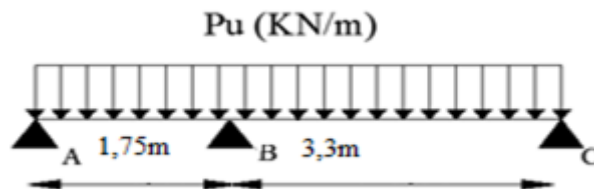


Fig.III.6.Schéma statique de la poutrelle T2 (étage courant).

On voit que la condition d'application de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite;

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{1,75}{3,30} = 0,53 \leq 0,8 \text{ donc on applique la méthode de Caquot minoré. On remplace } G \text{ par } G'$$

seulement dans le calcul des moments aux appuis.

$$G' = \frac{2}{3}G \Rightarrow G' = \frac{2}{3} \times 5,41 = 3,60 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \begin{cases} P_u = 0,65 \times (1,35G' + 1,5Q) = 7,12 \text{ KN/m} \\ P_s = 0,65 \times (G' + Q) = 5,1 \text{ KN/m} \end{cases}$$

a. Les moments aux appuis

• Les appuis A et C

$$M_A = M_C = -0,15M_0, \text{ avec : } M_0 = \frac{pl^2}{8}$$

L'ELU

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{7,12 \times 1,75^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 2,725 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{7,12 \times 3,3^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 9,69 \text{ KN.m}$$

L'ELS

$$\text{Travée A-B } M_0^{AB} = \frac{P_s l^2}{8} = \frac{5,1 \times 1,75^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 1,952 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C } M_0^{BC} = \frac{5,1 \times 3,3^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 6,94 \text{ KN.m}$$

On opte le max entre Les travées AB et BC : $M_0^{ELU} = 9,69 \text{ KN.m}$; $M_0^{ELS} = 6,94 \text{ KN.m}$

$$\text{Donc : } M_A^{ELU} = M_C^{ELU} = -0,15M_0^{ELU} = -1,453 \text{ KN.m}$$

$$M_A^{ELS} = M_C^{ELS} = -0,15M_0^{ELS} = -1,041 \text{ KN.m}$$

• L'appui B

$$M_B = -\frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$\text{Avec : } l_g' = l_g = 1,75 \text{ m} ; l_d' = l_d = 3,3 \text{ m}$$

$$M_B^{ELU} = -\frac{7,12 \times (1,75^3 + 3,3^3)}{8,5 \times (1,75 + 3,3)} = -6,85 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_B^{ELS} = -\frac{5,1 \times (1,75^3 + 3,3^3)}{8,5 \times (1,75 + 3,3)} = -4,90 \text{ KN.m}$$

b. Les moments sur les travées

• Travée AB

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_d - M_g}{q \times L} \Rightarrow x = \frac{1,75}{2} + \frac{-6,85}{6,21 \times 1,75} = 0,244 \text{ m}$$

$$\text{A'ELU : } M_t^{AB} = \frac{6,21 \times 0,244}{2} (1,75 - 0,244) - 6,85 \times \left(\frac{0,244}{1,75} \right) = 0,185 \text{ KN.m}$$

$$\text{A'ELS : } M_t^{AB} = \frac{4,49 \times 0,244}{2} (1,75 - 0,244) - 4,9 \times \left(\frac{0,244}{1,75} \right) = 0,141 \text{ KN.m}$$

• Travée BC :

$$x = \frac{3,3}{2} + \frac{6,85}{6,21 \times 3,3} \Rightarrow x = 1,984 \text{ m}$$

$$\text{A'ELU : } M_t^{AB} = \frac{6,21 \times 1,984}{2} (3,3 - 1,984) - 6,85 \times \left(\frac{1,984}{3,3} \right) = 3,988 \text{ KN.m}$$

$$\text{A'ELS : } M_t^{AB} = \frac{4,49 \times 1,984}{2} (3,30 - 1,984) - 4,9 \times \left(\frac{1,984}{3,3} \right) = 2,915 \text{ KN.m}$$

c. Effort tranchant

• Travée AB

$$V_A = \frac{P_u l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} \Rightarrow V_A = \frac{6,21 \times 1,75}{2} - \frac{6,85}{1,75} = 1,52 \text{ KN.m}$$

$$V_B = -\frac{P_u l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} \Rightarrow V_B = -\frac{6,21 \times 1,75}{2} - \frac{6,85}{1,75} = -9,348 \text{ KN.m}$$

• Travée BC

$$V_B = \frac{6,21 \times 3,3}{2} + \frac{6,85}{3,3} = 12,322 \text{ KN.m}$$

$$V_C = -\frac{6,21 \times 3,3}{2} + \frac{6,85}{3,3} = -8,17 \text{ KN.m}$$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Cas	Travée	L (m)	p (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)	X(m)
ELU	AB	1,75	4,627	-1,771	-0,265	2,946	1,132	3,75	9,493	0,604
	BC	3,3	4,627	-6,298	-2,946	5,432	4,31	9,493	12,42	1,529
	CD	3,5	4,627	-7,085	-5,432	1,062	6,987	12,42	-9,316	2
ELS	AB	1,75	3,319	-1,270	0,190	-2,113	0,825	/	/	0,604
	BC	3,3	3,319	-4,517	-2,113	-3,897	3,142	/	/	1,529
	CD	3,5	3,319	-5,082	-3,897	0,762	5,068	/	/	2

Tableau III.2. Sollicitation des poutrelles des planchers étages courants (Type T1)

Cas	Travée	L (m)	p (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X (m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	1,75	4,627	1,771	-0,265	-4,451	0,47	0,673	2,89	11,595
	BC	3,3	4,627	6,298	-4,451	-0,944	1,865	6,374	11,595	-8,898
ELS	AB	1,75	3,319	1,270	-0,190	-3,527	0,47	0,494	/	/
	BC	3,3	3,319	4,512	-3,527	-0,676	1,865	4,622	/	/

Tableau III.3. Sollicitation des poutrelles des planchers étages courants (Type T2)

Cas	Travée	L (m)	p (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3,5	6,21	9,509	-1,426	-5,705	7,276	10,868	-12,498
	BC	3,5	6,21	9,509	-5,705	-1,426	7,276	12,498	-10,868
ELS	AB	3,5	4,492	6,878	-1,031	-4,127	5,262	/	/
	BC	3,5	4,492	6,878	-4,127	-1,031	5,262	/	/

Tableau III.4. Sollicitation des poutrelles des planchers étages courants (Type T3)

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀	M _g	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3,5	6,912	9,509	-1,426	-4,755	7,751	10,868	-11,954
	BC	3,5	6,912	9,509	-4,755	-3,804	5,849	11,954	-10,868
	CD	3,3	6,912	8,453	-3,804	-1,267	5,199	10,868	-10,868
	DE	3,5	6,912	9,509	-3,804	-4,755	5,849	10,868	-11,954
	EF	3,5	6,912	9,509	-4,755	-1,426	7,751	11,954	-10,868
ELS	AB	3,5	5,012	6,878	-1,031	-3,439	5,606	/	/

	BC	3,5	5,012	6,878	-3,439	-2,751	4,231	/	/
	CD	3,3	5,012	6,115	-2,751	-2,751	3,762	/	/
	DE	3,5	5,012	6,878	-2,751	-3,439	4,231	/	/
	EF	3,5	5,012	6,878	-3,439	-1,031	5,606	/	/

Tableau III.5. Sollicitation des poutrelles des planchers étages courants (Type T4)

Cas	Travée	L (m)	p (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)	X(m)
ELU	AB	1,75	5,095	1,95	0,292	-3,244	1,273	4,194	-10,575	0,607
	BC	3,3	5,095	6,935	-3,244	-5,982	4,846	10,575	-13,805	1,53
	CD	3,5	5,095	7,80	-5,982	-1,17	7,804	13,805	-10,387	1,997
ELS	AB	1,75	3,666	1,403	0,210	-2,334	0,929	/	/	0,604
	BC	3,3	3,666	4,99	-2,334	-4,304	3,539	/	/	1,529
	CD	3,5	3,666	5,613	-4,304	0,841	5,673	/	/	2

Tableau III.6. Sollicitation des poutrelles terrasse accessible (Type T1)

Cas	Travée	L (m)	p (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X (m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	1,75	5,095	1,95	-0,292	-4,902	0,47	0,763	3,247	-12,9
	BC	3,3	5,095	6,935	-4,902	-1,040	1,865	7,118	12,89	-9,919
ELS	AB	1,75	3,666	1,403	-0,210	-3,527	0,47	0,56	/	/
	BC	3,3	3,666	4,99	-3,527	-0,748	1,865	5,173	/	/

Tableau III.7. Sollicitation des poutrelles terrasse accessible (Type T2)

Cas	Travée	L (m)	p (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3,5	6,912	10,584	-1,587	-6,35	8,028	12,096	-13,91
	BC	3,5	6,912	10,584	-6,35	-1,587	8,028	13,91	-12,096
ELS	AB	3,5	5,012	7,675	-1,151	-4,605	5,821	/	/
	BC	3,5	5,012	7,675	-4,605	-1,151	5,821	/	/

Tableau III.8. Sollicitation des poutrelles terrasse accessible (Type T3)

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀	Mg	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg(KN)	Vd(KN)
ELU	AB	3,5	6,912	10,584	-1,587	-5,292	8,557	12,096	-13,306
	BC	3,5	6,912	10,584	-5,292	-4,234	6,44	13,306	-12,096
	CD	3,3	6,912	9,409	-4,234	-4,234	5,725	12,096	-12,096
	DE	3,5	6,912	10,584	-4,234	-5,292	6,44	12,096	-13,306
	EF	3,50	6,912	10,584	-5,292	-1,587	8,557	13,306	-12,096
ELS	AB	3,5	5,012	7,675	-1,151	-3,838	6,205	/	/
	BC	3,5	5,012	7,675	-3,838	-3,07	4,67	/	/
	CD	3,3	5,012	6,823	-3,07	-3,07	4,152	/	/
	DE	3,5	5,012	7,675	-3,07	-3,838	4,67	/	/
	EF	3,50	5,012	7,675	-3,838	-1,151	6,205	/	/

Tableau III.9. Sollicitation des poutrelles terrasse accessible (Type T4)

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀	Mg	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg(KN)	Vd(KN)
ELU	AB	1,75	8,04	3,077	0,461	-5,119	1,569	5,494	15,301
	BC	3,3	8,04	10,944	-5,119	-7,016	7,048	15,301	-16,451
	CD	3,5	8,04	12,31	-7,016	-9,733	6,391	-16,451	-19,619
	DE	3,5	8,04	12,31	-9,733	-1,846	10,269	19,619	-14,058
ELS	AB	1,75	5,594	2,141	-0,321	-3,562	1,116	/	/
	BC	3,3	5,594	7,614	-3,562	-4,882	5,001	/	/
	CD	3,5	5,594	8,565	-4,882	-6,772	4,557	/	/
	DE	3,5	5,594	8,565	-6,772	-1,284	7,253	/	/

Tableau III.10. Sollicitation des poutrelles RDC et 1^{er} étage (Type T1).

Cas	Travée	L (m)	p (KN/m)	M ₀ (KN.m)	Mg (KN.m)	M _d (KN.m)	X (m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	1,75	8,04	3,077	0,461	-7,735	0,416	0,598	3,999	-18,22
	BC	3,3	8,04	10,944	-7,735	-1,641	1,894	6,717	18,22	-13,532
ELS	AB	1,75	5,594	2,141	-0,321	-3,527	0,416	0,598	/	/
	BC	3,3	5,594	7,614	-3,527	-1,142	1,894	6,717	/	/

Tableau III.11. Sollicitation des poutrelles RDC et 1^{er} étage (Type T2).

Cas	Travée	L (m)	p (KN/m)	M ₀ (KN.m)	Mg (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3,5	9,622	14,734	-2,21	-2,21	14,734	16,839	-16,839
ELS	AB	3,5	6,767	10,362	-1,554	-1,554	10,362	/	/

Tableau III.12. Sollicitation des poutrelles RDC (Type T3)

Cas	Travée	L (m)	p (KN/m)	M ₀ (KN.m)	Mg (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3,5	9,622	14,734	-2,21	-8,84	12,436	16,839	-19,364
	BC	3,5	9,622	14,734	-8,84	-2,21	12,436	19,364	-16,839
ELS	AB	3,5	6,767	10,362	-1,554	-4,605	8,746	/	/
	BC	3,5	6,767	10,362	-4,605	-1,554	8,746	/	/

Tableau III.13. Sollicitation des poutrelles RDC (Type T4)

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀	Mg	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg(KN)	Vd(KN)
ELU	AB	3,5	9,622	14,734	-2,21	-7,367	13,172	16,839	-18,522
	BC	3,5	9,622	14,734	-7,367	-5,894	10,225	18,522	-16,839
	CD	3,3	9,622	13,098	-5,894	-5,894	9,09	16,839	-16,839
	DE	3,5	9,622	14,734	-5,894	-7,367	10,225	16,839	-18,522

	EF	3,5	9,622	14,734	-7,367	-2,21	13,172	18,522	-16,839
ELS	AB	3,5	6,767	10,362	-1,554	-5,181	9,264	/	/
	BC	3,5	6,767	10,362	-5,181	-4,145	7,191	/	/
	CD	3,3	6,767	9,212	-4,145	-4,145	6,394	/	/
	DE	3,5	6,767	10,362	-4,145	-5,181	7,191	/	/
	EF	3,5	6,767	10,362	-5,181	-1,554	9,264	/	/

Tableau III.14. Sollicitation des poutrelles RDC et 1^{er} étage (Type T5)

Cas	Travée	L (m)	p (KN/m)	M ₀ (KN.m)	Mg (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	2,1	8,04	4,43	-1,846	-8,806	1,815	5,91	-19,355
	BC	3,5	8,04	12,31	-8,806	-1,846	10,66	19,355	-14,323
ELS	AB	2,1	5,594	3,282	-1,284	-6,127	1,296	/	/
	BC	3,5	5,594	8,564	-6,127	-1,284	7,525	/	/

Tableau III.15. Sollicitation des poutrelles 1^{er} étage (Type T3) :

Poutrelles	ELU	ELS
Plancher terrasse Accessible	$M_t^{\max} = 8,557 KN.m$ $M_{int}^a = 6,35 KN.m$ $M_{rive}^a = 1,587 KN.m$ $V_u = 13,91 KN$	$M_t^{\max} = 6,205 KN.m$ $M_{int}^a = 4,65 KN.m$ $M_{rive}^a = 1,151 KN.m$
Plancher étage courant (16+4) cm	$M_t^{\max} = 7,751 KN.m$ $M_{int}^a = 5,705 KN.m$ $M_{rive}^a = 1,426 KN.m$ $V_u = 12,498 KN$	$M_t^{\max} = 5,606 KN.m$ $M_{int}^a = 4,127 KN.m$ $M_{rive}^a = 1,031 KN.m$

Plancher RDC&1 ^{er} étage	$M_t^{\max} = 14,734KN.m$ $M_{int}^a = 9,733KN.m$ $M_{rive}^a = 2,21KN.m$ $V_u = 19,62KN$	$M_t^{\max} = 10,362KN.m$ $M_{int}^a = 6,772KN.m$ $M_{rive}^a = 1,554KN.m$
---------------------------------------	--	--

Tableau III.16. Les sollicitation les plus défavorables dans les poutrelles

III.2.5. Ferrailage des poutrelles :

- **Plancher étage courant :**

Les poutrelles seront calculées comme une section en T à la flexion simple.

- **Ferrailage en travée**

$$M_t^{\max} = 7,751KN.m ; V_u = 12,498KN$$

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ la table de compression n'est pas entièrement comprimée dans l'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,751 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0,0259 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Le diagramme}$$

passer par le pivot « A » et les armatures comprimées sont pas nécessaires ($A'_s = 0$) et

$$\varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0259}}{0.8} = 0.0328$$

$$A_s \geq \frac{M_{\max}^t}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{7,751 \times 10^{-3}}{0.18(1 - 0.4 \times 0.0328) \times 348}$$

$$\Rightarrow A_s = 1,253cm^2$$

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

$$f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6 = 1.5 + 0.6 = 2.1 \text{ Mpa}$$

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

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_{\min} > A_{cal} = 1,253 \text{ cm}^2$ Condition non vérifiée en ferraille avec

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 .$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 . \text{ On adopte } 1\text{HA}12 + 2\text{HA}10 = 2.70 \text{ cm}^2$$

- **En appui :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions **b₀** et **h (0.1 * 0.20) m²**.

- **Ferraillage de l'appui intermédiaire :**

$$M_{\max}^a = -5,705 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{5,705 * 10^{-3}}{0.1 * (0.18)^2 * 14.2} = 0,124 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0,124 \text{ MPa} < 0,186$$

$$\mu_l = 0,392 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \quad \text{Pivot A et A}' = 0.$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.124}}{0.8} = 0,166$$

$$\Rightarrow A_{cal} = \frac{M_{\max}^a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{5,705 * 10^{-3}}{0.18(1 - 0.4 * 0.166) * 348} = 0,975 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = 0,975 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.1 * 0.18 * 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 0,975 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On adopte : 1HA12=1.13cm².

$$M_{rive}^a = -1.426 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.426 * 10^{-3}}{0.1 * (0.18)^2 * 14.2} = 0,0309 \text{ MPa}$$

- a) **Ferraillage de l'appui de rive :**

$$\mu_{bu} = 0,0309 \text{ MPa} < 0.392 \text{ MPa} \Rightarrow \alpha = 0.0393$$

$$A_{rive}^a = \frac{M_{rive}^a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{1.426 * 10^{-3}}{0.18 * (1 - 0.4 * 0.0393) * 348} = 0,231 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \frac{0.23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.1 * 0.18 * 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,231 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.21 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On prend : $A_{rive}^a = 1HA10 = 0,79 \text{ cm}^2$

b) Vérification à L'ELU❖ **Cisaillement**

$$V_u = 12,498 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \min [0.13 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{d \times b_0} = \frac{12,498 \times 10^{-3}}{0.18 \times 0.1} = 0.694 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.694 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

• **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_t^{\min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm. BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\text{Soit : } A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2 .$$

• **Calcul de l'espacement :**

$$1. St \leq \text{Min} (0,9d; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$2. S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 f'_{ij} K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases}$$

(CBA93.ArtA.5.1.2.3)

$$\alpha = 90^0 \text{ (Flexion simple, cadres droites.)} ; f'_{ij} = \min (f_{ij} ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = \frac{0.8 \times 0.57 \times 400 \times 10^{-3}}{0.1(0.694 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} = 28.5 \text{ cm}$$

$$3.S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57 \text{ cm}$$

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$.

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

$$\tau_u \leq \tau_u^- = \min(0.13 \cdot f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa.}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27.50 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times b \times d \times h_0} = \frac{12.498 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04} = 0.816 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la bielle dans le béton** $V_u = 12.498 \text{ KN}$ ☐

La condition à vérifier est :

$$V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} \quad a = 0.9d = 0.162 \text{ m}; V_u = 12.498 \text{ KN} \leq 108.13 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

❖ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis :**

Au niveau de l'appui de rive $M_0 = 0$

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_L \geq \frac{1.15}{400} \times 12.498 \times 10^{-3} = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_L \geq 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_L = A_{trav} + A_{app}$$

$$A_L = 1HA10 + 3HA10 = 0.79 + 3 \times 0.79 = 3.16 \text{ cm}^2 > 0.36 \text{ cm}^2 \text{ Vérifiée.}$$

Appui intermédiaire :

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

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [12,498 - \frac{5,705}{0.9 \times 0.18}] \times 10^{-3} = -0.653 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l = 3,16 \geq -0.653 \text{ cm}^2$$

Vérifiée.

❖ Vérification de la jonction de l'adhérence

$$\text{On vérifie que : } \tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{su}}$$

$\sum U_i$: La somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = (4\phi 10 + 1\phi 12) \times \pi = 163,28 \text{ mm}$$

$\overline{\tau_{su}}$: Contrainte limite d'adhérence

$$\overline{\tau_{su}} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} \text{ tel que } \psi = 1,5 \text{ Pour les aciers HA}$$

$$\Rightarrow \overline{\tau_{su}} = 0,6 \times 2,25 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{su} = \frac{12,498 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 163,28 \times 10^{-3}} = 0,472 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} \leq \overline{\tau_{su}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

b) Vérification des poutrelles à l'ELS :

Il y a lieu de vérifier : - Etat limite de compression du béton.

- Etat limite d'ouverture des fissures.

- Etat limite de déformation.

• Les sollicitations max

$$M_{Travée}^{max} = 5,606 \text{ KN.m ;}$$

$$M_{a\ rive}^{max} = -1,031 \text{ KN.m ;}$$

$$M_{a\ inter}^{max} = -4,127\ KN.m .$$

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

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa.$$

a)- En travée :

$$M_t^{max} = 5,606\ KN.m \quad A = 2,36\ cm^2$$

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

$H > 0$: L'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul de section en $(b \times h)$

$H < 0$: L'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul de section en T

$$H = 0,65 * \frac{0,04^2}{2} - 15 * 2,36 * 10^{-4} * (0,18 - 0,04) = 2,44 * 10^{-5} > 0: \text{ L'axe neutre passe par la}$$

table de compression \Rightarrow calcul de section en $(b \times h)$.

Calcul de y :

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

$$\frac{65}{2} y^2 + 15 \times (2,36 + 0)y - 15 \times (2,36 \times 18 + 0 \times 2) = 0 ;$$

$$y = 3,91\ cm$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{0,65 \times 0,039^3}{3} + 0 + 15 \times 2,36 \times (0,18 - 0,039)^2 \Rightarrow I = 7038,002\ cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{5,606 \times 3,5 \times 10^{-5}}{7038,002 \times 10^{-8}} = 2,787\ MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \dots \text{Condition Vérifiée}$$

b)-En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = -4.127 \text{ KN.m}$$

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A \times (d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.13 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 2,827 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression. \Rightarrow Section rectangulaire $b_0 \times h$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ (CBA Art A.5.3.3)}$$

Calcul de Y :

$$\Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$y = 2,81 \text{ cm.}$$

Calcul de I:

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; \quad A' = 0$$

$$I = 3915,78 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^{a \max}}{I} \times y = \frac{4,127 \times 2,81 \times 10^{-5}}{3915,78 \times 10^{-8}} = 2,96 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

c)-En appuis de rive

$$M_{ser} = -1.031 \text{ KN.m, } A = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$y = 2.38 \text{ cm, } I = 2942.78 \text{ cm}^4, \sigma_{bc} = 1.08 \text{ Mpa} \dots \text{ vérifié.}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification

➤ **Etat limite de déformation**(Article B.6.5.1) [1]

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

- **Evaluation de la flèche** (Article L.6.2) [1]

Le calcul sera mené pour le plancher étage courant,

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article L.VI, 2)}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{20}{350} = 0,057 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

Cette condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche :

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

h : Hauteur totale de la poutrelle.

l : Longueur de la travée

M_t : Moment réel en travée

M_0 : Moment isostatique

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

$$f_{adm} = \begin{cases} \frac{L}{500} & \text{si la portée } L \leq 5m \\ 0,005 + \frac{L}{500} & \text{si } L > 5m \end{cases} \dots\dots\dots \text{CBA93 (ArtB.6.5.3)}$$

$$\text{On à } l = 350cm \Rightarrow f_{adm} = \frac{350}{500} = 0,7cm$$

- **Evaluation des moments en travée**

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

$$q_{j.ser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 2,80 = 1,82 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{g.ser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 5,41 = 3,516 \text{ KN/m}$$

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

$$\Rightarrow q_{p.ser} = 0,65 \times (5,41 + 1,5) = 4,491 \text{ KN/m}$$

$$M_{j.ser} = 0,75 \times \frac{q_{j.ser} \times l^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{j.ser} = 0,75 \times \frac{1,82 \times 3,5^2}{8} = 2,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{g.ser} = 0,75 \times \frac{q_{g.ser} \times l^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{g.ser} = 0,75 \times \frac{3,51 \times 3,5^2}{8} = 4,031 \text{ KN.m}$$

$$M_{p.ser} = 0,75 \times \frac{q_{p.ser} \times l^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{p.ser} = 0,75 \times \frac{4,49 \times 3,5^2}{8} = 5,156 \text{ KN.m}$$

- **Propriétés de la section**

- **Position de l'axe neutre**

- ✓ **Moment d'inertie**

$$y_G = \frac{b \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} = 6,58cm$$

$$I_0 = \frac{b}{3}y_G^3 - (b - b_0) ((y_G - h_0)^3/3) + n [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2 + b_0 ((h - y_G)^3/3)]$$

$$\Rightarrow I_0 = 18530,83cm^4$$

I_0 : Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)

✓ Calcul de λ_i et λ_v

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{10 \times 18} = 0,013$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b})\rho} \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{0,10}{0,65}) \times 0,013} = 3,28 ;$$

$$\lambda_v = 0,4 \times 3,28 = 1,31 .$$

✓ Contraintes

(σ_s) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{s_j} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{2,09 \times 10^{-3} (0,18 - 0,0391)}{7038,002 \times 10^{-8}} = 62,76MPa$$

$$\sigma_{s_g} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{4,031 \times 10^{-3} (0,18 - 0,0391)}{7038,002 \times 10^{-8}} = 121,05MPa$$

$$\sigma_{s_p} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{5,156 \times 10^{-3} (0,18 - 0,0391)}{7038,002 \times 10^{-8}} = 154,83MPa$$

Calcul de μ

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \text{ Si : } \mu > 0 \text{ si non } \mu = 0.$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,013 \times 62,76 + 2,1} = 0,314 > 0 ;$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,013 \times 121,05 + 2,1} = 0,562 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,013 \times 154,83 + 2,1} = 0,637 > 0$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_i = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton ;

$$E_v = \frac{E_i}{3} = \frac{32164,20}{3} = 10721,40 \text{ MPa.}$$

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

✓ **Moment d'inertie fictive (I_f)**

D'une manière générale l'inertie fictive est donnée par la relation suivante :

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} : \text{ Le moment d'inertie fictif est calculé pour tenir compte de l'existence}$$

éventuelle des fissures dans les zones tendues.

$$I_{fj} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 18530,83}{1 + 3,28 \times 0,314} = 10041,73 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 18530,83}{1 + 3,28 \times 0,562} = 7168,95 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fp} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 18530,83}{1 + 3,28 \times 0,637} = 6598,10 \text{ cm}^4.$$

$$I_{vg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 18530,83}{1 + 1,31 \times 0,562} = 11740,39 \text{ cm}^4.$$

✓ **Evaluation des flèches**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ij}} = \frac{2,09 \times 10^{-3} \times 3,5 \cdot 10^2}{10 \times 32164,20 \times 10041,73 \times 10^{-8}} = 0,000796 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ig}} = \frac{4,031 \times 10^{-3} \times 3,5^2}{10 \times 32164,20 \times 7168,95 \times 10^{-8}} = 0,00214 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ip}} = \frac{5,156 \times 10^{-3} \times 3,5^2}{10 \times 32164,2 \times 6598,10 \times 10^{-8}} = 0,00297 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{gv}} = \frac{4,031 \times 10^{-3} \times 3,5^2}{10 \times 10721,40 \times 11740,39 \times 10^{-8}} = 0,00392 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,00214 - 0,000796 + 0,00297 - 0,00214 = 0,00217 \text{ m}$$

✓ **La flèche admissible**

• $f_{adm} = \frac{l}{500} \rightarrow$ Pour une portée ≤ 5 m.

Dans notre cas, la portée de la poutre est supérieure à 5m.

D'où : $f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{350}{500} = 0,7 \text{ cm}$

$\Delta f = 0,21 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,7 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifier .

		M (KN .m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
Plancher terrasse Accessible	Travée	8,557	0,028	0,0362	17,59	1,67	1,41	3HA10=2,36
	Appui intermédiaire	6,35	0,138	0,1864	16,65	1,095	0,21	1HA12+1HA10 =

								1,92
	<i>Appui de rive</i>	1,587	0,034	0,0438	17,68	0,257	0,21	1HA12=1,13
Plancher de RDC	<i>Travée</i>	14,73	0,049	0,0631	17,54	2,41	1,41	1HA12+2HA10 =2,70
	<i>Appui intermédiaire</i>	9,733	0,211	0,300	15,83	1,76	0,21	1HA12+1HA10 =1,92
	<i>Appui de rive</i>	2,21	0,048	0,0615	17,55	0,36	0,21	1HA12=1,13
Plancher étages courants	<i>Travée</i>	7,751	0,026	0,0328	17,76	1,253	1,41	3HA10=2,36
	<i>Appui intermédiaire</i>	5,705	0,124	0,166	16,80	0,97	0,21	1HA12+1HA10 =1,92
	<i>Appui de rive</i>	1,426	0,031	0,039	17,71	0,23	0,21	1HA12=1,13
At armatures transversales : 2Ø6=0,57cm ² pour tous les types.								

Tableau III.17.Ferrailage des différents types de poutrelles.

• **Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u)**

Plancher	Bielle	cisaillement	Armature longitudinale Aux appuis		jonction table-nervure
			Rive	Intermédiaire	
	$V_u \leq 0,267 \times a b_0 f_{c28}$	$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A \geq \frac{V_u \cdot \gamma_s}{f_e}$	$A_l \geq (V + \frac{M_u}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$	$\frac{V_u b_1}{0,9d b \cdot h_0} \leq \bar{\tau}_u$
Terrasse accessible	13,91 < 108,13	0,77 < 3,33	0,79 > 0,39	1,92 > 1,12	1,63 < 3,25
RDC	19,62 < 108,13	1,09 < 3,33	0,79 > 0,56	2,7 > 2,29	1,28 < 3,25
Etages courants	12,498 < 108,13	0,816 < 3,25	0,79 > 0,36	3,16 > 0,653	0,472 < 2,835

Tableau III.18.Vérifications des contraintes à E.L.S

- Etat limite de compression de béton

Plancher	En travée				En appui				$\sigma \leq \bar{\sigma} = 15MPa$
	$M_t(KN.m)$	Y(cm)	$I(cm^4)$	σ (M)	$M_a(KN.m)$	Y(cm)	$I(cm^4)$	σ (MPa)	
Terrasse accessible	6,205	39,17	8320	2,92	4,65	2,66	3240	0,94	Vérifié
RDC	10,362	3,953	8471,4	4,83	6,772	3,469	6481,6	3,62	Vérifié
Etages courants	5,60	3,91	7038	2,787	4,127	2,81	3915,7	2,96	Vérifié

Tableau III.19 : Vérification des états limite de compression du béton.

- Etat limite de la déformation :

Plancher	f_{gv} (cm)	f_{ji} (cm)	f_{pi} (cm)	f_{gi} (cm)	Δf (cm)	$f_{adm} = 0,7$
Terrasse accessible	0,443	0,072	0,322	0,241	0,453	0,453 < 0,7
						<i>vérifie</i>
RDC	0,460	0,059	0,364	0,155	0,460	0,460 < 0,7
						<i>vérifie</i>

Tableau III.20. Vérification des états limite de la déformation.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
<i>Plancher terrasse accessible</i>			
<i>Plancher d'étage courant</i>			
<i>Plancher de RDC</i>			

Fig.III.7.:Schéma de ferrailage de déférentes poutrelles

III.1.4 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression, sera armée par un treillis soudées continue, totalement ancré sur les appuis de rive, la section des aciers porteurs du treillis soudés, placé perpendiculairement à la portée des poutrelles, est au moins égale à $1\text{cm}^2/\text{ml}$ et la section des aciers de répartition parallèles à la portée des poutrelles, est au moins égale à $0,5\text{ cm}^2/\text{ml}$.

On utilise des ronds lisses de nuance $f_c = 235\text{ MPA}$.

♦ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A^\perp = 4 * l / f_c = 4 * 0,65 / 235 = 1,1 \text{ (cm}^2/\text{ml)}. \quad \text{C.B.A 93 [Art.B.6.8.4.2.3].}$$

♦ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{||} = A^\perp / 2 = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

En choisit :

$$5 \text{ } \emptyset 6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ perpendiculaires aux poutrelles} \rightarrow st = 20\text{cm} \leq 20\text{cm}$$

$$4 \text{ } \emptyset 6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ parallèles aux poutrelles} \rightarrow st = 25\text{cm} \leq 33\text{cm}.$$

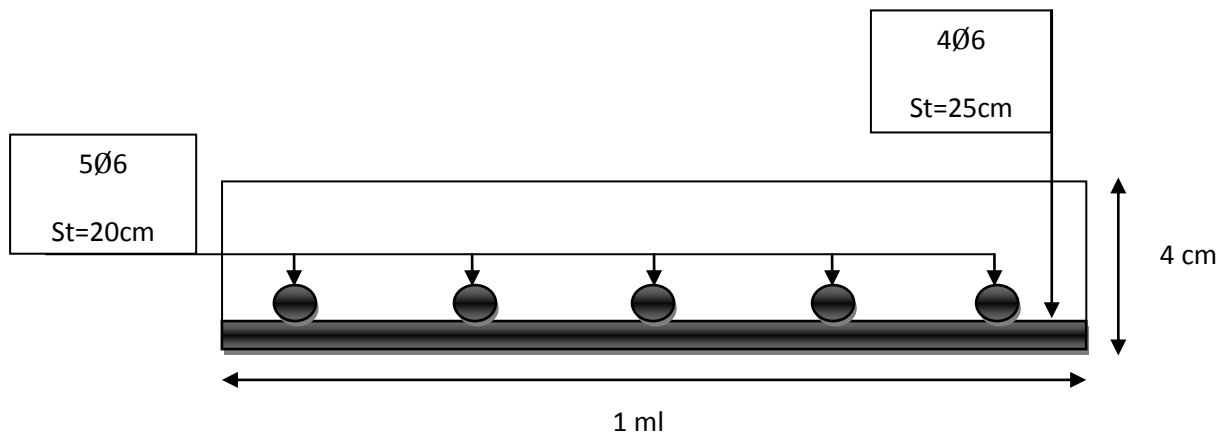


Fig.III.8: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3. Etude des dalles pleines

III.3.1. Dalle pleine de l'ascenseur

$G = 5,56KN / m^2, Q = 5KN / m^2, e = 12cm.$

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU : P_U = (1,35G + 1,5Q) \times 1ml = 15KN / m \\ ELS : P_S = (G + Q) \times 1ml = 10,56KN / m \end{array} \right\}$$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{3,00}{4,25} = 0,706$

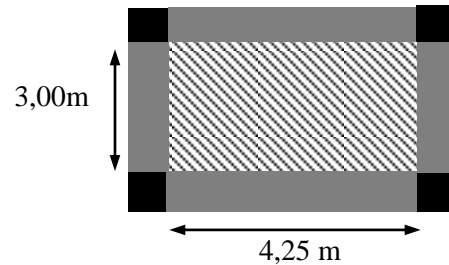


Fig.III.9 Dalle pleine sur quatre appuis

$\rho > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travail selon deux sens L_x et L_y

• **Calcul des moments**

$\rho = 0,706 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0671 \\ \mu_y = 0,4471 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \mu_x \times P_U \times L_x^2 = 9,058KN.m \\ M_0^y = \mu_y \times P_U \times L_y^2 = 4,062KN.m \end{array} \right.$

Moments en travées : $\left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0,75 \times M_0^x = 0,75 \times 9,058 = 6,793KN.m \\ M_y^t = 0,75 \times M_0^y = 0,75 \times 4,062 = 3,046KN.m \end{array} \right.$

Moments en appui : $\left\{ \begin{array}{l} M_x^a = -0,5 \times M_0^x = -0,5 \times 9,058 = -4,529KN.m \\ M_y^a = -0,5 \times M_0^y = -0,5 \times 4,062 = -2,031KN.m \end{array} \right.$

a. Ferrailages

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On a : $b = 100cm$, $e = 12cm$, $d = e - 2cm = 10cm$, $f_{c28} = 25Mpa$ et $f_c = 400Mpa$

Le diamètre des barres utilisées doit-être: $\varphi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \varphi \leq \frac{12}{10} = 1,2cm.$

• **Selon L_x**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{6,793 \times 10^{-3}}{1 \times (0,10)^2 \times 14,2} = 0,048 \\ \mu_{bu} = 0,048 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,048}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,0615 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0,4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{6,793 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0,4 \times 0,0615) \times 0,10} = 2cm^2 \end{array} \right. ,$$

Soit $A'_x = 4HA8 = 2,01cm^2$

❖ **En appui**

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_{bu} &= \frac{M_x^a}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{4,529 \times 10^{-3}}{1 \times (0,10)^2 \times 14,2} = 0,0319 \\ \mu_{bu} &= 0,0319 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha &= \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0319}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,040 \\ A_x^a &= \frac{M_x^a}{f_{st} \times (1 - 0,4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{4,529 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0,4 \times 0,04) \times 0,10} = 1,322cm^2 \end{aligned} \right. ,$$

Soit $A'_x = 4HA8 = 2,01cm^2$

• **Selon L_y**

$$\left\{ \begin{aligned} d_y &= d_x - \phi = 10 - 1 = 9cm \\ \mu_{bu} &= 0,0214 \\ \mu_{bu} &\leq \mu_l \Rightarrow PivotA \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha &= 0,0271 \\ \Rightarrow A'_y &\geq 0,883cm^2 \end{aligned} \right.$$

Soit $A'_y = 4HA8 = 2,01cm^2$

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_{bu} &= 0,0143 \\ \mu_{bu} &\leq \mu_l \Rightarrow PivotA \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha &= 0,018 \\ \Rightarrow A_y^a &= 0,586cm^2 \end{aligned} \right.$$

Soit $A'_y = 4HA8 = 2,01cm^2$

❖ **Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité)(selon x) :**

Pour $e \geq 12 cm$ et $\rho \geq 0,4$ avec : $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

$$e = 12cm$$

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

$$A_x \geq \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0,706) \times 1 \times 0,12}{2} = 1,10cm^2$$

$$On a : \left\{ \begin{aligned} A^t &= 2,01cm^2 \geq A_{min} = 1,10cm^2 \dots\dots\dots vérifiée \\ A^a &= 2,01cm^2 \geq A_{min} = 1,10cm^2 \dots\dots\dots vérifiée \end{aligned} \right.$$

❖ **Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité)(selon y) :**

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

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

$$A_y \geq 0,0008 \times 100 \times 12 = 0,96\text{cm}^2$$

$$\begin{cases} A_y^t = 2,01\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,96\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée} \\ A_y^a = 2,01\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,96\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée} \end{cases}$$

❖ **Espacement des armatures**

Sens x-x : $St_x \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopt $St_x = 25\text{cm}$.

Sens y-y: $St_y \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopt $St_y = 25\text{cm}$.

❖ **Vérification des armatures secondaires**

$$A_r = \frac{A_x}{4}$$

En travée : $A_y = 2,01\text{cm}^2 > \frac{A_x}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée}$

❖ **Vérification au cisaillement**

Selon x-x :

$$\rho > 0,4 \Rightarrow V_U = \frac{q_U * l_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{15 * 3}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0,706}{2}} = 16,629\text{KN} .$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d_x} = \frac{16,629 \times 10^{-3}}{1 \times 0,10} = 0,166\text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

$$\tau_u = 0,166\text{MPa} < \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

Selon y-y :

$$\rho > 0,4 \Rightarrow V_U = \frac{q_U * l_y}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{15 * 4,25}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0,706}{2}} = 23,558\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d_y} = \frac{23,558 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,261\text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

$$\tau_u = 0,261\text{MPa} < \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)/ml	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	6,79	2	4HA8=2,01 cm ²
	En appuis	4,529	1,32	4HA8=2,01 cm ²
Sens y-y	En travée	3,046	0,883	4HA8=2,01 cm ²
	En appuis	2,031	0,586	4HA8=2,01 cm ²

Tableau21 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis .

b. Vérification à l'ELS : $\nu = 0,2$ $\rho = 0,706$.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0731 \\ \mu_y = 0,5940 \end{cases} \quad \begin{cases} M_{ox} = \mu_x q_s L_x^2 = 0,0731 \times 10,56 \times 3^2 = 6,947 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0,5940 \times 6,947 = 4,126 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en travées** $\begin{cases} M_{x\ ser}^t = 0,75 \times M_{ox} = 0,75 \times 6,947 = 5,21 \text{ KN.m} \\ M_{y\ ser}^t = 0,75 \times M_{oy} = 0,75 \times 4,126 = 3,094 \text{ KN.m} \end{cases}$
- **En appui** $\begin{cases} M_x^a = -0,5 \times M_{ox} = -0,5 \times 6,947 = -3,473 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,5 \times M_{oy} = -0,5 \times 4,126 = -2,063 \text{ KN.m} \end{cases}$

1. Etat limite d'ouverture des fissures.....(Art B-6-3) [1]

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

2. Etat limite de compression du béton

❖ **Vérification des contraintes**

La dalle se situe à l'abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable. On vérifie donc uniquement les contraintes dans le béton.

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Sens	M (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Remarque
En travée	x-x	5,21	2,01	2,33	2504,187	4,778	15	Vérifiée
	y-y	3,094	2,01	1,914	1710	3,414	15	Vérifiée
En appui	x-x	3,473	2,01	1,947	1770	3,766	15	Vérifiée
	y-y	2,063	2,01	1,914	1710	2,198	15	Vérifiée

Tableau III.22: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis .

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

$$1) e \geq \max\left(\frac{3}{80} l_x; \frac{M_t^x}{20M_0^x} l_x\right)$$

$$e \geq \max(11,25; 11,25) = 11,25 \text{ cm}$$

Selon x-x : $e = 12 \text{ cm} > 11,25 \text{ cm}$Condition vérifiée

$$2) A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} = 0,0005 \text{ m}^2$$

$$A_t^x = 2,01 \text{ cm}^2 < 5 \text{ cm}^2 \text{Condition vérifiée}$$

$$1) e \geq \max\left(\frac{3}{80} l_y; \frac{M_t^y}{20M_0^y} l_y\right)$$

$$e \geq \max(15,937; 15,935) = 15,937 \text{ cm}$$

Selon y-y : $e = 12 \text{ cm} < 15,937 \text{ cm}$Condition n'est pas vérifiée

$$2) A_t^y \leq \frac{2 \times b \times d_y}{f_e} = 0,00045 \text{ m}^2$$

$$A_t^y = 2,01 \text{ cm}^2 < 4,5 \text{ cm}^2 \text{Condition vérifiée}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est recommandée, tel que :

$$L_x, L_y < 5 \text{ m} \Rightarrow \Delta ft \leq f_{adm} = L/500$$

Sens x-x : $M_j = 1,85 \text{ KN.m}$, $M_g = 3,138 \text{ KN.m}$ **M_p** = 0,521 KN.m

Sens y-y : $M_j = 1,2 \text{ KN.m}$, $M_g = 1,864 \text{ KN.m}$, **M_p** = 0,309 KN.m

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

Sens	$f_{ji}^{(mm)}$	$f_{gv}^{(mm)}$	$f_{gi}^{(mm)}$	$f_{pi}^{(mm)}$	$\Delta ft^{(mm)}$	$f_{adm}^{(mm)}$	Obs
x-x	0,311	1,585	0,528	0,087	0,833	6	Vérifier
y-y	0,376	1,916	0,638	0,106	1,007	8,5	

Tableau III.23 : Vérification de la flèche.

Schéma de ferrailage :

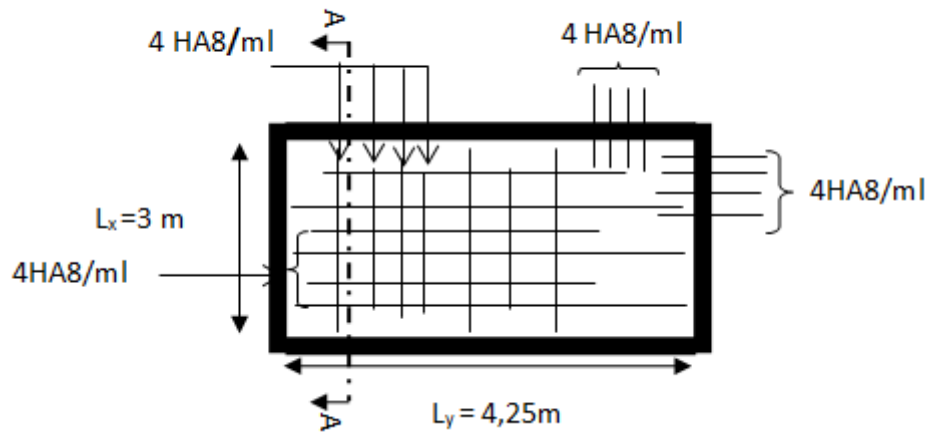


Figure III.10: schéma de ferrailage de la dalle pleine de l'ascenseur .

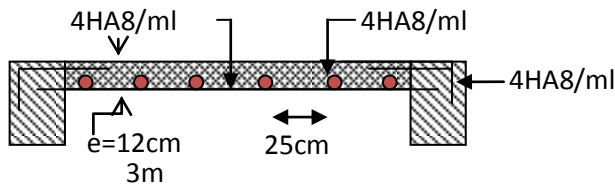


Figure III.11: la coupe A-A.

III.3.2. Dalle sur trois appuis (balcon) :

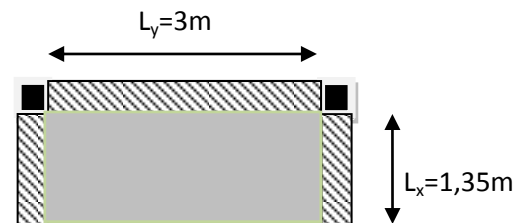


Figure III.12: panneau de dalle sur 3 appuis.

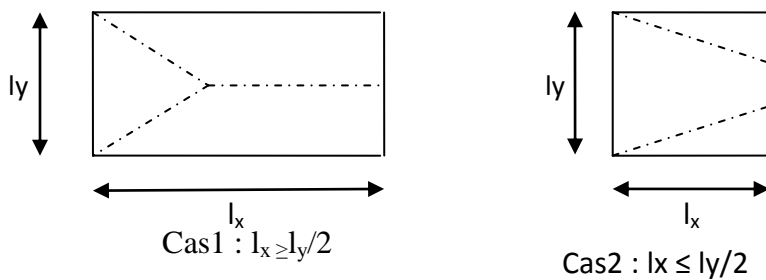


Fig.III.13 : Schéma de la théorie des lignes de rupture.

On a : $L_y = 3 \text{ m}$, $L_x = 1,35 \text{ m}$.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,35}{3} = 0,45 \Rightarrow \rho > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon deux sens } L_x \text{ et } L_y.$$

$\frac{L_y}{2} = \frac{3}{2} = 1,5 \text{ m} > L_x = 1,35 \text{ m}$, nous sommes dans le 2^{ème} cas de la théorie de ligne de rupture.

$$M_0^x = \left(\frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} \right) - 2 \frac{P \times l_x^3}{3}$$

$$M_0^y = \frac{P \times l_x^3}{6}$$

On a : $G = 4,56 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

$$P_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 4,56 + 1,5 \times 3,5 = 11,406 \text{ KN/m}^2$$

$$P_S = G + Q = 4,56 + 3,5 = 8,06 \text{ KN/m}^2$$

➤ **l'ELU :**

$$M_0^x = \left(\frac{11,406 \times 1,35^2 \times 3}{2} \right) - 2 \frac{11,406 \times 1,35^3}{3} = 12,472 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \frac{11,406 \times 1,35^3}{6} = 4,677 \text{ KN.m}$$

Entravée :

$$M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 0,85 \times 12,472 = 10,601 \text{ KN.m} \quad M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 4,677 = 3,975 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a^x = -0,3 \times M_0^x = -3,741 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0,3 \times M_0^y = -1,403 \text{ KN.m}$$

➤ **l'ELS :** $M_0^x = 8,813 \text{ KN.m}$
 $M_0^y = 3,305 \text{ KN.m}$

❖ **En travée :** $M_t^x = 7,491 \text{ KN.m}$

$$M_t^y = 2,809 \text{ KN.m}$$

❖ **En appuis :** $M_a^x = -0,3 \times M_0^x = -2,644 \text{ KN.m}$

$$M_a^y = -0,3 \times M_0^y = -1 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des armatures en travée :** Le calcul se fait à la flexion simple.

$$d_x = h - c = 12 - 2 = 10\text{cm}$$

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2}\right) = d_x - \phi_{10} = 9\text{cm}$$

Plancher		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ² /ml)
En travée	Selon x	10,601	0,0746	0,097	0,961	3,16	1,22	4HA12 = 4,52
	Selon y	3,975	0,0279	0,0354	0,985	1,16	/	4HA8 = 2,01
En appui	Selon x	3,74	0,0263	0,033	0,986	1,089	1,12	4HA8 = 2,01
	Selon y	1,40	0,001	0,013	0,119	0,53	/	4HA8 = 2,01

Tab III.24: Ferrailage du panneau de dalle sur 3 appuis.

- **Espacement des armatures :**

Sens x-x : $St_x \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $St_x = 25\text{cm}$.

Sens y-y: $St_y \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $St_y = 25\text{cm}$.

- **Vérification des armatures secondaires**

$$A_r = \frac{A_x}{4}$$

En travée : $A_y = 2,01\text{cm}^2 > \frac{A_x}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13\text{cm}^2$ vérifiée

- **la condition de non fragilité :**

$$e \geq 12\text{cm} \text{ et } \rho \geq 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{Avec : } \rho_0 = 0,0008 \text{ Acier HA } F_{c28}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h \end{cases} \begin{cases} A_x^{\min} = 1,224\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 0,96\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

- **l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$.

$$\rho \geq 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{P_U \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 6,285 \\ V_y = \frac{P_U \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 13,966 \end{cases} ;$$

$$\tau_{ux} = \frac{6,285 \times 10^{-3}}{1 \times 0,10} = 0,0628 \text{MPa} < 1,25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} .$$

$$\tau_{uy} = \frac{13,966 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,155 \text{MPa} \leq 1,25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} .$$

- **Vérification à l'ELS :**

- ❖ **Vérification des contraintes :**

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

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul :

Le sens	M_s (KN.m)	Y(m)	I(m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Remarque
Travée Selon x-x	7,491	0,0343	5,23x10 ⁵	4,923	15	141,015	201,63	Vérifier
Travée Selon y-y	2,809	0,0554	19,47x10 ⁻⁵	0,80	15	9,634	210,63	Vérifier
Appui	2,644	0,0258	3,05 x10 ⁻⁵	2,239	15	96,44	210,63	Vérifier

Tab III.25: contraintes dans le béton de la dalle sur 3 appuis.

- ❖ **Vérification de la flèche :**

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

$$1) e \geq \max\left(\frac{3}{80} l_x; \frac{M_t^x}{20M_0^x} l_x\right)$$

$$e \geq \max(5,06; 5,737) = 5,737 \text{ cm}$$

Selon x-x : $e = 12 \text{ cm} > 5,737 \text{ cm}$Condition vérifiée

$$2) A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} = 0,0005 \text{ m}^2$$

$$A_t^x = 4,52 \text{ cm}^2 > 5 \text{ cm}^2 \text{Condition vérifiée}$$

$$1) e \geq \max\left(\frac{3}{80} l_y; \frac{M_t^y}{20M_0^y} l_y\right)$$

$$e \geq \max(11,25; 12,748) = 12,748 \text{ cm}$$

Selon y-y : $e = 12 \text{ cm} < 12,748 \text{ cm}$Condition n'est pas vérifiée

$$2) A_t^y \leq \frac{2 \times b \times d_y}{f_e} = 0,00045 \text{ m}^2$$

$$A_t^y = 2,01 \text{ cm}^2 < 4,5 \text{ cm}^2 \text{Condition vérifiée.}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire, tel que :

$$L_x, L_y < 5 \text{ m} \Rightarrow \Delta f_t \leq f_{adm} = L/500$$

Sens x-x : $M_j = 4,238 \text{ KNm}, M_g = 6,887 \text{ KNm}, M_p = 7,491 \text{ KNm}$

Sens y-y : $M_j = 1,589 \text{ KNm}, M_g = 2,582 \text{ KNm}, M_p = 2,809 \text{ KNm}$

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

Sens	f_{ji} (mm)	f_{gv} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	Δf_t (mm)	f_{adm} (mm)	Obs
x-x	0,179	0,961	0,466	0,539	0,854	2,7	Vérifier
y-y	0,261	1,273	0,424	0,461	1,049	6	

Tableau III.26- Vérification de la flèche

➤ Schéma de ferrailage

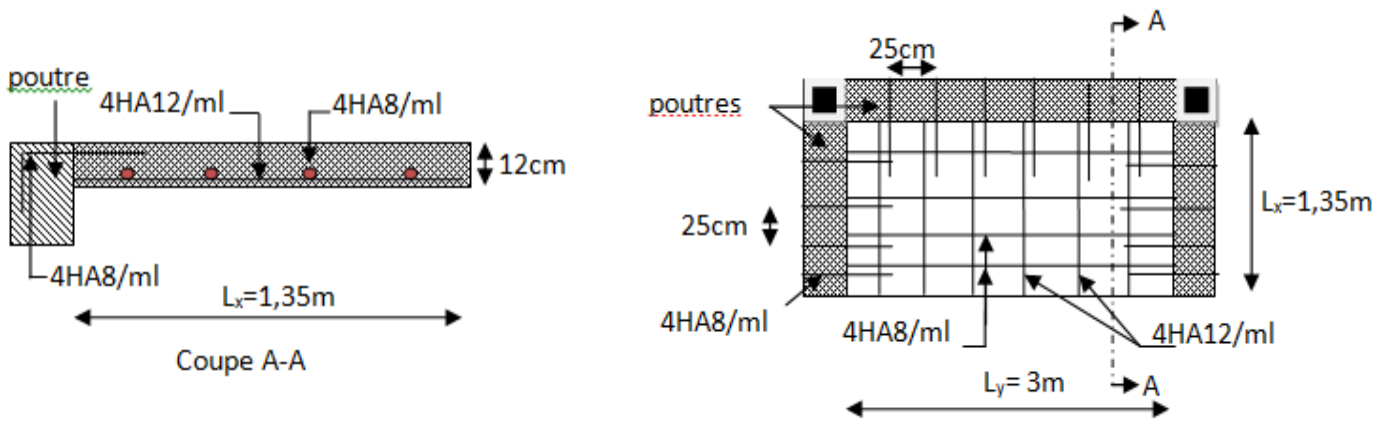


Fig. III.14 : Schéma du ferrailage du panneau de dalle sur 3 appuis.

.III.3. 3 Dalle sur deux appuis (balcon) :

$$L_x = 1,10m$$

$$L_y = 1,50m$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,733 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les 2 sens.}$$

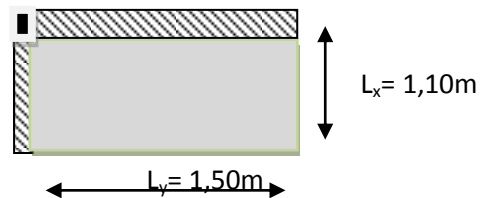


Figure III.15: dalle pleine sur 2 appuis.

❖ Calcul du chargement :

$$G=4,56\text{KN/m}^2; Q=3,5\text{KN/m}^2$$

$$P_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 4,56 + 1,5 \times 3,5 = 11,406\text{KN/m}^2$$

$$P_S = G + Q = 4,56 + 3,5 = 8,06\text{KN/m}^2$$

$$ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0646 \\ \mu_y = 0,478 \end{cases} \quad ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0708 \\ \mu_y = 0,6188 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times P_U \times l_x^2 = 0,0646 \times 11,406 \times 1,10^2 = 0,891\text{KN.m} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0,478 \times 0,891 = 0,426\text{KN.m} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times P_S \times l_x^2 = 0,0708 \times 8,06 \times 1,10^2 = 0,69\text{KN.m} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0,6188 \times 0,69 = 0,427\text{KN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul de M_{x0} et M_{y0}

❖ Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

$$\begin{array}{l}
 - \text{ En travée } \\
 - \text{ En appuis }
 \end{array}
 \left\{ \begin{array}{l}
 M_u^x = 0,85M_{0u}^x = 0,757 \text{ KN.m} \\
 M_u^y = 0,85M_o^y = 0,362 \text{ KN.m} \\
 M_{ser}^x = 0,85M_{0ser}^x = 0,5865 \text{ KN.m} \\
 M_{ser}^y = 0,85M_{0ser}^y = 0,363 \text{ KN.m} \\
 \\
 M_u^x = M_u^y = -0,3M_{0u}^x = -0,267 \text{ KN.m} \\
 M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0,3M_{0ser}^x = -0,207 \text{ KN.m}
 \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l}
 \text{Effort tranchant}
 \end{array}
 \left\{ \begin{array}{l}
 V_x = \frac{P_U \times L_x}{3} = 4,18 \text{ KN} \\
 V_y = \frac{P_U \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 4,60 \text{ KN}
 \end{array} \right.$$

❖ Ferrailage

Le diamètre des barres utilisées doit être $\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{120}{10} \Rightarrow \phi \leq 12 \text{ mm}$

$$d_x = h - e = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2} \right) = d_x - \phi_{10} = 9 \text{ cm}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des armatures en travées et en appuis dans les deux sens.

Plancher		M (KN.m)	St cm	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ² /ml)
En travée	Selon x	0,757	25	0,218	1,088	4HA8 = 4,52
	Selon y	0,362	25	0,104	0,96	4HA8 = 2,01
En appui	Selon x	0,267	25	0,102	1,088	4HA8 = 2,01
	Selon y	0,267	25	0,102	1,088	4HA8 = 2,01

Tab III.27 : Calcul de ferrailage de la dalle sur deux appuis.

- la condition de non fragilité :

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho \geq 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \text{ avec : } \rho_0 = 0.0008 \text{ Acier HA F}_e400$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h \end{cases} \begin{cases} A_x^{\min} = 1,088cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 0,96cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_t^x = 0,218cm^2 < A_x^{\min} \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \\ A_t^y = 0,1cm^2 > A_y^{\min} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_a^{x,y} = 0,102cm^2 < A_x^{\min} \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \end{cases} \dots\dots\dots \text{En ferraille avec } A_{\min}$$

❖ Vérification de l'espace

Sens x : $S_t = 20cm \leq \min(3.e; 33cm) = 25cm \dots\dots\dots$ condition vérifiée

Sens y : $S_t = 25cm \leq \min(4.e; 45cm) = 25cm \dots\dots\dots$ condition vérifiée

Vérification des armatures secondaires : $A_r = \frac{A_x}{4}$

En travée : $A_y = 2,01cm^2 > \frac{A_x}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5cm^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4,60 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,051MPa \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

⇒ Pas d'armatures transversales

❖ Vérification à l'ELS

- Vérification des contraintes :

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

Le sens	M(KN.m)	Y(m)	I(m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Remarque
Travée Selon x-x	0,587	0,029	3,78x10 ⁻⁵	0,448	15	16,528	201,63	Vérifier
Travée Selon y-y	0,363	0,029	3,78x10 ⁻⁵	0,277	15	10,228	210,63	Vérifier
Appui	0,207	0,029	1,56x10 ⁻⁵	0,237	15	8,726	210,63	Vérifier

Tab III.28 : contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis.

• Vérification de la flèche :

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

$$1) e \geq \max\left(\frac{3}{80} l_x; \frac{M_t^x}{20M_0^x} l_x\right)$$

$$e \geq \max(4,125; 4,675) = 4,675 \text{ cm}$$

Selon x-x : $e = 12 \text{ cm} > 4,675 \text{ cm}$Condition vérifiée

$$2) A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} = 0,0005 \text{ m}^2$$

$$A_t^x = 2,01 \text{ cm}^2 < 5 \text{ cm}^2 \text{Condition vérifiée}$$

$$1) e \geq \max\left(\frac{3}{80} l_y; \frac{M_t^y}{20M_0^y} l_y\right)$$

$$e \geq \max(5,625; 6,376) = 6,376 \text{ cm}$$

Selon y-y : $e = 12 \text{ cm} > 6,376 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$$2) A_t^y \leq \frac{2 \times b \times d_y}{f_e} = 0,00045 \text{ m}^2$$

$$A_t^y = 1,51 \text{ cm}^2 < 4,5 \text{ cm}^2 \text{Condition vérifiée.}$$

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

5. Schéma de ferrailage

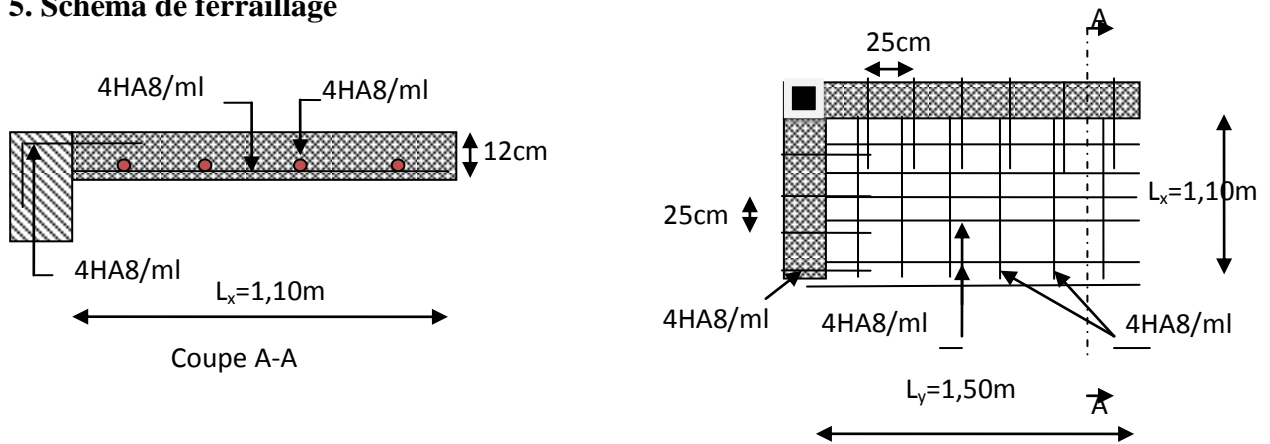


Fig. III.16 : Schéma du ferrailage du panneau de dalle sur 2 appuis

II.2.4.Dalle sur un seul appui (balcon) :

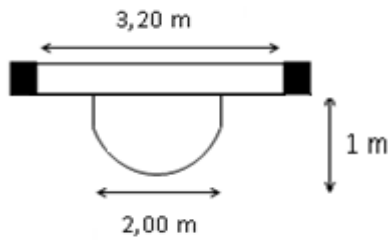
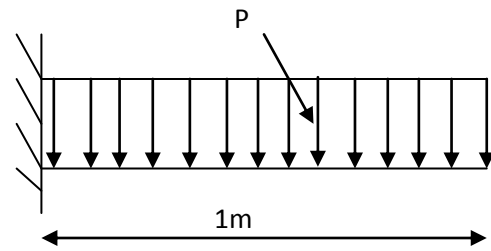


Figure III.17: dalle pleine sur 1 appuis.



FigIII.18: schéma statique de la dalle pleine sur un seul appui.

On a : $L_y = 3,50m$; $L_x = 1m$

On a: $G = 4,56 \text{ KN/m}^2$, $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 1m on a:

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = (1,35 \times 4,56) + (1,5 \times 3,5) = 11,406 \text{ KN/m}$$

$$P_s = G + Q = 4,56 + 3,5 = 8,06 \text{ KN/m}$$

Donc après calcul d'une console on trouve :

$$M_u = -\frac{P_u \times L_x^2}{2} = -5,703 \text{ KN.m}$$

$$M_s = -\frac{P_s \times L_x^2}{2} = -4,03 \text{ KN.m}$$

$$V_u = -P_u \times L_x = -11,406 \text{ KN}$$

$$V_s = -P_s \times L_x = -8,06 \text{ KN}$$

❖ Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

En travée et appui				
Travée et appui	A calculé (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A adopté (cm ² /ml)	S _t (cm)
	1,67	0,96	4HA10=3,14	25

Tab III.29 : calcul des armatures en travées et en appuis.

• **Espacement des armatures :**

Sens x-x : $St_x \leq \min(3e, 33cm) = 33cm$; on adopte $St_x = 25cm$.

Sens y-y: $St_y \leq \min(4e, 45cm) = 45cm$; on adopte $St_y = 25cm$.

• **Armatures secondaires :** $A_r = \frac{A_x}{4}$

$$A_x = 3,14cm^2, \frac{A_x}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785cm^2, \text{ soit } 3HA8=1,51 cm^2.$$

• **la condition de non fragilité :**

$$A_x^{min} = \rho_0 \times b \times h = 0,0008 \times 1 \times 0,12 = 0,96cm^2$$

$$\begin{cases} A_r = 3,14cm^2 > A^{min} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_a = 3,14cm^2 > A^{min} \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

• **l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$.

$$V_u = 11,406KN$$

$$\tau_{u_x} = \frac{11,406 \times 10^{-3}}{1 * 0,10} = 0,114MPa < 1,25MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

❖ **Vérification à l'ELS**

• **Vérification des contraintes**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul :

Le sens	M(KN.m)	Y(m)	I(m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Remarque
Travée (selon x-x) et appui	4,03	0,0263	3,164x10 ⁻⁵	5,66	15	149,78	240	Vérifier

Tab III.30 : contraintes dans le béton de la dalle sur un seul appui.

• **Vérification de la flèche**

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

$$1) e \geq \max\left(\frac{3}{80}l_x; \frac{M_t^x}{20M_0^x}l_x\right)$$

$$e \geq \max(3,75; 5,55) = 5,55\text{cm}$$

Selon x-x : $e = 12\text{cm} > 5,55\text{cm}$Condition vérifiée

$$2) A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} = 0,0005\text{m}^2$$

$$A_t^x = 3,14\text{cm}^2 < 5\text{cm}^2 \text{Condition vérifiée}$$

Les 2 conditions sont satisfaites donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

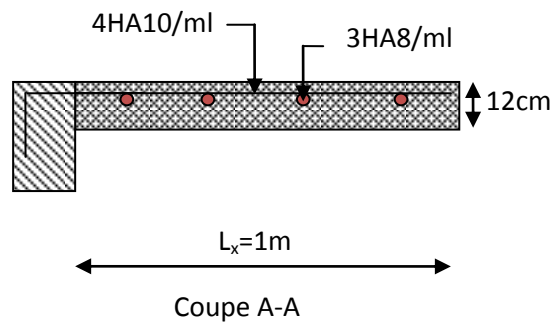


Fig.19 : schéma de ferrailage de la dalle avec un seul appui.

III.4.Calcul des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrillée comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur 15cm.

III.4.1. Calcul d'escalier type I étage courant:

- **Le chargement :**

✓ Sur les volées (I) et (II) :

$$G = 8,54 \text{ Kn} / \text{m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

✓ Sur le palier:

$$G = 5,31 \text{ Kn} / \text{m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

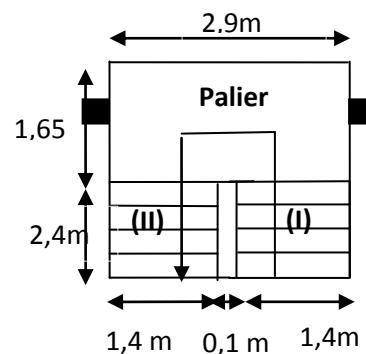


Fig.III.20. vue en plan de l'escalier type I

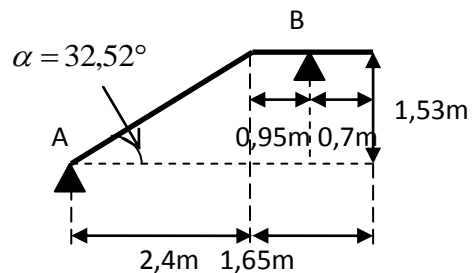


Fig.III.21. Schéma statique.

• **Combinaison de charges :**

✓ Sur les volées (I) et (II) :

$$ELU : q_u = 1,35G + 1,5Q = 15,28 \text{ KN} / m$$

$$ELS : q_s = G + Q = 11,04 \text{ KN} / m$$

✓ Sur le palier :

$$ELU : q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,92 \text{ KN} / m$$

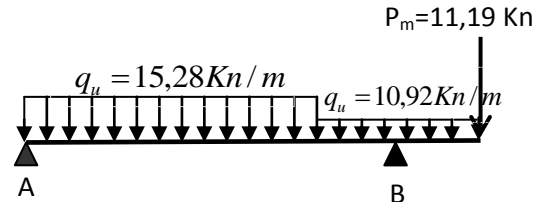


Fig.III.22. diagramme des sollicitations

$$P_m = 1,35 * (G_{mur} * h_e * 1ml) = 1,35 * 2,85 * (3,06 - 0,15) * 1ml = 11,19 \text{ KN}.$$

$$ELS : q_s = G + Q = 7,81 \text{ KN} / m$$

$$P_m = (G_{mur} * h_e * 1ml) = 2,85 * (3,06 - 0,15) * 1ml = 8,29 \text{ KN}.$$

• **Les sollicitations :**

à l'ELU

$$M_t^{\max} = 17,04 \text{ Kn.m.}$$

$$M_a^{\max} = -10,50 \text{ Kn.m}$$

$$V^{\max} = 33,15 \text{ Kn.}$$

$$R_A = 22,45 \text{ Kn.} ; R_B = 47,56 \text{ Kn.}$$

à l'ELS

$$M_t^{\max} = 11,87 \text{ Kn.m.}$$

$$M_a^{\max} = -7,71 \text{ Kn.m}$$

$$V^{\max} = 23,91 \text{ Kn.}$$

$$R_A = 16,18 \text{ Kn.} \quad R_B = 34,52 \text{ Kn.}$$

• **Ferraillage :**

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{s \text{ adopté}}$ (cm ²)
En travée	17,04	0,071	0,092	0,125	3,91	1,57	5HA12=5,65
En appui	10,5	0,0438	0,0561	0,125	2,37	1,57	5HA10=3,93

Tab III.31 : ferraillage d'escalier Type1.

➤ **Vérifications :**

➤ **à l'ELU**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times 2,1 / 400 = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

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

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2,16 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{33,15 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,255 \text{ MPa} < \tau_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul des armatures de répartition :**

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ on choisit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}.$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ on choisit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}.$$

❖ **Espacement des barres :**

Armatures longitudinales : $S_t \leq (3 \times e ; 33) \text{ cm}$ Soit $S_t = 20 \text{ cm}$.

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times e ; 45) \text{ cm}$ Soit $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ **à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{ser} = 11,86 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } y = 0,039 \text{ cm}; \quad I = 8,995 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,17 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \quad \text{tel que : } M_{ser} = 7,71 \text{KN.m}$$

En appuis : $y = 0,035\text{m}; \quad I = 7,54 \times 10^{-5} \text{m}^4$
 $\sigma_{bc} = 3,65 \text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = 3,65 \text{MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$1) e \geq \max\left(\frac{3}{80}l; \frac{M_t^x}{20M_0^x}l\right)$$

$$e \geq \max(14,25; 16,14) = 16,14 \text{cm}$$

$e = 15 \text{cm} < 16,14 \text{cm} \dots\dots\dots$ Condition n'est pas vérifiée

$$2) A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} = 0,00065 \text{m}^2$$

$$A_t^x = 5,65 \text{cm}^2 < 6,5 \text{cm}^2 \dots\dots\dots$$
Condition vérifiée

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Donc on doit vérifier la flèche.

$$\Delta f_t \leq f_{adm} \quad \text{Tel que : } \Delta f_t = f_{gv} + f_{pu} - f_{ji} - f_{gi} = 1,058 + 0,528 - 0,314 - 0,56 = 0,712 \text{mm}$$

$$f_{adm} = \frac{3800}{500} = 7,6 \text{mm}$$

$$\Delta f_t = 0,71 \text{mm} \leq f_{adm} = 7,6 \text{mm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **Schéma de ferrailage de l'escalier type(I) :**

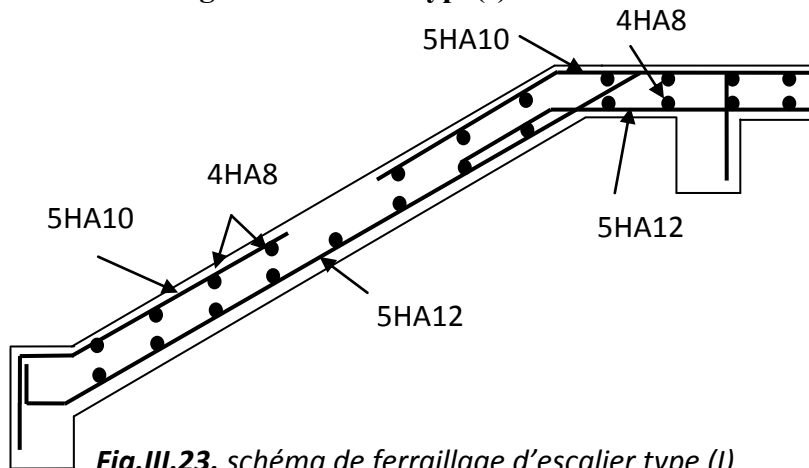


Fig.III.23. schéma de ferrailage d'escalier type (I)

III.4.2. Etude de la poutre palière :

- **Dimensionnement**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \frac{290}{15} \leq h \leq \frac{290}{10}$$

$$19,33cm \leq h \leq 29cm$$

$$b \geq 20cm$$

$$\text{Soit : } h=30cm \text{ et } b=30cm \Rightarrow h \geq 30cm.$$

$$1/4 \leq h/b \leq 4.$$

-les exigences de RPA (Art :7.5.1) sont vérifiées.

- **Calcul à la flexion simple**

La poutre est soumise :

➤ à son poids propre :

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

$$P_{g_0} = 1,35 \times 2,25 = 3,037 \text{ KN/ml}$$

➤ **réaction de la volée et du palier :**

$R_B = 47,56 \text{ KN}$ (l'effet de R_B sur la poutre palière est comme une charge répartie, c'est pour cette raison qu'on divise la réaction sur la longueur de la poutre palière).

$$R_{BP} = R_B/L = 47,56/2,9 = 16,4 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 19,43 \text{ KN/ml}$$

On considère la poutre palière comme une poutre simplement appuyée pour trouver le moment isostatique, et pour le ferrailage on prend :

✓ **en appuis :** $M_a = 0,5 M_0$

$$M_a = 0,5 \times \frac{P_u \times l^2}{8} = 0,5 \times \frac{19,43 \times 2,9^2}{8} = 10,21 \text{ KN.m}$$

✓ **en travée:** $M_t = 0,75 M_0$

$$M_t = 0,75 \times \frac{P_u \times l^2}{8} = 0,75 \times \frac{19,43 \times 2,9^2}{8} = 15,31 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage :**

a) **En travée :**

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15,31 * 10^{-3}}{0,3 * (0,28)^2 * 14,2} = 0,045 \\ \mu_{bu} = 0,045 < 0,187 \end{cases}$$

→ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées sont pas nécessaires

$$(A'_s = 0) \text{ et } \varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0587$$

$$A_s \geq \frac{M^t}{d(1 - 0,4\alpha)f_{st}} = \frac{19,31 * 10^{-3}}{0,28(1 - 0,4 * 0,0587) * 348}$$

$$\Rightarrow A_s \geq 2,03 \text{ cm}^2$$

b) **En appui :**

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,21 * 10^{-3}}{0,3 * (0,28)^2 * 14,2} = 0,0305 \\ \mu_{bu} = 0,0305 < 0,187 \end{cases}$$

→ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées sont pas nécessaires

$$(A'_s = 0) \text{ et } \varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0388$$

$$A_a \geq \frac{M^a}{d(1 - 0,4\alpha)f_{st}} = \frac{10,21 * 10^{-3}}{0,28(1 - 0,4 * 0,0388) * 348} \Rightarrow A_a = 1,064 \text{ cm}^2$$

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

$$A_t = 2,03 > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,3 \times 0,28 \times \frac{2,1}{400} = 1,014 \text{ cm}^2 \text{ Vérifiée}$$

$$A_a = 1,064 > A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{19,43 \times 2,9}{2} = 28,17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28,17}{0,30 \times 0,28} = 0,335 \text{ MPa}$$

Et $\tau_{adm} = \min(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = 0,335 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

➤ **Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

$$\phi \leq \min(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_t^{\min}) \Rightarrow \phi \leq 10 \text{ mm} ; \text{ On adopte } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0,3 \times f_{tj}) / 0,8 \times 400 = 0,30 \times 0,15 \times (0,335 - 0,3 \times 2,1) / 0,8 \times 400$$

$$A_t \leq 0$$

$$A_t \geq 0,4 \times b \times S_t / 400 = 0,4 \times 0,30 \times 0,15 / 400$$

$$A_t \geq 0,45 \quad \text{On adopte } A_t = 0,79 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des espacements**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{0,79 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,30} = 26,33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

- **III.4.3. Calcul à la Torsion**

- ❖ **-Ferrailage :**

- **Armatures longitudinales en torsion**

$M_a = 10,21KN.m$: est le moment au niveau de l'appui B.

$$M_{tor} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{10,21 \times 2,9}{2} = 14,8KN.m$$

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5cm$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625cm^2$$

U : est le périmètre de la section creuse.

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (30 - 5)] = 100cm$$

$$A_l = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$A_l = \frac{14,8 \times 100 \times 10^5}{2 \times 625 \times 10^2 \times 348} = 3,5cm^2 \text{ BAEL91 (article I.II)}$$

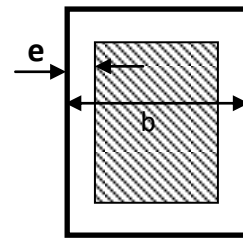


Figure III.24 : section creuse d'épaisseur e .

- **Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion**

$$\tau_{utor} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{14,8 \times 10^5}{2 \times 625 \times 10^2 \times 5} = 2,36MPa$$

$$\tau_{adm} = \min(0,13 f_{c28}; 4MPa) = 3,25MPa \quad \text{vérifier}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 2,36MPa < \tau_{adm} = 3,25MPa \quad \text{vérifier}$$

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = \sqrt{0,335^2 + 2,36^2} = 2,38MPa < 3,25MPa \quad \text{vérifiée BAEL91 (article I.III)}$$

- **Calcul des armatures transversales à la torsion**

On fixe l'espacement comme suit :

En travée ; $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{14,8 \times 10^{-3} \times 0,15}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 348} = 0,51 \text{ cm}^2$$

En appuis ; $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_a = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{14,8 \times 10^{-3} \times 0,10}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 348} = 0,34 \text{ cm}^2$$

- **Choix d'armature**

La section totale des armatures à adoptée est :

$$A_t = \frac{1}{2} A_L(tor) + A_t(flexion) = \frac{1}{2} \times 3,5 + 2,03 = 3,78 \text{ cm}^2 \text{ On opte pour : } 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \frac{1}{2} A_L(tor) + A_a(flexion) = \frac{1}{2} \times 3,5 + 1,064 = 2,814 \text{ cm}^2 \text{ On opte pour : } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_r = 0,45 + 0,51 = 0,96 \text{ cm}^2 . \text{ On opte pour un cadre } \Phi 8 \text{ et un Etrier } \Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 .$$

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

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,103 > 0,0625 \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow 0,103 \geq 0,075 \quad (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0055 < 0,0105 \quad (3) \quad (\text{BAEL 91 ; A 6.5.2})$$

Les trois conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Schéma de ferrailage :

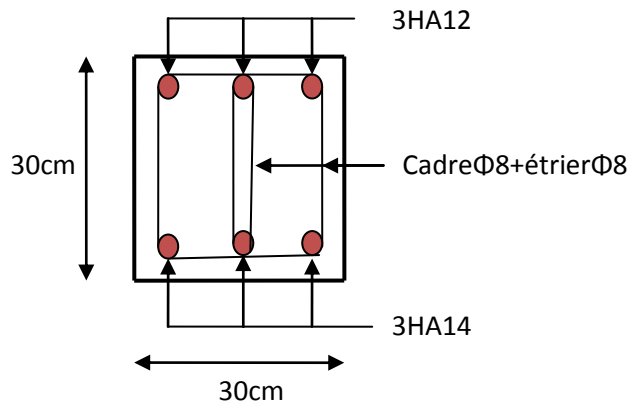


Fig.III.25 : Schéma de ferrailage de la poutre palière de l'escalier des étages courants.

III.4.4. Calcul d'escalier type 02 (escalier de RDC):

• Le chargement :

✓ Sur les volées (I) et (III) :

$$G = 8,54 \text{ Kn} / \text{m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

✓ Sur la volée (II) :

$$G = 8,54 \text{ Kn} / \text{m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

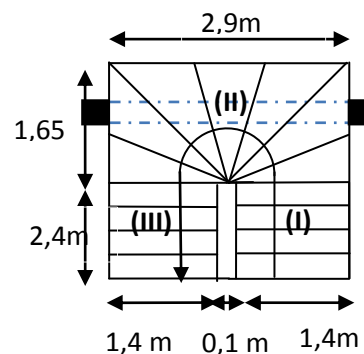


Fig.III.26 : vue en plan de l'escalier type II

$$P_m = (G_{mur} * h_e * 1 \text{ ml}) = 2,85 * (3,06 - 0,15) * 1 \text{ ml} = 8,29 \text{ KN}.$$

• Combinaison de charges :

✓ Pour les volées I et III:

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 15,28 \text{ KN} / \text{m}.$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 11,04 \text{ KN} / \text{m}.$$

✓ Pour la volée II:

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 15,28 \text{ KN} / \text{m}.$$

$$P_m = 1,35 * 8,29 = 11,19 \text{ KN}.$$

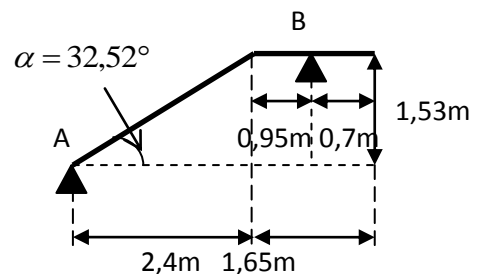


Fig.III 27. Schéma statique.

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 11,04 \text{ KN} / m .$$

$$P_m = 8,29 \text{ KN}.$$

• **Les sollicitations :**

➤ **l'ELU**

$$M_t^{\max} = 16,035 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^{\max} = -11,57 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 32,83 \text{ KN}.$$

$$R_A = 22,13 \text{ KN}.$$

$$R_B = 50,73 \text{ KN}.$$

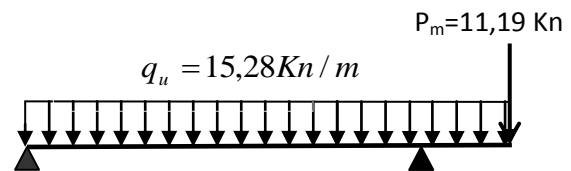


Fig.III.28. diagramme des sollicitations

➤ **l'ELS**

$$M_t^{\max} = 11,52 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^{\max} = -8,5 \text{ KN.m} \quad ; \quad R_A = 15,95 \text{ KN} \quad ; \quad R_B = 37,04 \text{ KN}.$$

$$V^{\max} = 23,68 \text{ KN}.$$

❖ **Ferraillage :**

$$A = \frac{M_t}{z \times \sigma_s}$$

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

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

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

✓ **En travée :**

$$M_t^{\max} = 16,035 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,067 \quad ; \quad \alpha = 0,0867 \quad ; \quad z = 0,1254 \text{ m} \quad ; \quad A = 3,67 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$

✓ **En appuis :**

$$M_a = 11,52 \text{ KN.m} \quad ; \quad \mu_{bu} = 0,0483 \quad ; \quad \alpha = 0,0619 \quad ; \quad z = 0,126 \text{ m} \quad ; \quad A = 2,625 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$

➤ **Vérifications :**➤ **à l'ELU**❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times 2,1 / 400 = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

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

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2,16 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{32,83 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,252 \text{ MPa} < \tau_u \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul des armatures de répartition :**

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ on choisit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}.$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ on choisit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}.$$

❖ **Espacement des barres :**

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

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$.

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

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ **à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ Vérification de l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \quad \text{tel que : } M_{ser} = 11,52 \text{ KN.m}$$

En travée : $y = 3,92 \text{ cm}; \quad I = 8,995 \times 10^{-5} \text{ m}^4$
 $\sigma_{bc} = 5,025 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = 5,025 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \quad \text{tel que : } M_{ser} = 8,50 \text{ KN.m}$$

En appuis : $y = 0,035 \text{ m}; \quad I = 7,54 \times 10^{-5} \text{ m}^4$
 $\sigma_{bc} = 4,03 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = 4,03 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$1) e \geq \max\left(\frac{3}{80} l; \frac{M_t^x}{20M_0^x} l\right)$$

$$e \geq \max(14,25; 16,15) = 16,15 \text{ cm}$$

$$e = 15 \text{ cm} < 16,15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

$$2) A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} = 0,00065 \text{ m}^2$$

$$A_t^x = 5,65 \text{ cm}^2 < 6,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Donc on doit vérifier la flèche

$$\Delta f_t \leq f_{adm} \quad \text{Tel que : } \Delta f_t = f_{gv} + f_{pu} - f_{ji} - f_{gi} = 1,132 + 0,574 - 0,356 - 0,607 = 0,74 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{3800}{500} = 7,6 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 0,74 \text{ mm} \leq f_{adm} = 7,6 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

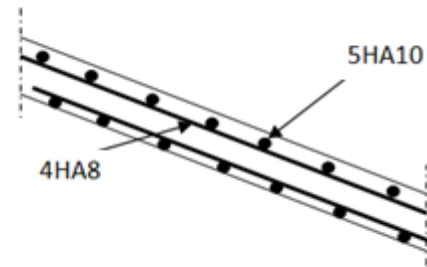
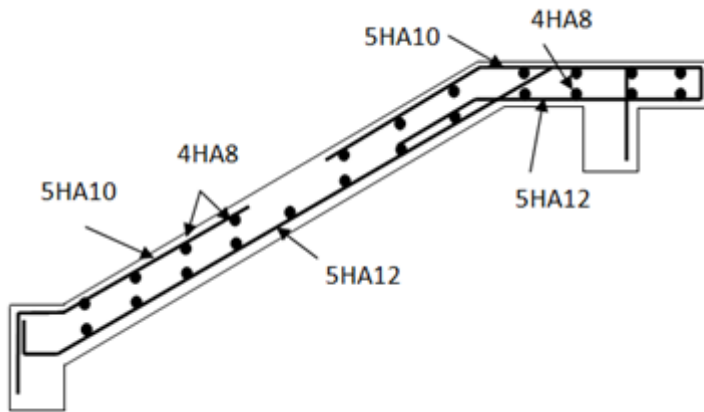


Fig.III.29 schéma de ferrailage des volées (I) et (III) **Fig.III.30** schéma de ferrailage de la volée (II)

III.4.5 Etude de la poutre brisée :

La poutre inclinée se calcule en flexion et en torsion.

▪ Le pré dimensionnement :

On doit vérifier les conditions de la flèche :

L'inclinaison :

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{0,94}{2,90}\right) = 17,96^\circ$$

$$L = 2,9 / \cos 17,96 = 3,05 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{305}{15} \leq h \leq \frac{305}{10}$$

$$20,32 \text{ cm} \leq h \leq 30,48 \text{ cm.}$$

$$\text{On prend } h = 30 \text{ cm} \Rightarrow (h \cdot b) = 30 \cdot 30 \text{ cm}^2.$$

▪ Vérification des conditions du RPA :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions

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

suivantes : $h \geq 30 \text{ cm.}$ \Rightarrow Toutes les conditions sont vérifiées.

$$1/4 \leq h/b \leq 4.$$

Sachant que :

b : largeur de la poutre. ; **h** : hauteur de la poutre.

Les trois vérifications sont satisfaites.

-Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise :

➤ à son poids propre :

$$g_0 = 25 \cdot (0,3 / \cos 17,96) \cdot 0,3 = 2,365 \text{ KN/ml}$$

$$P_{g_0} = 1,35 \times 2,365 = 3,19 \text{ KN/ml}$$

➤ **Réaction de la volée et du palier :**

$R_B = 50,73 \text{ KN}$ (l'effet de R_B sur la poutre palière est comme une charge répartie, c'est pour cette raison qu'on devise la réaction sur la longueur de la poutre palière).

$$R_{BP} = R_B / L = 50,73 / 3,05 = 16,64 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 19,83 \text{ KN/ml}$$

On considère la poutre palière comme une poutre simplement appuyée pour trouver le moment isostatique, et pour le ferrailage on prend :

✓ en appuis : $M_a = 0,5 M_0$

$$M_a = 0,5 \times \frac{P_u \times l^2}{8} = 0,5 \times \frac{19,83 \times 3,05^2}{8} = 11,53 \text{ KN.m}$$

✓ en travée: $M_t = 0,75 M_0$

$$M_t = 0,75 \times \frac{P_u \times l^2}{8} = 0,75 \times \frac{19,83 \times 3,05^2}{8} = 17,29 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferrailage :**

a) **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17,29 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot (0,28)^2 \cdot 14,2} = 0,051$$

$$\mu_{bu} = 0,051 < 0,187$$

➔ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées sont pas nécessaires

$$(A'_s = 0) \text{ et } \varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,066$$

$$A_s \geq \frac{M^t}{d(1 - 0,4\alpha)f_{st}} = \frac{17,29 * 10^{-3}}{0,28(1 - 0,4 * 0,066) * 348}$$

$$\Rightarrow A_s \geq 1,82 \text{ cm}^2$$

b) En appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,53 * 10^{-3}}{0,3 * (0,28)^2 * 14,2} = 0,0345$$

$$\mu_{bu} = 0,0345 < 0,187$$

➔ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées sont pas nécessaires

$$(A'_s = 0) \text{ et } \varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,044$$

$$A_a \geq \frac{M^a}{d(1 - 0,4\alpha)f_{st}} = \frac{11,53 * 10^{-3}}{0,28(1 - 0,4 * 0,044) * 348}$$

$$\Rightarrow A_a = 1,2 \text{ cm}^2$$

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

$$A_t = 1,82 > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,3 \times 0,28 \times \frac{2,1}{400} = 1,014 \text{ cm}^2 \text{ Vérifiée}$$

$$A_a = 1,2 > A_{\min} = 1,014 \text{ cm}^2 \text{ Vérifiée.}$$

➤ **Contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{19,83 \times 3,05}{2} = 29,74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{29,74}{0,30 \times 0,28} = 0,35 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3.33MPa.$$

$$\tau_u = 0,35MPa \leq \tau_{adm} = 3.33MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_t^{min}\right) \Rightarrow \phi \leq 10mm ; \text{ On adopte } S_t=15cm$$

$$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0,3 \times f_{ij}) / 0,8 \times 400 = 0,30 \times 0,15 \times (0,35 - 0,3 \times 2,1) / 0,8 \times 400$$

$$A_t \leq 0$$

$$A_t \geq 0,4 \times b \times S_t / 400 = 0,4 \times 0,30 \times 0,15 / 400$$

$$A_t \geq 0,45$$

On adopte $A_t=0,79cm^2$

➤ **Vérification des espacements**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{0,79 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.30} = 26,33cm \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 25cm \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **III.4.6. Calcul à la Torsion**

❖ **Ferraillage**

➤ **Armatures longitudinales en torsion**

$M_a = 11,53KN.m$: est le moment au niveau de l'appui B et

$$M_t = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{11,53 \times 2,9}{2} = 16,71KN.m$$

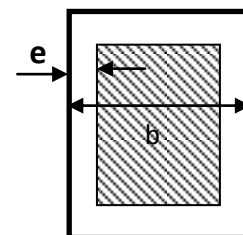


Figure III.31: section creuse d'épaisseur e.

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5cm$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625cm^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (30 - 5)] = 100 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$A_t = \frac{16,71 \times 100 \times 10^5}{2 \times 625 \times 10^2 \times 348} = 3,84 \text{ cm}^2 \text{ BAEL91 (article I.II)}$$

➤ **Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion**

$$\tau_{utor} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{16,71 \times 10^5}{2 \times 625 \times 10^2 \times 5} = 2,67 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 2,67 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = \sqrt{0,35^2 + 2,67^2} = 2,69 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée BAEL91 (article I.III).}$$

➤ **Calcul des armatures transversales à la torsion :**

En travée ; $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{16,71 \times 10^{-3} \times 0,15}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 348} = 0,192 \text{ cm}^2$$

En appuis ; $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_a = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{16,71 \times 10^{-3} \times 0,10}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 348} = 0,128 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix d'armature**

La section totale des armatures à adoptée est :

$$\text{En travée : } A_t = \frac{1}{2} A_t(\text{tor}) + A_t(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 3,84 + 1,82 = 3,74 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA14 = 4,62 cm².

En appuis : $A_a = \frac{1}{2} A_a(tor) + A_a(flexion) = \frac{1}{2} \times 3,84 + 1,2 = 3,12 \text{ cm}^2$.

On opte pour : $3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$A_r = 0,45 + 0,192 = 0,642 \text{ cm}^2$.On opte pour un cadre $\Phi 8$ et un Etrier $\Phi 8=2,01 \text{ cm}^2$.

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

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,103 > 0,0625 \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow 0,103 \geq 0,075 \quad (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0055 < 0,0105 \quad (3) \quad \text{(BAEL 91 ; A 6.5.2)}$$

Les trois conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$f_{adm} = \frac{350}{500} = 0,7 \text{ cm} \quad \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

➤ **Schéma de ferrailage :**

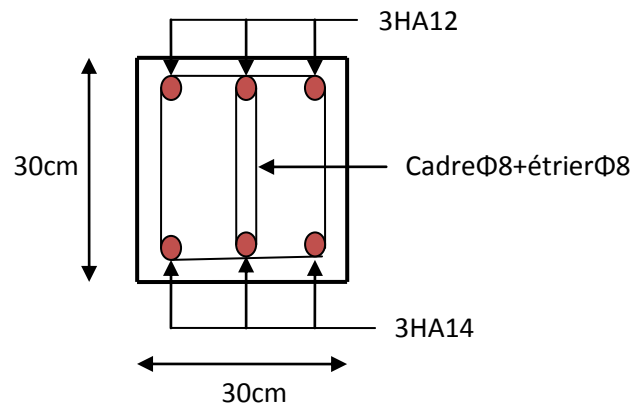


Fig.III.32: Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

III.5 Etude des poutres de chaînages :

C'est des poutres noyées dans les planchers qui servent pour supporter le poids des murs en doubles cloisons.

III.5.1 Dimensionnement :

Selon le RPA 99 (Art : 9.3.3) :

$$L = 3,3m$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 22 \leq h \leq 33 \Rightarrow h = 30cm$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times h = 20cm \Rightarrow b = 30cm$$

✓ **Sollicitation :**

$$p_p = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 25 = 2,25 \text{ KN/ml}$$

$$P_m = 2,86 \times (3,06 - 0,3) = 7,893 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul à l'ELU :**

$$q_u = 1,35 \cdot (p_p + p_{mur}) = 1,35 \times (2,25 + 7,893) = 13,693 \text{ KN/ml}$$

❖ **Ferraillage :**➤ **Armature longitudinale :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{13,693 \times 3,3^2}{8} = 18,639 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculé} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté} (\text{cm}^2)$
16,85	0,0487	0,062	0,292	1,83	3T10 = 2,36

Tableau III.32 : Ferraillage des poutres de chaînage.

➤ **Vérification à l'état limite ultime :**

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

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 0,3 \cdot 0,28 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = \frac{13,693 \times 3,3}{2} = 22,59 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{ql}{2} = \frac{14,029 \cdot 3,1}{2} = 21,74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{22,59 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,268 \text{ MPa}$$

✓ **Fissuration nuisible :**

$$\tau_{adm} = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,268 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} \leq 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_t^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 10 \text{ mm} ; \text{ On adopte } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0,3 \times f_{tj}) / 0,8 \times 400 = 0,3 \times 0,15 \times (0,268 - 0,3 \times 2,1) / 0,8 \times 400 = -0,49 \text{ cm}^2$$

$$A_t \leq 0$$

$$A_t \geq 0,4 \times b \times S_t / 400 = 0,4 \times 0,3 \times 0,15 / 400$$

$$A_t \geq 0,45$$

soit : $3 \phi 8 \Rightarrow A_t = 1,51 \text{ cm}^2$.

✓ **Espacement :**

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 \cdot (\tau_u - 0,3 \times K \cdot f_{t28})}$$

K=1 : Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90$ (Les armatures sont perpendiculaires)

D'où :

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{1,51 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,3} = 50,33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = 22,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

• **Vérification à l'ELS :**❖ **Etat limite de compression du béton :**

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

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

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

Calcul de y :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$\frac{30 \cdot y^2}{2} + 15 \cdot 2,36 \cdot y - 15 \cdot 2,36 \cdot 28 = 0 \Rightarrow y = 7,03 \text{ cm}$$

$y = 7,03 \text{ cm}$; $I = 19041 \text{ cm}^4$

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

$$\sigma_{bc} = 5.10MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \dots\dots\dots \text{vérifier .}$$

• **Vérification de la flèche :**

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

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

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{330} = 0,096 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

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

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = 0,666 \Delta f_i = 1,49mm < f_{adm} = 6,2mm$$

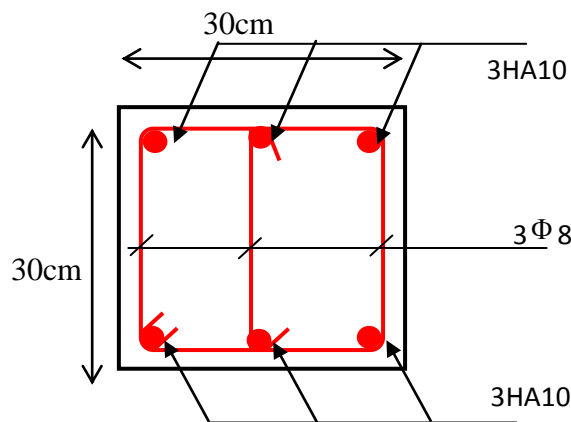


Figure III.33: Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.6 Etude de la dalle pleine du local machine :

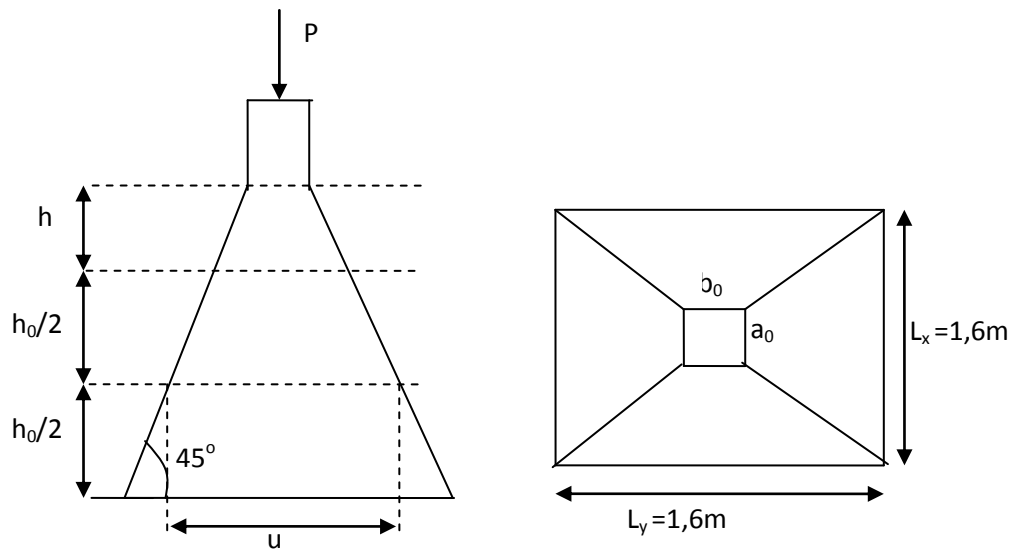


Fig. III.34: La dalle pleine de local machine de l'ascenseur.

La charge P qui s'applique sur la dalle sur une surcharge d'impact ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire ($u.v$).
On calcule le rectangle d'impact ($u.v$).

$$u = a_0 + h_0 + 2 \xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \xi h$$

Avec : a_0 et u : dimension // à L_x

b_0 et v : dimension // à L_y

$(a_0 \times b_0)$ surface du chargement de la charge concentrée

h : Epaisseur du revêtement

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi = 1$)

$$(a_0 \times b_0) = (110 \times 110) \text{ cm}^2$$

$$u = 110 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 135 \text{ cm}$$

$$v = 110 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 135 \text{ cm}$$

Calcul les moments :

$$\begin{cases} M_x = P \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases} \text{BAEL 91(article IV.3)}$$

ν : coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD (annexe 2)**

✚ ELU :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{160}{160} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{135}{160} = 0,843$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{135}{160} = 0,843$$

$$\begin{cases} M_1 = 0,056 \\ M_2 = 0,043 \end{cases} \text{ (Annexe 2)}$$

$$g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 82 + 15 + 6,3 = 103,3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35g = 139,455 \text{ KN}$$

$$v = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 139,455 \times 0,056 = 7,809 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 139,455 \times 0,043 = 6 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **Moment dû aux poids propre de la dalle :**

$$\rho = 1 > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} \text{à ELU } (v = 0) \\ \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$G' = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN/m}^2, Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,047 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,758 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,758 \text{ KN.m}$$

-**La superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,809 + 0,758 = 8,567 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6 + 0,758 = 6,758 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h = 15 \text{ cm}$.

-**Moment en travées :**

$$M_t^x = 0,85 \times 8,567 = 7,282 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times 6,758 = 5,744 \text{ KN.m}$$

-**Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 8,567 = 2,57 \text{ KN.m}$$

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm^2)	A_a calculé (cm^2)	A_t adopté (cm^2)	A_a adopté (cm^2)
Sens xx	7,282	2,57	2,14	0,512	4HA10=3,14	4HA8=2,01
Sens yy	5,744	2,57	1,685	0,512	4HA10=3,14	4HA8=2,01

Tab.III.33 : Tableau de ferrailage de le dalle de local de machine.

- Vérification de condition de non fragilité :

Pour $h > 12cm$ et $\rho \geq 0,4$:

En travée : Sens x-x : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh$

$$\Rightarrow A_x = 3,14 cm^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh = 0,0008 \times \left(\frac{3-1}{2} \right) \times 100 \times 15 = 1,20 cm^2.$$

Sens yy : $A_y \geq \rho_0 bh$

$$\Rightarrow A_y = 3,14 cm^2 \geq \rho_0 bh = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 cm^2.$$

En appui : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh$

$$\Rightarrow A_x = 2,01 cm^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh = 0,0008 \times \left(\frac{3-1}{2} \right) \times 100 \times 15 = 1,20 cm^2.$$

-Vérification au non poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$P_u \leq \frac{0,045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (article V.3.c).}$$

h : L'épaisseur de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 540 cm$$

$$P_u = 139,455 KN \leq \frac{0,045 \times 5,40 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 607,5 KN \dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

-Vérification de l'effort tranchant :

$$b = 1 \text{ ml}, d = 13 \text{ cm.}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

❖ L'effort tranchant max au voisinage de la charge concentrée :

$$\text{Au milieu de u : on a (u=v) donc } V_{u \max} = \frac{q_u}{3v} = \frac{139,455}{3 \times 1,10} = 42,26 \text{ KN.}$$

$$V_{u \max} = 42,26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{42,26 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,325 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa.}$$

Diamètre maximum des barres :

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq \frac{h}{10} = 15 \text{ mm.}$$

-Espace des armatures :

$$\text{Sens xx : } S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Sens yy : } S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$\text{+ l'ELS : } (\nu = 0.2)$$

1. Les moments engendrés par le système de levage :

$$P_s = g = 103,3 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = P_s (M_1 + \nu M_2) = 103,3 \times (0,056 + 0,2 \times 0,043) = 6,673 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_s (M_2 + \nu M_1) = 103,3 \times (0,043 + 0,2 \times 0,056) = 5,598 \text{ KN.m}$$

2) Les moments dus aux poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0,0441 \times 5,85 \times 1,6^2 = 0,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 1 \times 0,66 = 0,66 \text{ KN.m}$$

3) La superposition des moments :

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,673 + 0,66 = 7,33 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,598 + 0,66 = 6,258 \text{ KNm.}$$

-Vérifications des contraintes :

-Moment en travées :

$$M_t^x = 0,85 \times 7,33 = 6,23 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times 6,258 = 5,319 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0,3 \times 7,33 = 2,20 \text{ KN.m}$$

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

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

Localisation	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I(m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	observation
Travée Sens x-x	6,23	3,14	0,0306	5,61x10 ⁻⁵	2,89	15	124,01	201,63	c.vérifiée
Travée Sens y-y	5,319	3,14	0,0306	5,61x10 ⁻⁵	2,89	15	124,01	201,63	c.vérifiée
Appui	2,20	2,01	0,0243	8,68x10 ⁻⁵	1,02	15	43,77	201,63	c.vérifiée

Tab.III.34: Résultats de calcul des contraintes.

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

$$1) e \geq \max\left(\frac{3}{80} l_x; \frac{M_t^x}{20M_0^x} l_x\right)$$

$$e \geq \max(6; 6,8) = 6,8 \text{ cm}$$

Selon x-x : $e = 15 \text{ cm} > 6,8 \text{ cm}$Condition vérifiée

$$2) A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} = 0,00065 \text{ m}^2$$

$$A_t^x = 3,14 \text{ cm}^2 < 6,5 \text{ cm}^2 \text{Condition vérifiée}$$

$$1) e \geq \max\left(\frac{3}{80} l_y; \frac{M_t^y}{20M_0^y} l_y\right)$$

$$e \geq \max(6; 6,8) = 6,8 \text{ cm}$$

Selon y-y : $e = 15 \text{ cm} > 6,8 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$$2) A_t^y \leq \frac{2 \times b \times d_y}{f_e} = 0,0006 \text{ m}^2$$

$$A_t^y = 3,14 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \text{Condition vérifiée.}$$

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

Schéma de ferrailage :

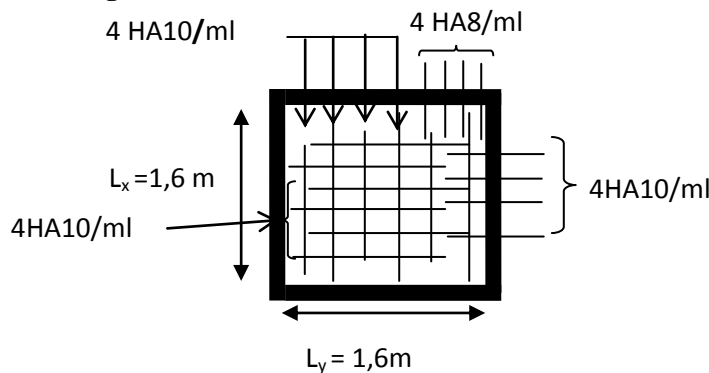


Fig.III.35: Schéma de ferrailage de la dalle du local machine

III.7. Dalle plein incliné de comble :

$$G = \frac{6,68}{\cos(40)} = 8,72 \text{ KN} / \text{m}^2, Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2, e = 12 \text{ cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU : q_U = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = 13,27 \text{ KN} / \text{m} \\ ELS : q_S = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = 9,72 \text{ KN} / \text{m} \end{array} \right\}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{2,8}{3,2} = 0,875$$

$\rho > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travail selon deux sens L_x et L_y

• Calcul des moments

$$\rho = 0,875 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0486 \\ \mu_y = 0,7244 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \mu_x \times P_U \times L_x^2 = 5,056 \text{ KN.m} \\ M_0^y = M_0^x \times \mu_y = 3,662 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

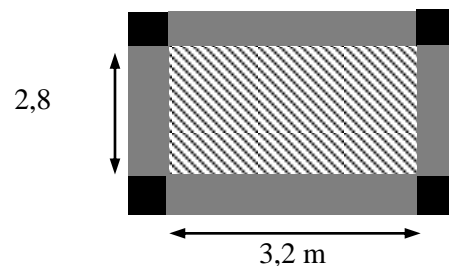


Fig.III.36. Dalle pleine sur quatre appuis

$$\text{Moments en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_0^x = 0,85 \times 5,056 = 4,297 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 4,187 = 3,112 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appui : } \begin{cases} M_x^a = -0,5 \times M_0^x = -0,5 \times 5,056 = -2,52 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,5 \times M_0^y = -0,5 \times 3,662 = -1,831 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c. Ferrailages

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On a : $b = 100\text{cm}$, $e = 12\text{cm}$, $d=e - 2\text{cm} = 10\text{cm}$, $f_{c28}=25\text{Mpa}$ et $f_c=400\text{Mpa}$

Le diamètre des barres utilisées doit-être: $\varphi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \varphi \leq \frac{12}{10} = 1,2\text{cm}$.

		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
Travée	x-x	4,297	0,0302	0,384	0,984	1,25	1,02	4HA8=2,01
	y-y	3,112	0,022	0,00278	0,988	0,90	0,96	4HA8=2,01
Appui	x-x	2,52	0,0177	0,0 223	0,991	0,73	1,02	4HA8=2,01
	y-y	1,831	0,0127	0,016	0,993	0,53	0,96	4HA8=2,01

Tab III.35 : Ferrailage dalle plein incliné de comble.

❖ **Espacement des armatures**

Sens x-x : $St_x \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $St_x = 25\text{cm}$.

Sens y-y: $St_y \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $St_y = 25\text{cm}$.

❖ **Vérification des armatures secondaires**

$$A_r = \frac{A_x}{4}$$

En travée : $A_y = 2,01\text{cm}^2 > \frac{A_x}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50\text{cm}^2 \dots \dots \dots$ vérifiée

❖ Vérification au cisaillement

Selon x-x :

$$\rho > 0,4 \Rightarrow V_U = \frac{q_U * l_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{13,27 * 2,8}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0,87}{2}} = 12,948 \text{KN} .$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d_x} = \frac{12,94 * 10^{-3}}{1 * 0,10} = 0,129 \text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

$$\tau_u = 0,129 \text{MPa} < \tau_{adm} = 0,05 * f_{c28} = 1,25 \text{MPa}$$

Selon y-y :

$$\rho > 0,4 \Rightarrow V_U = \frac{q_U * l_y}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{13,27 * 3,2}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0,87}{2}} = 14,791 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d_y} = \frac{14,791 * 10^{-3}}{1 * 0,09} = 0,164 \text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

$$\tau_u = 0,164 \text{MPa} < \tau_{adm} = 0,05 * f_{c28} = 1,25 \text{MPa}$$

d. Vérification à l'ELS :

$$P_S = 11,13 \text{Kn/m}$$

$$\nu = 0,2 \quad \rho = 0,87 \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0486 \\ \mu_y = 0,7244 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x q_s L_x^2 = 0,0556 * 9,72 * 2,8^2 = 4,236 \text{KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0,8074 * 4,236 = 3,42 \text{KN.m} \end{cases}$$

• Moment en travées

$$\begin{cases} M_{x \text{ ser}}^t = 0,85 * M_{ox} = 0,85 * 4,236 = 3,6 \text{KN.m} \\ M_{y \text{ ser}}^t = 0,85 * M_{oy} = 0,85 * 3,42 = 2,91 \text{KN.m} \end{cases}$$

• En appui

$$\begin{cases} M_x^a = -0,5 * M_{ox} = -0,5 * 4,236 = -2,12 \text{KN.m} \\ M_y^a = -0,5 * M_{oy} = -0,5 * 3,42 = -1,71 \text{KN.m} \end{cases}$$

3. Etat limite d'ouverture des fissures.....(Art B-6-3) [1]

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

4. Etat limite de compression du béton

❖ **Vérification des contraintes**

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Sens	M (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Remarque
En travée	x-x	3,6	2,01	2,89	3784	4,778	15	Vérifiée
	y-y	2,91	2,01	1,914	1710	3,414	15	Vérifiée
En appui	x-x	2,12	2,01	1,89	1770	3,466	15	Vérifiée
	y-y	1,71	2,01	1,914	1710	2,198	15	Vérifiée

Tableau III.36: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.

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

Selon x-x :

$$1) e \geq \max\left(\frac{3}{80} l_x; \frac{M_t^x}{20M_0^x} l_x\right)$$

$$e \geq \max(10,5; 11,88) = 11,88 \text{ cm}$$

$$e = 12 \text{ cm} > 11,88 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$2) A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} = 0,0005 \text{ m}^2$$

$$A_t^x = 2,01 \text{ cm}^2 < 5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Selon y-y :

$$1) e \geq \max\left(\frac{3}{80} l_y; \frac{M_t^y}{20M_0^y} l_y\right)$$

$$e \geq \max(12; 13,59) = 13,59 \text{ cm}$$

$$e = 12 \text{ cm} < 13,59 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

$$2) A_t^y \leq \frac{2 \times b \times d_y}{f_e} = 0,00045 \text{ m}^2$$

$$A_t^y = 2,01 \text{ cm}^2 < 4,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est recommandée Selon y-y :

$$L_x, L_y < 5m \Rightarrow \Delta f_t \leq f_{adm} = L/500$$

Sens	$f_{ji}(\text{mm})$	$f_{gv}(\text{mm})$	$F_{gi}(\text{mm})$	$F_{pi}(\text{mm})$	$\Delta f_t (\text{mm})$	$f_{adm}(\text{mm})$	Obs
y-y	0,364	0,147	0,049	0,0872	0,149	6,4	vérifier

Tableau III.37 : Vérification de la flèche.

Schéma de ferrailage :

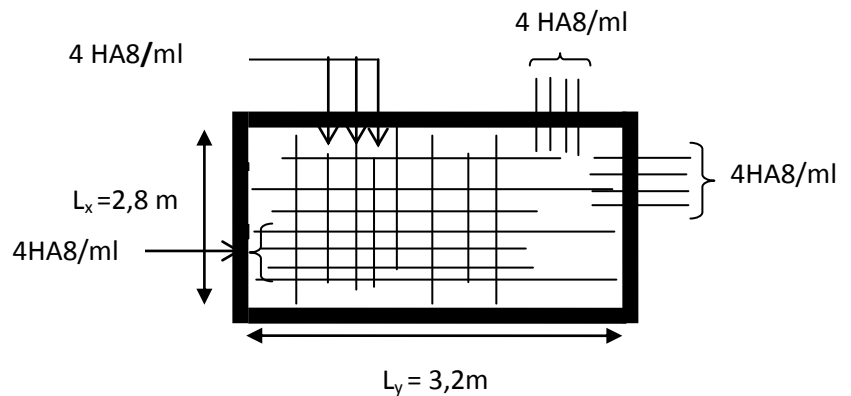


Fig.III.37. Schéma de ferrailage de la dalle pleine incliné de comble.

III.8. Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis à son Poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur, on considère que la fissuration est nuisible.

- **Charge permanente :**

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de :

$$G = \rho \times S$$

S : la surface transversale totale de l'acrotère

ρ : Le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$.

- **Charge d'exploitation :**

On prend une charge d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

Dans notre cas nous avons un **02** type d'acrotère :

🚧 **Type01** : l'acrotère de terrasse inaccessible

$$S = (0,10 \times 0,6) + (0,10 \times 0,06) + 0,1 \times \frac{0,04}{2} = 0.068 \text{ m}^2$$

$$G_1 = 25 \times 0,068 = 1,70 \text{ kN/ml}$$

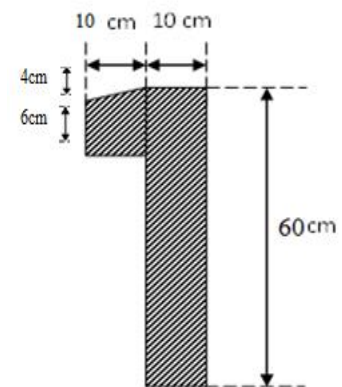


Figure III.38: l'acrotère de la terrasse inaccessible

$$G_2 = 20 \times 0,02 \times 0,6 \times 1 = 0,24 \text{ KN} ;$$

$$G_3 = 20 \times 0,015 \times 0,6 \times 1 = 0,18 \text{ KN}$$

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2,12 \text{ KN}.$$

- La force sismique :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

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

A: Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa A= 0.15).

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0.8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,12 = 1,02 \text{ KN}$$

Calcul du centre de gravité de la section $G(X_g; Y_g)$:

$$x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i} = 0,061, \quad y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = 0,32$$

III.8.1. Calcul des sollicitations

L'acrotère est sollicité par :

$$N_G = 2,12 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 0,6 \times 1 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m.}$$

$$F_p = 1,01 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p \times y_c = 1,02 \times 0,32 \Rightarrow M_{F_p} = 0,33 \text{ KN.m.}$$

Le calcul se fait en flexion composée de 1m.

Type 02 : l'acrotère de la terrasse accessible.

$$S = (0,10 \times 1,20) + (0,10 \times 0,06) + 0,1 \times \frac{0,04}{2} = 0,128 \text{ m}^2$$

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 4,04 \text{ KN}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 4,04 = 1,94 \text{ KN}$$

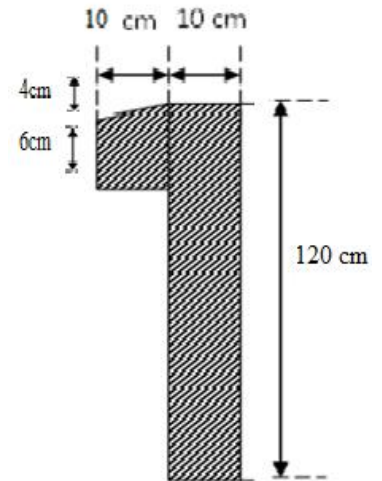


Figure III.39: l'acrotère de la terrasse accessible

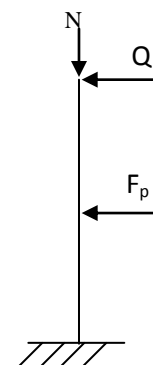


Fig.III 40 : Schéma statique de l'acrotère

Moment de flexion :

	Type 1	Type 2
M_{Fp}	0,33	2,56
M_Q	0,6	1,2

Tab III.38 : Les moments dans l'acrotère .

<i>Sollicitations</i>		<i>RPA 99</i>	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
		$G + Q + E$	$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$
$N (kN)$	<i>Type 1</i>	2,12	2,86	2,12
	<i>Type 2</i>	4,04	5,45	4,04
$M (kN.m)$	<i>Type 1</i>	0,93	0,9	0,6
	<i>Type 2</i>	3,76	1,8	1,2

Tab III.39 : Les sollicitations dans l'acrotère.

Type 02 :

a) Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,8}{5,45} = 0.330m \\ \frac{H}{6} &= 0.2m \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Un élément soumis à un effort composé dû à une force de compression doit être justifié à l'état limite ultime de stabilité de forme selon (B.A.E.L 91 Art 4.4.1).

Pour l'excentricité selon (C.B.A Art 4.3.5).

$$e_2 = e_1 + e_a$$

e_a : Excentricité additionnelle

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{H}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{60}{250}\right) = 2cm$$

$$d'où : e_2 = 0.330 + 0.02 = 0.35m$$

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

$$e_3 = \frac{3 \times I_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h}. \text{BAEL91.}$$

Tel que :

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égale à 2.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 1,2} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 1,2)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0,1} = 3,456 \text{ cm.}$$

$$d'ou : e_t = e_2 + e_3 = 35 + 3,456 = 38,456 \text{ cm.}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 5,45 \text{ KN}$$

$$M_U = N_U \times e_t = 5,45 \times 0,3845 = 2,1 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage**

- **À l'ELU**

$h = 10 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$;

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa};$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple

sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times (d - \frac{h}{2})$

Tel que :

M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\Rightarrow M_{uA} = 2,1 + 5,45 \times \left(0,1 - \frac{0,1}{2}\right) = 2,37 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2,37 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1^2 \times 14,2} = 0,0167 < \mu_l = 0,392 \rightarrow (F_e E 400)$$

$$d' \text{ où } : A'_s = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,0210$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,099$$

$$A_U = \frac{M_{uA}}{z \times \sigma_s} = \frac{2,37 \times 10^{-3}}{0,099 \times 348} = 0,687 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_U \Rightarrow \text{on adopte } A_U = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r = A_u / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } A_r = 3 \text{ HA8} (1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}).$$

❖ **Espacement**

$$\text{Armatures principales : } S_t \leq 100 / 3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 33 \text{ cm}.$$

$$\text{Armatures de répartition : } S_t \leq 100 / 3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 33 \text{ cm}.$$

❖ **Vérification au cisaillement**

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

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min (0,1 \times f_{c28} ; 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min (2,5 ; 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1,5 \times G = 1,5 \times 3,36 = 5,04 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,02 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,025 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

❖ **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} ; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.04 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{5,04 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.1 \times 10.04 \times 10^{-2}} = 0.557 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

- **à l'ELS :** (vérification des contraintes).

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$; $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

D'après le **BAEL 91**, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

- **Position de l'axe neutre**

$$C = d - e_A ;$$

Tel que e_A : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,2}{4,04} = 0,297 \text{ m}$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0,2 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0,6 - 0,297 = -0,303 \text{ m} = 30,3 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow$$

$$P = -3 \times 0,303^2 + 90 \times \frac{2,01 \times 10^{-4}}{1} (0,1 - 0,303) = -0,366 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow$$

$$q = -2 \times 0,303^3 - 90 \times \frac{2,01 \times 10^{-4}}{1} (0,1 - 0,303)^2 = -0,0848 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0,366 y_c - 0,0848 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c$$

$$\Rightarrow -0,303 \leq y_c \leq -0,133$$

$$y_c = -0,329 \text{ m}$$

$$y = 0.0172\text{m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.017^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.1 - 0.017) = -4.114 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1,2 \times 10^{-3} \times 0,017}{-4,11 \times 10^{-5}} = -0,50 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta) = 240 \text{ Mpa}$

$$\bar{\sigma}_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} \cdot (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{4,04 \times 10^{-3}}{-4,11 \times 10^{-5}} (0,1 - 0,01) = -122,08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

On adopte le m\u00eame ferrailage pour le premier type d'acrot\u00e8re.

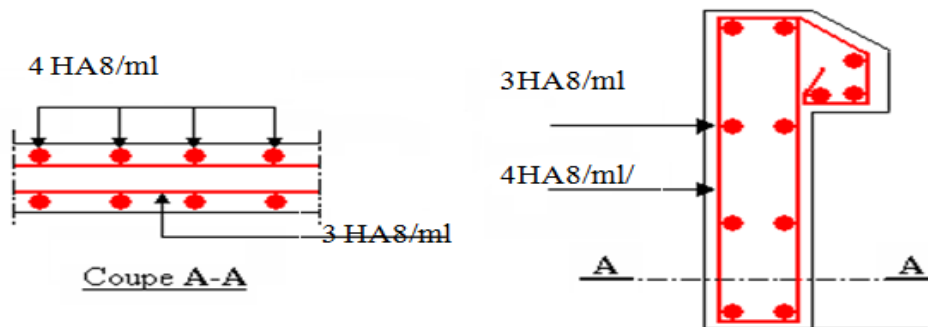


Fig.III.41. Sch\u00e9ma de ferrailage de l'acrot\u00e8re.

Chapitre IV
Etude dynamique

IV.1. Introduction :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe.

Elle a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations par des logiciels à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2. Méthodes de calcul

Le RPA99 propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique (La méthode d'analyse modale spectrale et la méthode d'analyse par accélérogramme)

IV.2.1. Méthode statique équivalente

- **Principe**

Selon RPA99.Art (4.2.1) les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

- **Calcul de la force sismique totale :** RPA99 (Article 4.2.3)

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule donnée par la méthode statique équivalente :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Pour notre cas on a : groupe d'usage 2, zone II_a ⇒ $A = 0,15$ selon le tableau 4.1 (RPA99/version2003).

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R= 5$.

- Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule 4.4 donnée au RPA :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q qui est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant :

“ Critère q ”	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	OUI	0	OUI	0
2- Redondance en plan	Non	0	OUI	0
3- Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0

Tab IV.1 : Valeurs des pénalités P_q

$$Q_x = Q_y = 1,10$$

W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \text{ RPA99 (Formule 4.5)}$$

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 en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

$\beta = 0,2 \rightarrow$ usage d'habitation, bureau ; $\beta = 0,6 \rightarrow$ usage de commerce

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel ROBOT la valeur trouvée est : $W = 27159,91\text{KN}$.

- D : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

$$\xi = 8.5\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816 > 0,7$$

T_1 et T_2 : période caractéristique relative au sol.

Le sol d'implantation de notre structure est classé : site S3.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$ tableau 4.7 (RPA99).

T : période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 31,54m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par

le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T=0,05$.

$$T = 0,05 \times 31,54^{3/4} = 0,665 \text{ s}$$

$L_x=17.80\text{m}$; étant la dimension projetée du bâtiment selon le sens x.

$L_y=22 \text{ m}$; étant la dimension projetée du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 31,54}{\sqrt{17.80}} = 0.6728 \text{ s}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 31,54}{\sqrt{22}} = 0.605 \text{ s}$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.665 \text{ s}$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.605 \text{ s}$$

$$0.5 \leq T_x \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.6728}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.673$$

$$0.5 \leq T_y \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.605}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.783$$

Le RPA préconise de majorer la période fondamentale statique de 30% (art 4.2.4)

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.665 = 0.87 \text{ s} \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.605 = 0.786 \text{ s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.673 \times 1.10}{5} \times 27159,91 = 1499,477 \text{ KN} .$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.783 \times 1.10}{5} \times 27159,91 = 1598,06 \text{ KN} .$$

IV.2.2. Les méthodes dynamiques

- **Méthode d'analyse modale spectrale**

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

• **Principe**

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

Notre structure sera modélisée grâce au logiciel ROBOT version 13. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

T(s)

IV.3. Disposition des voiles :

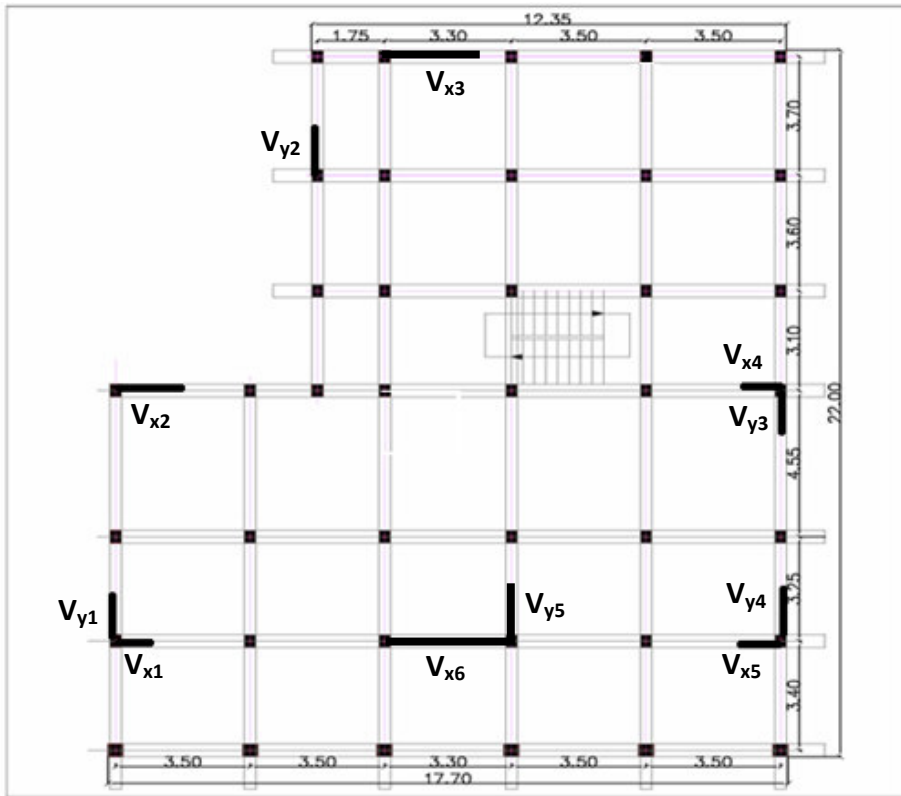


Fig IV.1 : Disposition des voiles.

Les schémas des 03 Modes :

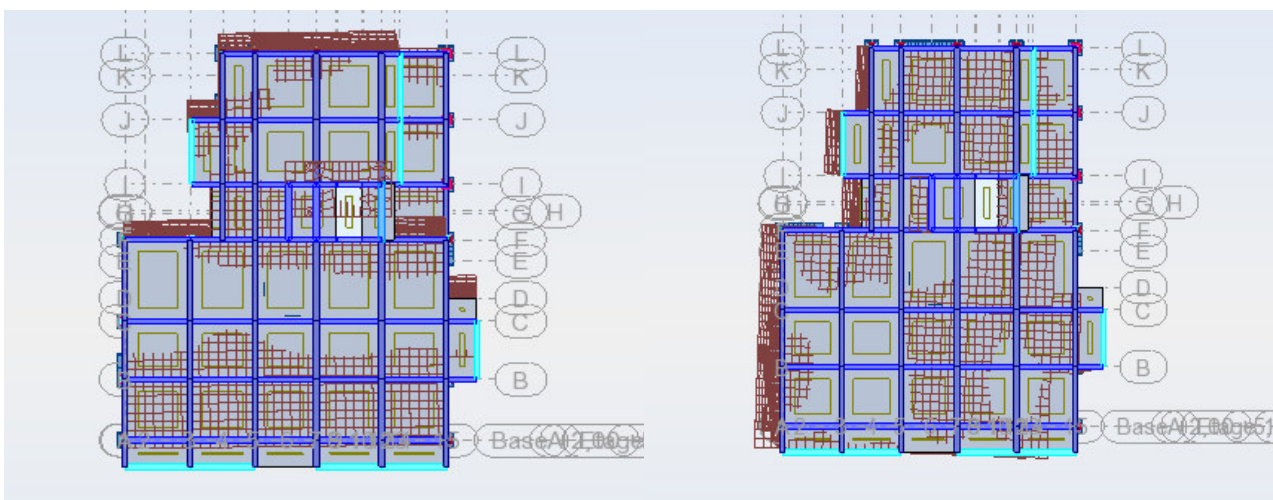


Fig IV.2 : Mode01 translation selon l'axe y-y' (T=0,87s).

Fig IV.3 : Mode02 translation selon l'axe x-x' (T=0,73s).

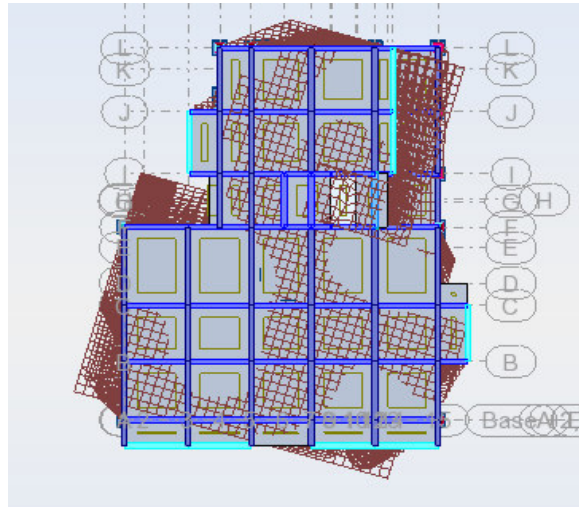


Fig IV.4 : Mode03 : Rotation autour de l'axe z-z'
(T=0,69s).

D'après les résultats obtenus on remarque que la période est vérifiée.

IV.4. Vérification de l'interaction voiles portiques :

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Niveau	Charge reprise(KN)		Pourcentage repris(%)	
	portiques	Voiles	portiques	Voiles
RDC	25203,3	5641,95	81,71	18,29
1 ^{er} étage	22777,01	4148,81	84,59	15,41

2 ^{er} étage	19251,32	3778,98	83,59	16,41
3 ^{er} étage	16168,69	3720,05	81,29	18,71
4 ^{er} étage	13385,41	3215,27	80,63	19,36
5 ^{er} étage	10638,38	2827,46	79,01	20,99
6 ^{er} étage	8136,62	2257,26	78,28	21,72
7 ^{er} étage	5173,97	1604,5	76,33	23,67
8 ^{er} étage	2657,89	818,1	76,46	23,54
Comble	211,08	0	100	0

Tab IV.2 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.

▪ **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages sauf quatre derniers niveaux.

Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles}$$

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
RDC	561,46	810,15	40,93	59,06	825,18	497,93	62,36	37,63
Etage commerciale	451,98	893,36	33,59	66,40	836,1	452,57	64,88	35,12

1 ^{er} étage	616,99	657,62	48,40	51,59	888,93	317,39	73,69	26,31
2 ^{ème} étage	563,12	627,61	47,29	52,7	767,35	352,34	68,53	31,46
3 ^{ème} étage	630,29	447,5	58,48	41,52	768,73	239,26	76,26	23,73
4 ^{ème} étage	498,74	454,87	52,30	47,70	586,35	297,87	66,31	33,68
5 ^{ème} étage	518,47	289,85	64,14	35,86	552,95	186,53	74,77	25,22
6 ^{ème} étage	335,09	254,61	56,82	43,18	327,3	205,27	61,45	38,54
7 ^{ème} étage	214,8	131,651	62	38	230,36	72,746	76	24
Comble	33,27	0	100	0	25,88	0	100	0

Tab IV.3 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales

- **Analyse des résultats** : On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

❖ Le RPA (art 4.3.4, a) exige que le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation soit comme suit :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure :

Modes	Période	Masses	Masses	Masses	Masses
		cumulées U _x [%]	cumulées U _y [%]	modales U _x [%]	modales U _y [%]
1	0,87	0,38	73,52	0,38	73,52
2	0,73	64,79	73,68	64,41	0,16
3	0,69	68,78	74,60	3,98	0,92
4	0,29	68,81	87,53	0,03	12,92
5	0,21	84,35	87,56	15,54	0,03
6	0,20	85,15	87,56	0,80	0,00
7	0,18	85,32	87,56	0,17	0,00
8	0,17	85,32	91,61	0,00	4,05

9	0,16	85,34	91,61	0,03	0,00
10	0,14	85,56	92,14	0,21	0,53
11	0,14	85,57	92,22	0,01	0,08
12	0,13	85,92	92,25	0,34	0,03
13	0,12	86,4	92,31	0,49	0,06
14	0,12	86,61	92,32	0,2	0
15	0,12	86,61	92,32	0	0
16	0,11	86,62	92,32	0,01	0
17	0,11	86,63	92,32	0,01	0
18	0,11	86,63	92,32	0,01	0
19	0,11	86,65	92,33	0,01	0,01
20	0,11	86,67	92,34	0,02	0,01
21	0,11	86,75	94,27	0,08	1,93
22	0,11	86,85	94,28	0,1	0,01
23	0,1	86,97	94,28	0,13	0
24	0,1	87,35	94,29	0,38	0,01
25	0,1	87,41	94,3	0,06	0,01
26	0,1	88,6	94,3	1,19	0
27	0,1	88,62	94,3	0,02	0
28	0,1	89,47	94,31	0,85	0,01
29	0,1	90,66	94,32	1,19	0,01

Tab IV.4 : Période de vibration et taux de participation massique.

❖ **Vérification de la période**

Le RPA (art 4.2.4) recommande que la période dynamique soit inférieure à celle calculé par la formule empirique majoré de 30% ;

$$\begin{cases} T_{dx} = 0,87s \\ T_{dy} = 0,73s \end{cases} \leq \begin{cases} T_{sx} = 1,3 \times 0,665 = 0,87s. \\ T_{sy} = 1,3 \times 0,605 = 0,786s. \end{cases}$$

❖ **Vérification de l'effort normal réduit :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme. Le RPA99/2003 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul après les différentes combinaisons ; qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré. Les résultats de calcul sont résumés dans le Tab IV.6

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
RDC	50x50	2500	1596,97	0.255	vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	45x45	2025	1091,83	0.215	vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	40x40	1600	702,6	0.175	vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	35x35	1225	427,01	0.139	vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	30x30	900	399,76	0.177	vérifiée
COMBLE	30x30	900	203,01	0,09	Vérifiée

Tab IV.5 : Vérification de l'effort normal réduit :

On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

❖ **Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Selon l'article (4.3.6) de l'RPA99/2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

	V _{dyn}	V _{base}	0.8*V _{base}	Observation
	(KN)	(KN)	(KN)	
Sens x	1370,23	1499,47	1199,57	CV
Sens y	1422,88	1598,06	1278,44	CV

Tab IV.6 : Vérification de l'effort tranchant à la base

V_{dyn} : Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par ROBOT.

IV.5. Vérification vis-à-vis des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Art (5.10) DTR BC-2.48.}$$

Niveaux	Sens x-x					
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k / h_k (%)
0	0,0008	0,004	0	0,004	4	0,001
1	0,0018	0,009	0,004	0,005	3,06	0,00163399
2	0,0032	0,016	0,009	0,007	3,06	0,00228758
3	0,005	0,025	0,016	0,009	3,06	0,00294118
4	0,0066	0,033	0,025	0,008	3,06	0,00261438
5	0,0084	0,042	0,033	0,009	3,06	0,00294118
6	0,0102	0,051	0,042	0,009	3,06	0,00294118
7	0,0118	0,059	0,051	0,008	3,06	0,00261438
8	0,0132	0,066	0,059	0,007	3,06	0,00228758
9	0,0142	0,071	0,066	0,005	3,06	0,00163399

Tab.IV.7 : Vérification des déplacements pour le sens x-x.

Niveaux	Sens y y					
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
0	0,0016	0,008	0	0,008	4	0,002
1	0,0034	0,017	0,008	0,009	3,06	0,00294118
2	0,0056	0,028	0,017	0,011	3,06	0,00359477
3	0,008	0,04	0,028	0,012	3,06	0,00392157
4	0,0102	0,051	0,04	0,011	3,06	0,00359477
5	0,0124	0,062	0,051	0,011	3,06	0,00359477
6	0,0146	0,073	0,062	0,011	3,06	0,00359477
7	0,0164	0,082	0,073	0,009	3,06	0,00294118
8	0,0178	0,089	0,082	0,007	3,06	0,00228758
9	0,0176	0,088	0,089	0,001	3,06	0,0003268

Tab IV.8 : Vérification des déplacements pour le sens y-y.

On voit bien à travers ces deux tableaux que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (RPA99/version 2003(Art 5.9)) :

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ; avec :
$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1 - \theta_k}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
		Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
4	1473,9695	0,00145	137,021	0,010757	0,008	132,289	0,0222841
3,06	1267,44782	0,00185	134,444	0,015404	0,009	128,858	0,0268459
3,06	1072,98988	0,0021	127,444	0,0192598	0,011	120,631	0,0319748
3,06	890,56813	0,00245	119,983	0,0219957	0,012	111,959	0,0311938
3,06	703,38	0,0027	107,769	0,0170635	0,011	100,786	0,0250878
3,06	526,819	0,003	95,32	0,0162552	0,011	88,421	0,0214176
3,06	350,25	0,00325	80,79	0,012762	0,011	73,947	0,0170266
3,06	182,894	0,00345	58,974	0,0081079	0,009	53,241	0,0101036

3,06	12,46	0,0036	36,426	8,4071E-04	0,007	30,311	9,4036E-04
3,06	0	0,0037	2,698	0	0,001	2,519	0

Tab IV.9 : Vérification à L'effet P-Δ.

D'après les résultats obtenus dans ce tableau, les effets P-Δ peuvent être négligés.

IV.7. CONCLUSION

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, Poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique. En Vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (Période de vibration, taux de participation massique, effet P-Δ et effort normal réduit).

✓ **Les poteaux :**

- RDC, et étage commerciale (b*h)= (50*50) cm² .
- 1et2^{ème} étage (b*h) = (45*45) cm²
- 3et4^{ème} étages (b*h)= (40*40) cm²
- .5et 6^{ème} étages (b*h)= (35*35) cm²
- 7et 8^{ème} étages (b*h)= (30*30) cm²

Chapitre V

Etude des éléments
structuraux

V. 1 INTRODUCTION :

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

V. 2 ETUDE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissants en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferraillements se font à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- 1) $1,35G+1,5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E$
- 4) $G+Q-E$
- 5) $0,8G+E$
- 6) $0,8G-E$

RPA99 /version2003 (Article 5.2)

V.2.1. Recommandations du RPA99 :

a) Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8 % de la section du poteau en zone IIa
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - ✓ 4 % de la section du poteau en zone courante.
 - ✓ 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est $l_r = 40\phi$ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1 :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h'$$

h_e : est la hauteur de l'étage

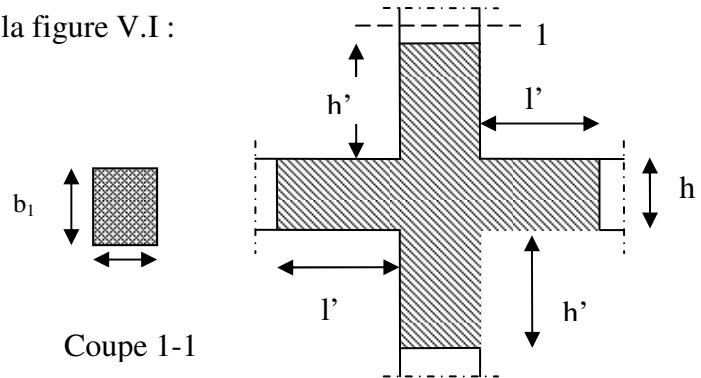


Fig.V.1 : zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol et RDC	50×50	20	100	150
1 ^{ère} , 2 ^{ème} étages	45×45	16,2	81	121,5
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étages	40×40	12,8	64	96
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	35×35	9,8	49	73,5
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étages et comble	30×30	7,2	36	54

Tab V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA:

b) Armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

- $A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elencement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans

la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2. Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ROBOT qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	N _{max} et M _{corres}		N _{min} et M _{corres}		M _{max} et N _{corres}	
		N (KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)
Sous-sol et RDC	50×50	1861,6	84,55	- 524,49	4,33	107,32	- 225,69
1 ^{er} , 2 ^{ème} étages	45×45	1294,06	3,32	- 299,19	23,78	95,09	849,21
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étages	40×40	979,7	5,57	-52,92	19,54	82,32	450,2
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	35×35	675,41	4,75	-24,01	10,02	66,93	247,36
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étages et comble	30×30	389,27	4,58	-49,31	3,7	43,5	90,07

Tab V.2 : Sollicitations dans les poteaux

V.2.3. Ferrailage des poteaux:

a) Armatures longitudinales:

Le ferrailage des poteaux se fait dans les deux plans et selon la combinaison la plus défavorable, les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	A _{Robot} (cm ²)	A _{min,RPA}	A _{adop}	Barres
Sous-sol et RDC	50×50	1861,6	84,55	12.90	20	24.13	12HA16
		-524,49	4,33				
		-225,69	107,32				
1 ^{er} , 2 ^{ème} étages.	45×45	1294,06	3,32	10.10	16.2	17.47	12HA14
		-299,19	23,78				
		849,21	95,09				
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étages.	40×40	979,7	5,57	8.00	12.8	15.39	10HA14
		-52,92	19,54				
		450,2	82,32				
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	35×35	675,41	4,75	6.10	9.8	10.68	4HA14+4HA12
		-24,01	10,02				
		247,36	66,93				

7 ^{ème} , 8 ^{ème} étages et comble.	30×30	389,27	4,58	4.5	7.2	9.05	8HA12
		-49,31	3,7				
		90,07	43,5				

Tab V.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux:

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Section (cm ²)	∅ I _{min} (cm)	l _f (m)	λ _g	V _u (KN)	t zone nodale (cm)	t zone courante (cm)	A _t (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	A _t ^{opt} (cm ²)	N ^{bre} de barres
50×50	1.6	2.66	5.32	213.75	10	15	4.01	2.25	4.71	6HA10
45×45	1.6	2.00	4.44	102.95	10	15	3.22	3.71	4.71	6HA10
40×40	1.6	2.00	5	82.06	10	15	1.92	1.8	3.02	6HA8
35×35	1.4	2.00	5.71	67.42	10	15	1.80	1.57	2.01	4HA8
30×30	1.4	2.00	6.66	67.65	10	15	2.11	1.35	2.01	4HA8

Tab V.4 : Armatures transversales des poteaux:

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la

condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33mm$.

V.2.4. Vérification :

a) Vérification au flambement :

Selon **BAEL91, (art 4.4.1)** : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et le plus élancé à chaque niveau.

Critère de la stabilité de forme :

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$N_{\max} \leq N_u = \alpha * \left[\frac{Br * fc_{28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * fe}{\gamma_s} \right] \text{ (BAEL91 art B.8.4, 1)}$$

Avec : B_r : Section réduite du béton

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

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

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement λ_g .

A_s : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

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

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

Avec $l_f = 0.7 \times l_0$

l_f : longueur de flambement.

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) \text{ avec : } \left\{ \begin{array}{l} a : \text{ largeur de la section nette} \\ b : \text{ hauteur de la section nette} \end{array} \right.$$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section	L_0	l_f	λ	α	A_s	B_r	N_{ul}	N_{max}
	(cm ²)	(cm)	(cm)			(cm ²)	(cm ²)	(KN)	(KN)
Sous-sol	50×50	306	214.2	14.84	0.820	24.13	2304	3507,68	1861.6
RDC	50×50	400	280	19.40	0.801	24.13	2304	3423,46	1597.4
1 ^{er} , 2 ^{ème} étages.	45×45	306	214.2	16,489	0,814	17.47	1849	2791,70	1294
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étages.	40×40	306	214.2	18,550	0,805	15.39	1444	2156,37	979.7
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	35×35	306	214.2	21,200	0,792	10.68	1089	1599.92	675.41
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étages et comble.	30×30	306	214.2	24,734	0,773	9.05	784	1124,44	389.27

Tab V.5 : Vérification du flambement des poteaux.

On voit bien que $N_{max} < N_u$ pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes de compression :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

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

$$v' = h - v \text{ et } d = 0.9 \times h$$

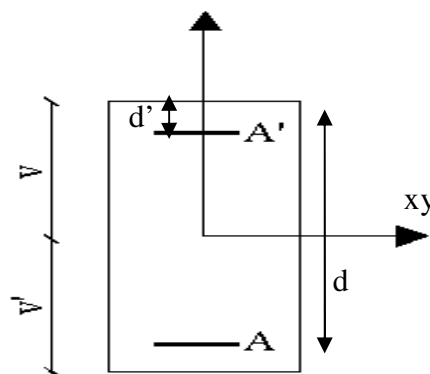


Fig. V.2: Section d'un poteau.

$$S = B = b \times h + (15 \times A_s)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Sous-sol et RDC	50×50	45	24.13	27.53	22.47	0,0064	1052.35	6.87	3,97	15
1 ^{er} , 2 ^{ème} étages	45×45	40.5	17.47	24.56	20.44	0.0041	940.09	2.46	4.255	15
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étages	40×40	36	15.39	22.02	17.98	0.0026	704,45	4.04	4.18	15
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	35×35	31.5	10.68	19.12	15.88	0.0015	490,94	3.45	3.97	15
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et comble	30×30	27	9.05	16.57	13.42	0.0008	283,39	3.3	3.39	15

Tab V.6 : Vérification des contraintes dans le béton

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA99/version 2003 (Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	l _r (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)
Sous-sol	50×50	2.142	4.284	0.04	45	213.75	0.95	1.00
RDC	50×50	2.80	5.6	0.075	45	161.33	0.717	1.875
1 ^{er} , 2 ^{ème} étages	45×45	2.142	4.76	0.04	40.5	102.95	0.564	1.00
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étages	40×40	2.142	5.355	0.075	36	82.06	0.569	1.875
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	35×35	2.142	6.12	0.075	31.5	67.42	0.611	1.00
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étages et comble.	30×30	2.142	7.14	0.075	27	67.65	0.835	1.00

Tab V.7 : Vérification des sollicitations tangentes.

V.2.5. Dispositions constructives :

- **Longueur des crochets des armatures transversales**

$$L = 10 \times \phi_t$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow L = 8 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 \quad \text{il faut que : } L_r > h'$$

$$\text{On adopte : } L_r = 80 \text{ cm.}$$

▪ **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

Les dimensions de la zone nodale sont données comme suit :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2h$$

Pour les paramètres (h') et (l') voir paragraphe (II.1.a).

- RDC: $l' = 2 \times 50 = 100\text{cm}$
 $h' = \max(66.66; 50; 50; 60\text{cm}) = 70\text{cm}$
- Les autres étages:
 $l' = 90\text{cm}$.
 $h' = 60\text{cm}$.

V.2.6. Schémas de ferrailage des poteaux :

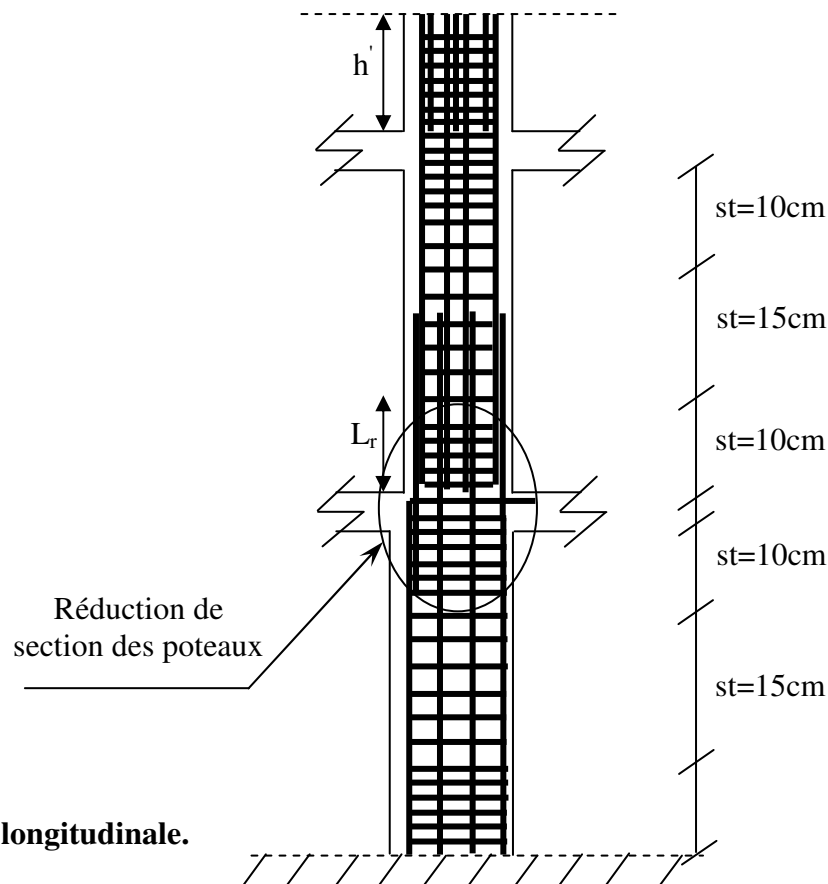
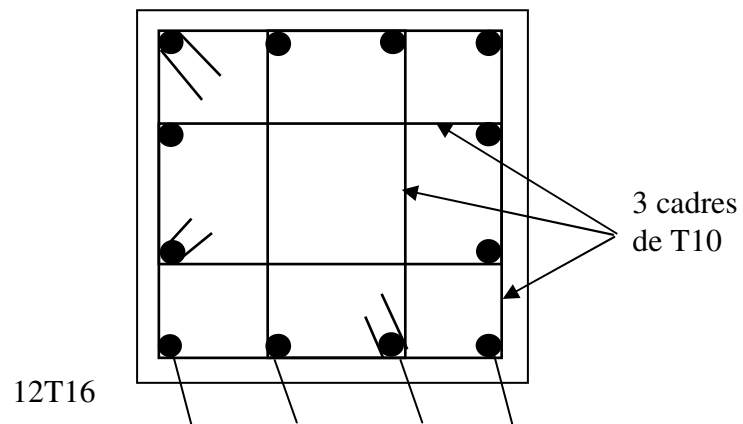
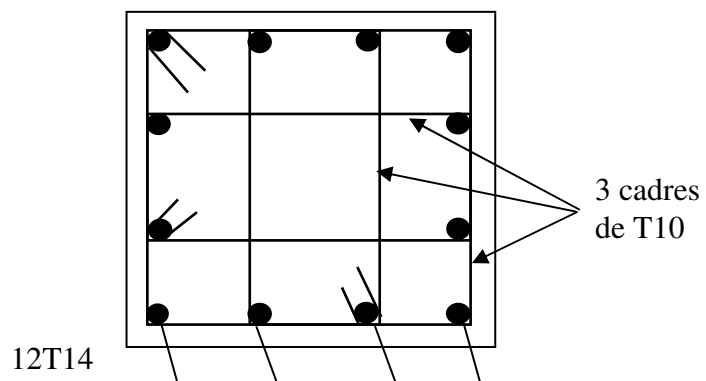


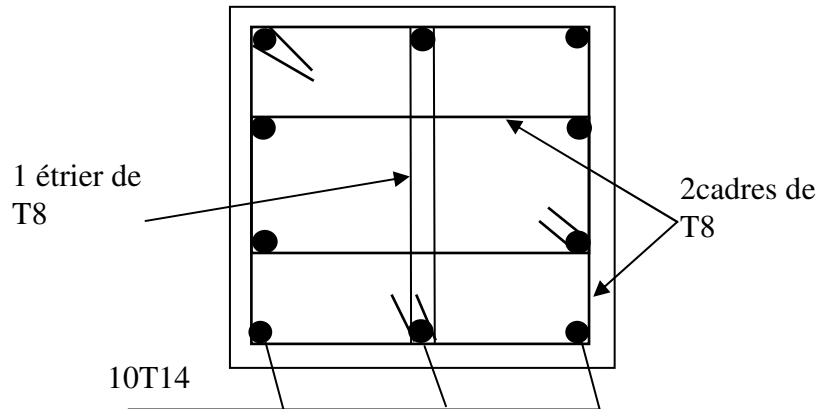
Fig. V.3 : coupe longitudinale.



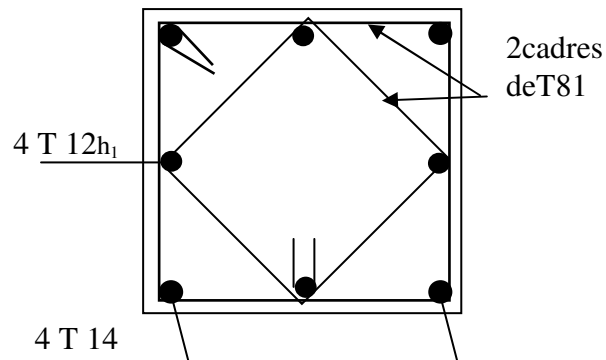
Poteaux sous-sol et RDC (50×50) cm².



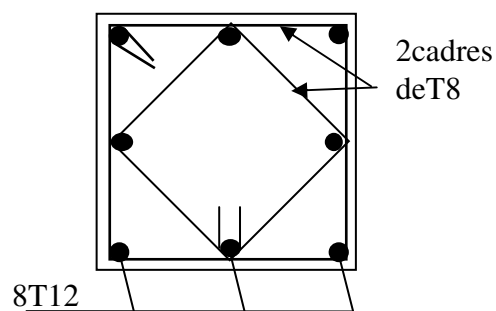
Poteaux 1^{er} et 2^{ème} étages (45×45) cm².



Poteaux 3^{ème} et 4^{ème} étage (40×40) cm².



Poteaux 5^{ème} et 6^{ème} étage (35×35) cm²



Poteaux 7^{ème} et 8^{ème} étage et comble (30×30)cm².

Tableau V.8.Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3 Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales et les poutres secondaires, après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL99**.

Les recommandations du RPA99

a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$. : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.

- La valeur du diamètre ϕ_t est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.1 Ferrailage des poutres :

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du **RPA 99**.

V.3.2 Les sections minimales et maximales préconisées par le RPA99V2003

Type de poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone courante	z. recouvrement
Principale	30×40	6	48	72
Secondaire	30×30	4.5	36	54

Tableau V.9 : Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99.

V.3.3. Sollicitations de calculs :

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	V(KN)	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	V(KN)
Sous sol	61.69	85.1	290.73	42.93	50.25	52.27
RDC et 1 ^{er} étage	64.64	87.64	303.64	58.71	61.39	94.17
Etages courants	60.92	74.39	106.31	37.92	38.87	50.08
Terrasse accessible	39.53	53.95	77.06	34.48	31.54	52.27

Tableau V.10 : Les sollicitations les plus défavorables.

Le calcul des poutres de différent niveau est résumé dans le tableau ci-dessous

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ado} (cm ²)
Sous-sol	Principales	(30*40)	Appuis	7.069	6	3HA14+3HA12=8.01
			travées	5.25		3HA14+3HA12=8.01
	Secondaires	(30*30)	Appuis	5.74	4.5	3HA16=6.03
			travées	4.83		3HA16=6.03
RDC	Principales	(30*40)	Appuis	7.30	6	3HA14+3HA12=8.01
			travées	6.83		3HA14+3HA12=8.01
	Secondaire	(30*30)	Appuis	6.18	4.5	3HA16=6.03
			travées	5.002		3HA16=6.03

Etages courants	Principales	(30*40)	Appuis	6.11	6	3HA14+3HA12=8.01
			travées	4.93		3HA14+3HA12=8.01
	Secondaires	(30*30)	Appuis	4.34	4.5	3HA16=6.03
			travées	4.23		3HA16=6.03
Terrasse accessible	Principales	(30*40)	Appuis	4.34	6	3HA16=6.03
			travées	3.13		3HA16=6.03
	Secondaires	(30*30)	Appuis	3.47	4.5	3HA14=4.62
			travées	3.82		3HA14=4.62

Tableau V.11 : Armatures longitudinales des poutres

- **Longueur de recouvrement**

Soit L_r la longueur de recouvrement Telle que : $L_r \geq 40 \times \phi$

$$\begin{cases} \phi_l = 20\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 80\text{cm}, \text{ Soit : } L_r = 80\text{cm} ; \phi_l = 16\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 64\text{cm}, \text{ Soit : } L_r = 65\text{cm} \\ \phi_l = 14\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 56\text{cm}, \text{ Soit : } L_r = 60\text{cm} ; \phi_l = 12\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 48\text{cm}, \text{ Soit : } L_r = 50\text{cm} \end{cases}$$

b) Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

- **Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(16; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(16; 1; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(12; \frac{30}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(12; 0.85; 4)$$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

c) Calcul des espacements des armatures transversales :

- Selon leBAEL91 (Article H.III.3)

$$S_t \leq \text{Min} (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) \text{ avec : } S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 78.5\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq 40\text{cm} ; S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 45\text{cm}$$

- Selon le **RPA 99**

Zone nodale : $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12 \times \phi; 30cm) \Rightarrow S_t \leq 10cm$; soit $S_t = 10cm$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 20cm$; soit $S_t = 15cm$

d) Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35cm^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$\begin{cases} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t,28} / f_e = 1,52 cm^2 \\ \text{Poutres secondaires} \rightarrow A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t,28} / f_e = 1,34 cm^2 \end{cases}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}, \text{FPN} : \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = \min(0,13f_{c,28} ; 4MPa) = 3,25 MPa$$

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	303.15	2.80	Vérifiée
Poutres secondaires	94.17	1.16	Vérifiée

Tableau V.12 Vérification de l'effort tranchant

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

- en appui de rives : $A_t \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

- en appui intermédiaires : $A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	A_t (cm ²) Appui	Vu (KN)	Ma (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
Principale	8.01	303.15	87.64	8.71	0.93	Vérifiée
Secondaires	6.03	94.17	62.48	1.79	-1.21	Vérifiée

Tableau V.13 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

V.3.4.Vérification à l'ELS :

- **État limite de compression du béton**

Poutres	Elément	M_{ser} (KN.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Principales	Appui	62.65	18.26	179575.43	9,46	15	<i>vérifiée</i>
	Travée	28.53	9.38	148799.35	5.23	15	<i>vérifiée</i>
Secondaires	Appui	28.32	9.63	47023.16	5.57	15	<i>vérifiée</i>
	Travée	38.48	11.32	47023.16	6.68	15	<i>vérifiée</i>

Tableau V.14 Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.

- **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

- ✓ **Poutres principales**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \quad \frac{40}{455} = 0.0879 \geq \frac{1}{16} = 0.063 \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \Rightarrow \frac{40}{455} = 0.0879 \geq \frac{0.75}{10} = 0.075 \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{A}{b \times D} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \quad \frac{8.04}{36 \times 30} = 0.0074 \leq \frac{4,2}{f_e} = ..0.01 \dots\dots\dots(3)$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- ✓ **Poutres secondaires**

$$\frac{30}{350} = 0.0857 \geq \frac{1}{16} = 0.063 \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{30}{350} = 0.0857 \geq 0.074 \dots\dots\dots(2) \Rightarrow \quad \phi$$

$$\frac{8.04}{36 \times 30} = 0.0074 \leq \frac{4,2}{f_e} = ..0.01 \dots\dots\dots(3)$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.5.Vérification des zones nodales :

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, que sont les nœuds , afin d'assurer un minimum de

confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majoration de 1,25, c.à.d. : ça consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e| \text{ RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

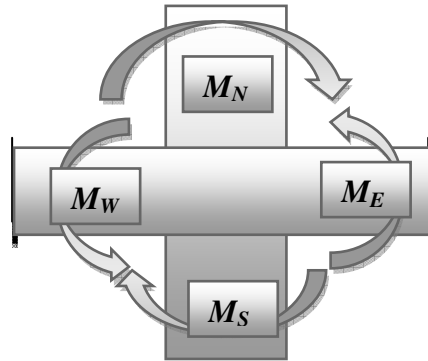


Figure V.4. Les moments dans zone nodale.

- **Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres :**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \text{ Avec :}$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}, z = 0,90 \times h \text{ (h : La hauteur totale de la section du béton).}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
50*50	45	24.13	377.87
45*45	40.5	17.47	246.22

40*40	36	15.39	192.80
35*35	31.5	10.68	117.07
30*30	27	9.05	85.03

Tableau V.15 Moment résistant dans les poteaux :

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
VIDE SANITAIRE	<i>P.P (30×40)</i>	36	8.01	100.72
	<i>P.S (30×30)</i>	27	6.16	57.87
RDC	<i>P.P (30×40)</i>	36	8.01	100.72
	<i>P.S (30×30)</i>	27	6.16	57.87
Etages courants	<i>P.P (30×40)</i>	36	8.01	100.72
	<i>P.S (30×30)</i>	27	8.01	75.54
Terrasse accessible	<i>P.P (30×40)</i>	36	8.01	100.72
	<i>P.S (30×40)</i>	27	6.16	57.87

Tableau V.16 Moment résistant dans les poutres.**V.3.5.2Vérification :**

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$ sont donnés dans le tableau suivant :

Niveaux	Poutre	M _S (KN.m)	M _N (KN.m)	M _W = M _E (KN.m)	M _N +M _S (KN.m)	1.25 (M _W +M _E) (KN.m)	Vérification
Entresol	<i>PP</i>	377.87	377.87	100.72	755.87	251.8	<i>Vérifier</i>
	<i>PS</i>			57.87		144.67	<i>Vérifier</i>
R D C	<i>PP</i>	377.87	246.22	100.72	624.09	251.8	<i>Vérifier</i>
	<i>PS</i>			57.87		144.67	<i>Vérifier</i>
1 ^{ère} étage	<i>PP</i>	246.22	246.22	100.72	492.44	251.8	<i>Vérifier</i>
	<i>PS</i>			75.54		144.67	<i>Vérifier</i>
2 ^{ème} étage	<i>PP</i>	246.22	192.80	100.72	439.2	251.8	<i>Vérifier</i>
	<i>PS</i>			75.54		144.67	<i>Vérifier</i>
3 ^{ème} étage	<i>PP</i>	192.80	192.80	100.72	385.6	251.8	<i>Vérifier</i>
	<i>PS</i>			75.54		144.67	<i>Vérifier</i>
4 ^{ème} étage	<i>PP</i>	192.80	117.07	100.72	309.8	251.8	<i>Vérifier</i>
	<i>PS</i>			75.54		144.67	<i>Vérifier</i>

5 ^{ème} étage	PP	117.07	117.07	100.72	234.14	251.8	Vérifier
	PS			75.54		144.67	Vérifier
6 ^{ème} étage	PP	117.07	85.03	100.72	202.1	251.8	Vérifier
	PS			75.54		144.67	Vérifier
7 ^{ème} étage	PP	85.03	85.03	100.72	170.06	251.8	Vérifier
	PS			75.54		144.67	Vérifier
8 ^{ème} étage	PP	85.03	43.40	100.72	128,43	251.8	Vérifier
	PS			43.40		144.67	Vérifier

Tableau V.17. Vérification de la zone nodale.

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres, donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les Poteaux.

- **Exemple de ferrailage d'une poutre principale du RDC :**

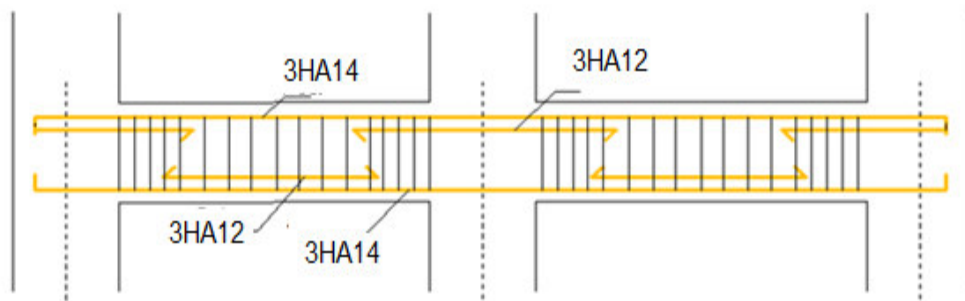


Figure V.5. Disposition constructive des armateurs dans les poutres.

V.2.7. Schéma de ferrailage des poutres :

TERRASSE ACCESSIBLE		
	En travée	En appui
PP		
PS		

AUTRE ETAGE		
	En travée	En appui
PP		
PS		

Tableau V.18.Schéma de ferrillage des poutres secondaires.

V.4 ETUDE DES VOILES :

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, il est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant. On peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivantes :

- $1.35G+1.5Q$.
- $G+Q \pm E$.
- $0,8G \pm E$.

V.4.1. Recommandation du RPA :

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliquées :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

a) Armatures verticales :

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min}=0.2 \times L_t \times e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

c) Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d) Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15 \% b \times h \dots \dots \dots \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10 \% b \times h \dots \dots \dots \text{dans la zone courante.}$$

- $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement : $S_t = \min(1.5 \times e; 30cm)$. ;

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

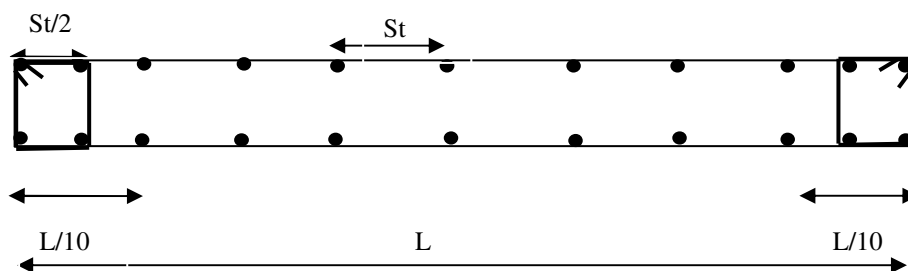


Figure V.6 Disposition des armatures dans les voiles.

V.4.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ROBOT ; les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

❖ Sens x-x' :

Niveau	<i>Nmax→Mcor</i>		<i>Mmax→Ncor</i>		<i>Nmin→Mcor</i>		V_d (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	128.82	37.8	219.53	-161.68	-580.26	20.39	198.22
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	30.54	12.68	176.47	-52.62	-513.13	8.91	240.09
3,4 et 5 ^{ème} étage	0.23	14.06	214.44	-26.23	-325.12	12.8	292.56
6,7,8 ^{ème} étage	29.65	23.62	258.71	-73.52	-273.26	11.65	143.03

Tab V.19 : Sollicitations max dans les voiles V_{x1} , V_{x4} et V_{x5} de L=1m.

Niveau	<i>Nmax→Mcor</i>		<i>Mmax→Ncor</i>		<i>Nmin→Mcor</i>		V_d (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	94.38	100.14	438.54	-746.86	-782.23	41.01	330.72
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	37.49	23.45	237.78	-478.95	-688.59	15.48	205.17
3,4 et 5 ^{ème} étage	27.04	13.89	165.73	-429.68	-548.71	3.66	231.16
6,7,8 ^{ème} étage	26.3	29.13	128.33	-256.36	-375.41	46.39	184.28

Tab V.20 : Sollicitations max dans le voile V_{x2} de L=1.75m.

Niveau	<i>Nmax→Mcor</i>		<i>Mmax→Ncor</i>		<i>Nmin→Mcor</i>		V_d (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	76.27	237.62	868.81	-1063.6	-1063.6	868.81	406.42
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	39.24	160.74	704.22	-396.17	-896.21	36.64	369.15
3,4 et 5 ^{ème} étage	37.45	78.88	454.6	-547.68	-716.12	18.18	248.15
6,7,8 ^{ème} étage	29.06	15.69	169.06	-268.29	-457.86	3.19	207.36

Tab V.21 : Sollicitations max dans les voiles V_{x3} de L=2.55m :

Niveau	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>		<i>V_d</i> (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	291.3	144.66	1136.47	-812.9	-1677.86	46.23	537.18
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	132	26.96	727.29	-1239.63	-1469.54	59.98	432.41
3,4 et 5 ^{ème} étage	19.64	23.27	360.17	-912.67	-1188.71	41.03	319.44
6,7,8 ^{ème} étage	33.22	4.54	200.66	-278.81	-703.21	194.15	392.99

Tab V.22 : Sollicitations max dans le voile V_{x6} de $L=2.8m$.❖ Sens $y-y'$:

Niveau	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>		<i>V_d</i> (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	274.47	122.23	444.33	-203.93	-407.35	152.18	455.32
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	36.52	4.49	242.74	-63.36	-500.76	10.14	327.37
3,4 et 5 ^{ème} étage	7.44	67.83	255.59	-43	-414.45	0.78	346.86
6,7,8 ^{ème} étage	45.83	29.19	222.33	-35.26	-275.59	0.77	-295.9

Tab V.23 : Sollicitations max dans les voiles V_{y1} , V_{y2} , V_{y3} , V_{y4} de $l=1m$:

Niveau	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>		<i>V_d</i> (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	240.69	72.17	397.65	-318.79	-1062.49	2.36	360.63
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	99.31	28.85	258.42	-118.05	-764.42	4.66	362.83
3,4 et 5 ^{ème} étage	7.76	67.19	267.47	-41.16	-466.78	5.01	383.81
6,7,8 ^{ème} étage	49.05	3.56	239.64	-36.77	-250.71	58.52	319.93

Tab V.24 : Sollicitations max dans le voile V_{y5} de $L=1.2m$:

V.4.3 Calcul du Ferrailage :

- **Armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales (longitudinales) se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section de (e×L) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{max} \rightarrow N$ correspondant

$$d = 0.9 L ; \quad d' = 0.1 L$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times L \times e$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times e \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A = \max(A^{cal}, A_{min}^{RPA}, A_{min}^{BAEL})$$

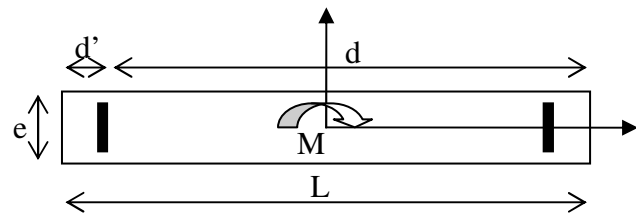


Fig. V.7 : Schéma d'un voile pleine

- **Armatures horizontales :**

On fixe St et on calcul A_t avec la formule suivante :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}, \quad K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage)} ; \alpha = 90^\circ$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$$

- **La longueur de recouvrement :**

$$L_r = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots \text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi & \dots\dots\dots \text{zone comprime sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

- **Diamètres des barres :**

$\phi < e/10$ zone courante.

- **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

$A_v \text{ cal /face}$: Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_v \text{ min/face}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

$A_v \text{ ado /face}$: Section d'armature verticale adoptée par face.

$N^{\text{barre}}/\text{face}$: nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement (il ya deux espacements l'un aux deux extrémités du voile sur une longueur $L/10$ et l'autre au milieu du voile).

$A_h \text{ min/face/ml}$: Section d'armature horizontale minimale pour 1mètre linéaire.

$A_h \text{ cal/face/ml}$: Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

$A_h \text{ ado/face}$: Section d'armature horizontale adoptée pour 1mètre linéaire.

$N^{\text{barre}}/\text{face/ml}$: nombre de barres adoptées pour 1mètre linéaire.

❖ **Sens x-x' :**

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} Etage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7 et 8 ^{ème} étage
Section (m²)	0.20*1.00	0.15*1.00	0.15*1.00	0.15*1.00
M(KN)	219.53	8.91	12.8	11.65
N(KN)	-161.68	-513.13	-430.15	-273.26
Section	S.P.C	S.E.T	S.P.C	S.E.T
V (KN)	198.22	240.09	292.56	343.03
τ(MPa)	1.542	2.40	2.056	2.49
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$(MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	9.325	7.76	5.226	4.431
A_v^{min} (cm²)	3	3	2.25	3
A_v^{adop} (cm²)	10.05	7.70	7.70	5.65
N^{bre} /par face	5HA16	5HA14	5HA14	5HA12
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm²)	2.82	2.33	1.93	2.33
A_h^{min} (cm²)	0.6	0.6	0.6	0.6

A_h^{adop} (cm ²)	3.93	3.93	3.93	3.93
N^{bre} /par Plan	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
S_t (cm)	20	20	20	20

Tab V.25 : Ferrailage des voiles pleins V_{x1}, V_{x4} et V_{x5} dans tous les niveaux :

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} Etage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2*1.75	0.15*1.75	0.15*1.75	0.15*1.75
M(KN)	438.54	15.48	3.66	46.39
N(KN)	-746.86	-688.59	-548.71	-375.41
section	S.P.C	S.E.T	S.E.T	S.E.T
V (KN)	330.72	205.17	231.16	184.28
τ (MPa)	3.034	3.557	1.216	1.37
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	11.89	12.255	7.978	6.54
A_v^{min} (cm ²)	2.25	5.25	5.25	5.25
A_v^{adop} (cm ²)	12.30	12.32	9.04	9.04
N^{bre} /par face	8HA14	8HA14	8HA12	8HA12
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	2.84	3.34	3.34	1.28
A_h^{min} (cm ²)	0.45	4.885	4.885	4.885
A_h^{adop} (cm ²)	3.95	5.65	5.65	5.65
N^{bre} /par plan	5HA10	5HA12	5HA12	5HA12
S_t (cm)	20	20	20	20

Tab V.26 : Ferrailage du voile plein V_{x2} dans tous les niveaux :

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} Etage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2*2.55	0.15*2.55	0.15*2.55	0.15*2.55
M(KN)	868.81	36.64	18.18	3.19
N(KN)	-1063.6	-896.21	-716.12	-457.86
section	S.P.C	S.E.T	S.E.T	S.E.T
V (KN)	406.42	369.15	248.15	207.36
τ (MPa)	1.216	2.9	1.5	1.01
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5

A_v^{cal} (cm ²)	18.659	13.53	10.6	6.92
A_v^{min} (cm ²)	3.938	7.65	7.67	7.65
A_v^{adop} (cm ²)	20.00	14.69	11.30	11.30
N^{bre} /par face	13HA14	13HA12	10HA12	10HA12
S_t (cm)	20	20	25	25
A_h^{cal} (cm ²)	1.14	2.72	1.41	0.95
A_h^{min} (cm ²)	0.45	4.885	4.885	4.885
A_h^{adop} (cm ²)	3.16	5.65	5.65	5.65
N^{bre} /par plan	4HA10	5HA12	5HA12	5HA12
S_t (cm)	25	20	20	20

Tab V.27 : Ferrailage de voile plein V_{x3} dans tous les niveaux :

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} Etage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2*2.8	0.15*2.8	0.15*2.8	0.15*2.8
M(KN)	46.23	59.98	41.03	194.15
N(KN)	-1677.86	-1469.54	-1188.71	-703.21
Section	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T
V (KN)	537.18	432.41	319.44	393
τ (MPa)	1.492	1.602	1.18	1.45
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	24.83	22.048	17.72	13.084
A_v^{min} (cm ²)	6	8.4	8.4	8.4
A_v^{adop} (cm ²)	26.18	23.10	18.48	13.57
N^{bre} /par face	17HA14	15HA14	12HA14	12HA12
S_t (cm)	18	20	25	25
A_h^{cal} (cm ²)	1.87	1.5	1.11	1.36
A_h^{min} (cm ²)	4.885	6.435	6.435	6.435
A_h^{adop} (cm ²)	5.65	6.72	6.72	6.72
N^{bre} /par plan	5HA12	6HA12	6HA12	6HA12
S_t (cm)	20	15	15	15

Tab V.28 : Ferrailage du voile plein V_{x6} dans tous les niveaux :

❖ Sens y-y' :

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} Etage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2*1.00	0.15*1.00	0.15*1.00	0.15*1.00
M(KN)	152.18	10.14	0.78	222.33
N(KN)	-807.35	-500.76	-414.45	-35.26
Section	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.P.C
V (KN)	455.32	327.37	346.86	295.9
τ (MPa)	3.541	0.8	3.59	3.069
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	9.63	7.63	6.00	7.74
A_v^{min} (cm ²)	3	3	3	2.25
A_v^{adop} (cm ²)	10.05	7.70	7.70	7.70
N^{bre} /par face	5HA16	5HA14	5HA14	5HA14
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	4.43	3.18	3.37	2.88
A_h^{min} (cm ²)	0.6	5.30	5.30	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	5.65	5.65	5.65	4.52
N^{bre} /par plan	5HA12	5HA12	5HA12	4HA12
S_t (cm)	20	20	20	25

Tab V.29 : Ferrailage des voiles pleins $V_{y1}, V_{y2}, V_{y3}, V_{y4}$ dans tous les niveaux :

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} Etage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2*1.2	0.15*1.2	0.15*1.2	0.15*1.2
M(KN)	2.36	258.42	5.01	36.77
N(KN)	-1062.49	-118.05	-466.78	-239.64
Section	S.E.T	S.P.C	S.E.T	S.P.C
V (KN)	360.63	362.83	383.81	319.93
τ (MPa)	2.34	3.13	2.33	3.136
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	11.86	8.57	6.89	6.70
A_v^{min} (cm ²)	4.80	2.25	3.6	2.70
A_v^{adop} (cm ²)	12.3	9.24	6.78	6.78

N^{bre} /par face	8HA14	6HA14	6HA12	6HA12
S_t (cm)	15	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	2.92	2.94	2.92	2.94
A_h^{min} (cm ²)	4.23	0.45	6.30	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	5.65	4.52	6.78	3.95
N^{bre} /par plan	5HA12	4HA12	6HA12	5HA10
S_t (cm)	20	25	15	20

Tab V.30 : Ferrailage du voile plein V_{y5} dans tous les niveaux :

V.4.5. Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC comme exemple, et se sera idem pour les autres.

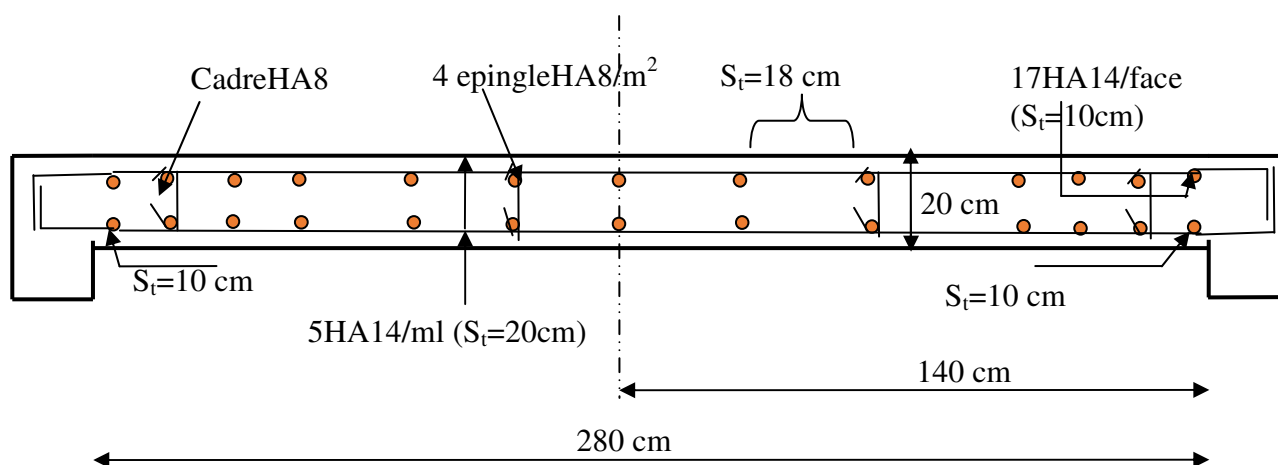


Fig. V.8 : Schéma de ferrailage du voile V_{x6} de RDC

V.5.Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons déterminé les différentes sollicitations dans les éléments structuraux, à savoir les poteaux, voiles, poutres, afin de les ferrailer.

De l'étude des éléments structuraux, on peut conclure que le ferrailage du RPA est majoritaire.

Pour que l'interaction soit vérifiée on a augmenté les sections des poteaux.

Nous passons enfin au dernier chapitre qui est l'étude de l'infrastructure.

Chapitre VI
Etude des fondations

VI.1.Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges.

VI.2.Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1,6 bar à une profondeur de 3,4 m. le sol de classe S_3

- * D'après *RPA99 (Article 10.1.4.1)* les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$* \quad G + Q \pm E \quad ; \quad 0.8 \times G \pm E$$

VI.2.1.Le choix de fondation :

Calcul de la surface du radier :

$$S_{calculé} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{35629.54}{160} = 222.68m^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 334m^2$.

On voit bien que $S_{cal} = 66.7\% S_{bâtiment}$, d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier général sans débord.

- **Radier général :**

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé

VI.2.2. Pré dimensionnement :

- **Condition de coffrage :**

h_r : hauteur des nervures.

h_t : hauteur de la dalle.

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{455}{20} = 22.75cm \Rightarrow h_r = 35cm$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{4.55}{10} = 45.5cm \Rightarrow h_t = 65cm$$

- **La condition de raideur (rigidité) :**

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$; avec $l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$

l_e : Longueur élastique.

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur $1ml$.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K=4\text{Kg/cm}^3$

$$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2.$$

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12}; h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$\Rightarrow I = 0,022m^4 ; \quad h_t = 0.65m.$$

$$L_e = 2.89m$$

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$$h_t = 0.65m \text{ Pour les nervures du radier.}$$

$$h_r = 0.35m \text{ Pour le radier.}$$

▪ **La surface du radier :**

$$S_{rad} \geq 222.68m^2.$$

On a la surface du bâtiment est $S_{bât} = 334m^2$.

donc : Donc on adopte : $S_{rad} = S_{bât} = 334m^2$.

VI.2.4. Vérifications nécessaires :

a) Vérification au poinçonnement :

b) Il faut vérifier que : $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **(CBA93 article A.5.2.4.2)**

c) N_U : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

d) U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

e) $U_c = 2 \times (A + B)$

f) $\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A = 50 + 65 \Rightarrow A = 115cm \\ B = 50 + 65 \Rightarrow B = 115cm \end{cases}$

g) Après le calcul on trouve $U_c = 4.6m$ ce qui donne :

$$N_U = 2062.56 < 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow 0.045 \times 4.6 \times 0.65 \times \frac{25}{1.15} = 2925KN \dots \text{c'est vérifié}$$

h) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa.$$

On considère une bonde de 1m de largeur, et de 4.55m de longueur, $d = 0.9 \times h_r = 0.315m$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S} \times b = \frac{48832.09 \times 4.55}{2 \times 334} \times 1 = 332.61KN.$$

$$\tau_u = \frac{332.61}{1 \times 0.315} = 1.055MPa \leq 2.5MPa.$$

i) Vérification des contraintes dans le sol :

La formule suivante doit être vérifiée : $\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$.

➤ Dans le sens x-x :

$$N_u = 48832,1 \text{ KN} \text{ et } M_x = 68329.58 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{6 \times e}{l_x} = 146.67 \text{ KN/m}^2; \sigma_2 = 145.72 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 146.43 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol}.$$

➤ Dans le sens y-y :

$$N_u = 48832,1 \text{ KN} \text{ et } M_y = 41591.69 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{6 \times e}{l_x} = 146.36 \text{ KN/m}^2; 146.03 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 146.27 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol}.$$

j) Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$ *RPA99 (Article 10.1.5)*

➤ Suivant x-x :

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{68329.58}{48832,1} = 1.4 \text{ m} ; \frac{B}{4} = \frac{17.7}{4} = 4.42 \text{ m} \dots\dots \text{ c'est vérifiée}$$

➤ Suivant y-y :

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{41591.69}{48832,1} = 0.85 \text{ m} ; \frac{B}{4} = 5.5 \text{ m} \dots\dots \text{ c'est vérifiée}$$

VI.2.5. Ferrailage :

- **La dalle du radier**

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée nervurée en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus

défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension $l_x = 3.2m$ et $l_y = 4.25m$

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,35 = 8.75 \text{ KN / m}^2 \text{ (} G_0 \text{: le poids propre du radier)}$$

a) Calcul des sollicitations

▪ Calcul a l'ELU

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35G_0 = \frac{48832.1}{334} + 1,35 \times 8.75 \Rightarrow q_u = 158.016 \text{ KN / m}^2.$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 = \frac{35629.54}{334} + 8.75 \Rightarrow q_{ser} = 115.42 \text{ KN / m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.752 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\bullet \text{ A L'ELU : } \rho = 0.75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{cases} [2]$$

$$\text{Sens x-x' : } M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 100,48 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y' : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 51.29 \text{ KNm}$$

-En travée

$$\text{Sens x-x' : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 85,40 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y' : } M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 43.6 \text{ KNm}$$

-En appui

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 47.67 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 25.93 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \text{ A L'ELS : } \rho = 0.75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.6447 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x' : } M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 80.84 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y' : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 52.11 \text{ KNm}$$

-En travée

$$\text{Sens x-x' : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 68.71 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y' : } M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 44.29 \text{ KNm}$$

-En appui

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 40.42 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 26.05 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h = (1 \times 0,35) \text{ m}^2$

		μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A (cm^2/ml) adopté
Sens x.x	Travée	0.057	0,073	0,315	7.784	5T16 = 10.05
	appui	0,0333	0,0426	0,319	4.52	5T12 = 5.65
Sens y.y	Travée	0,0291	0,0369	0.320	3.91	5T14 = 7.7
	appui	0.0171	0.0216	0.322	2.28	5T12 = 5.65

Tableau.VI. 1. Résumé des résultats du ferrailage.

- **Espacement des barres**

$$\text{Sens x-x} : S_t \leq \min(3 \times h_0; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y} : S_t \leq \min(4 \times h_0; 45) = 45 \text{ cm} ; \text{ Soit : } S_t = 20 \text{ cm dans les deux sens.}$$

- **Vérification à l'ELU**

- **Condition de non fragilité**

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \max(\rho_0 \times b \times h_0; \frac{A_t^x}{4}) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} h_0 = e = 35 \text{ cm} \\ ; b = 100 \text{ cm} \\ \rho = 0.75 \end{array}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = 3.15 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 2.8 \text{ m}^2 / \text{ml} \end{array} \right. \Rightarrow A_{\min}^x > A_{\min}^y \dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$-V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} \Rightarrow V_y = 243.93 \text{ KN};$$

$$\tau_u = \frac{243.93}{1 \times 0.35} \Rightarrow \tau_u = 0.77 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \text{verifier}$$

$$-V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 168.54 \text{ KN}; \tau_u = \frac{168.54}{1 \times 0.35} \Rightarrow \tau_u = 0.481 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

b) Vérification à l'ELS

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}. \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M _t	68.71	10.7	491.93	15	240
	M _a	40.42	6.29	291.36	15	240
y-y	M _t	44.30	6.89	265.84	15	240
	M _a	26.06	4.058	171.63	15	240

Tableau.VI. 2 : Vérification des contraintes du radier

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendu A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service $\bar{\sigma}_s$.

La méthode de calcul à suivre est celle de **(BAEL E.III.3.a)**

$$\lambda = 1 + \frac{30 \times M_s}{b \times d^2 \times \sigma_s}; \quad \cos \varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}}; \quad \alpha = 1 + 2 \times \sqrt{\lambda} \times \cos\left(240^\circ + \frac{\varphi}{3}\right)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \times \frac{\alpha}{1 - \alpha} < 0.6 f_{c28}; \quad A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2 \times \sigma_s}.$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant:

		M (KN)	λ	$\varphi(^{\circ})$	α	σ_{bc} (MPa)	A (cm ² /ml) adopté	S _t
Sens x.x	Travé	68.71	1.095	29.28	0.276	5.7	5T20 = 15.71	20
	appui	40.42	1.056	22.85	0.217	4.16	5T16 = 10.05	20
Sens y.y	Travé	44.30	1.061	23.88	0.227	4.4	5T16 = 10.05	20
	appui	26.06	1.036	18.49	0.177	3.33	5T14 = 7.07	20

Tableau.VI. 3 résumé des résultats de ferrailage à l'ELS du radier.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant:

Sen s	Moment s	Valeurs (KN.m)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} Mpa	σ_s Mpa	observation
x-x	M _t	68.71	6.2	59817	7.2	198.05	vérifiée
	M _a	40.42	6.27	59817	4.23	167.06	vérifiée
y-y	M _t	44.30	10.7	5872.1	4.64	108.13	vérifiée
	M _a	26.06	6.9	3016.9	2.73	212.67	vérifiée

Tableau.VI. 4 Vérification des contraintes du radier.

VI.2.6. Schéma de ferrailage

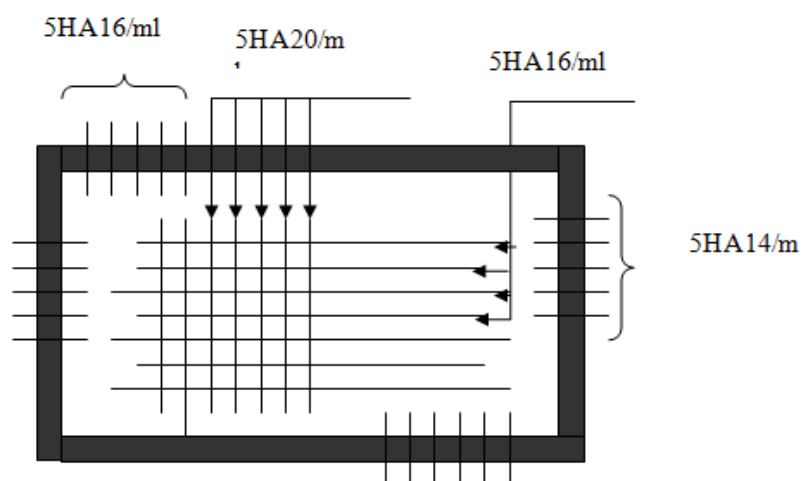


Fig.VI.1 : Schéma de ferrailage de la dalle de radier

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant:

VI.3. Etude des nervures

Les nervures sont des poutres de section en (Té), elles sont calculées à la flexion simple.

a) Les sollicitations sur les nervures

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties. le calcul des sollicitations se fait par la méthode de Caquot. On à $\rho = 0.75 > 0.4 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- **Les charges triangulaires :** $p = \frac{q_u \times l_x}{3}$; avec p est la charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire
- **Les charges trapézoïdales :** p charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire. $q_u = 126.35 \text{ KN/m}^2$
- **Moments aux appuis** $(1 - \frac{\rho^2}{3}) \times (\frac{q_u \times l_x}{2})$; avec p est la charge équivalente produisant le même mom $M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$; avec :

Les longueurs fictives :

$$l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0,8l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

• Moment en travée

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

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

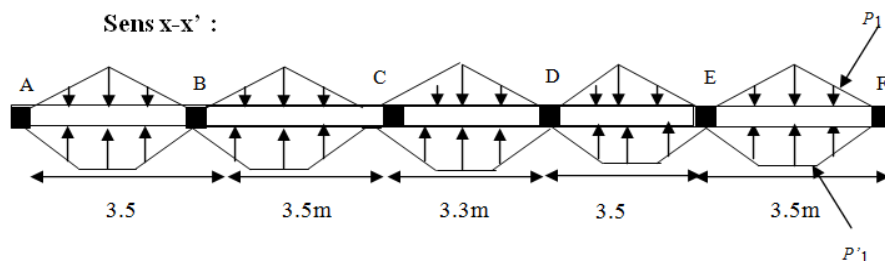


Fig. VI.2 :Sollicitations sur les nervures longitudinales x-x'

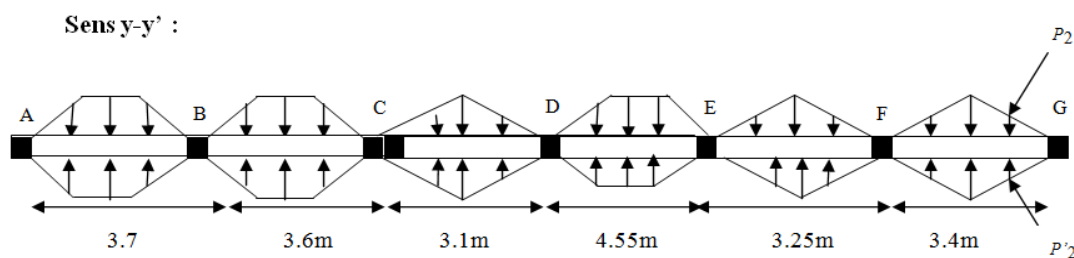


Fig. VI.3 :Sollicitations sur les nervures longitudinales y-y'.

• Sens longitudinal X-X

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN/m)		x (m)	M_t	V
				M_g	M_d			
A-B	3.5	3.5	193.11	-44.35	-178.12	1.55	188.25	376.16
B-C	3.5	2.8	193.11	-178.12	-166.86	1.76	123.44	341,14
C-D	3.3	2.64	188.94	-166.86	-166.86	1.65	90.33	311.75
D-E	3.5	2.8	193.11	-166.86	-178.12	1.73	116.85	333.86
E-F	3.5	2.8	193.11	-178.12	-44.35	1.95	181.95	368.86

Tableau.VI. 5 : Sollicitations de la nervure principale a ELU

• Sens transversal x-x

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN/m)		x (m)	M_t
				M_g	M_d		
A-B	3.5	3.5	140.97	-32.38	-170.66	1.47	119.88
B-C	3.5	2.8	140.97	-170.66	-121.75	1.85	70.35
C-D	3.3	2.64	137.79	-121.75	-121.75	1.65	65.82
D-E	3.5	2.8	140.97	-121.75	-130.02	1.73	90.0
E-F	3.5	2.8	140.97	-130.02	-32.38	1.94	137.42

Tableau.VI. 6 :Sollicitations de la nervure transversale. ELS

SENS Y-Y ELU

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN/m)		x (m)	M_t	V
				M_g	M_d			
A-B	3.7	3.7	177.91	-45.67	-235.09	1.56	171.43	380.32
B-C	3.6	2.88	173.19	-235.09	-146.60	1.94	91.47	336.32
C-D	3.1	2.48	166.65	-146.60	-238.32	1.37	10.35	287.89
D-E	4.55	3.64	204.35	-238.32	-241.04	2.27	289.14	465.49
E-F	3.25	2.6	166.65	-241.04	-185.86	1.72	7.44	287.78
F-G	3.4	3.4	166.65	-185.86	-36.12	1.96	135.64	327.34

Tableau.VI. 7 :Sollicitations de la nervure transversale. ELU

SENS ELS Y-Y

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN/m)		x (m)	M_t
				M_g	M_d		
A-B	3.7	3.7	129.08	-33.13	-170,90	1,55	124,24
B-C	3.6	2.88	126.43	-170,90	-107.02	1,987	67,1
C-D	3.1	2.48	121.66	-107.02	-173,99	1.7	69.03
D-E	4.55	3.64	149.19	-173,99	-175,97	1.84	211.08
E-F	3.25	2.6	121.66	-175,97	-192,82	1.81	23.88
F-G	3.4	3.4	121.66	-192,82	-24.81	2.1	77,02

Tableau.VI. 8 : Sollicitations de la nervure transversale. ELS

• Le Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en (Té) en flexion simple.

$h_t = 0.65m ; d = 0.55m ; h_0 = 0.35m ; b_0 = 0.5m ; d = 0.60m$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{4.55}{10}; \frac{3.5}{2})$

$b_1 \leq \min(45,5;175)$

soit : $b_1 = 0.4m$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.3m$

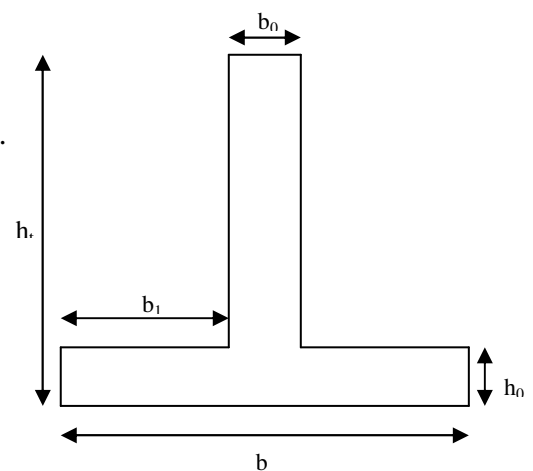


Fig.VI. 4 Section à ferrailer

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant:

Sens	Localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min RPA} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
x-x	Travée	188.25	59.43	12.55	8HA32=64.34
	Appui	178.12	59.08	12.55	8HA32=64.34
y-y	Travée	289.14	62.74	12.55	8HA32=64.34
	Appui	241.04	61.30	12.55	8HA32=64.34

Tableau.VI. 9 :Résumé des résultats du ferrailage.

• **Vérification de l'effort tranchant**

V_u = 465.49 KN.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.596 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

• **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(18.57; 50; 25) = 10 \text{mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 10 \text{mm}.$$

• **Espacement des aciers transversaux :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10 \phi_{l \min}\right) \Rightarrow St \leq \min(8.75; 12; 20) = 12 \text{cm}$$

On prend St=10cm en zone nodale et 15cm en travée.

Armature de peau :

Comme la poutre a une hauteur de 65cm le **BAEL** préconise de mettre des armatures de peau de section A_p = 3cm²/ml de hauteur, donc :

$$A_p = 3 \times 0.9 = 2.7 \text{cm}^2, \text{ soit } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{cm}^2/\text{face}$$

Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{MPa} \end{cases}$$

Localisation	Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
y-y	Travé	148.75	15.38	359052	9.04	15	68,61	240
	appui	124,65	17.4	1315081.6	8.26	15	64.42	240
x-x	Travé	180,53	15.5	1056084.3	1.9	15	45,27	240
	appui	201,63	17.4	1315081.6	2.05	15	42,24	240

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes des nervures de radier.

b) Schéma de ferrailage des nervures

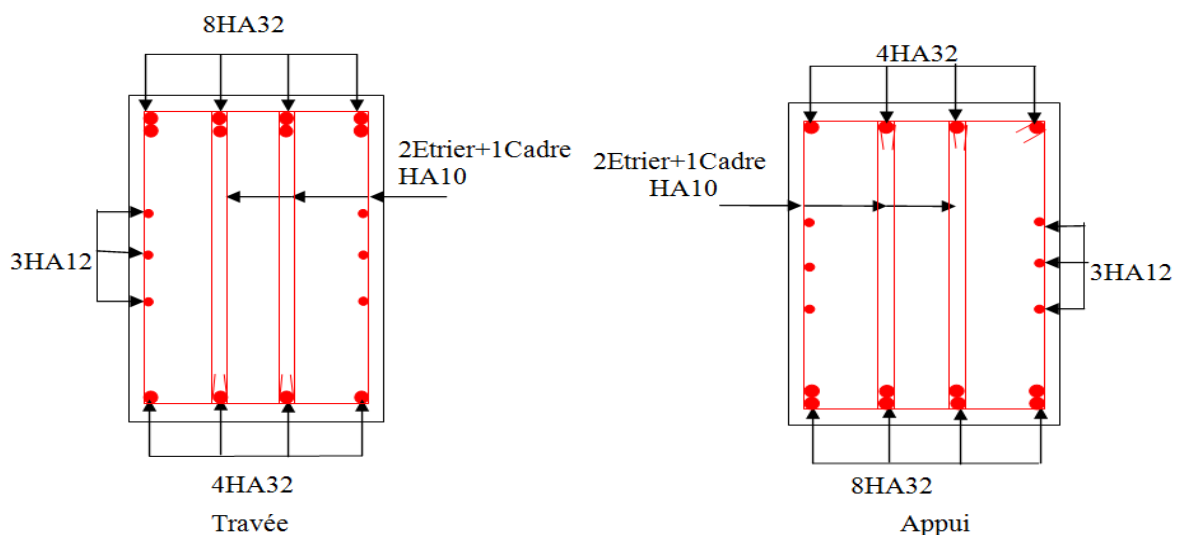


Figure VI. 5: Schéma de ferrailage de la nervure

VI .4.Étude du voile périphérique

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, il destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux.

a) Dimensionnement

Selon le RPA 99/version 2003 (article 10.1.2)

$e \geq 15\text{cm}$; On prend $e = 20\text{cm}$

b) Caractéristiques géotechniques du sol

D'après le rapport de sol on a :

L'angle de frottement interne : $\varphi = 23^\circ$

La cohésion : $C = 0.27\text{ bar}$

Poids volumique des terres humides : $\gamma_h = 19.5\text{ K}$

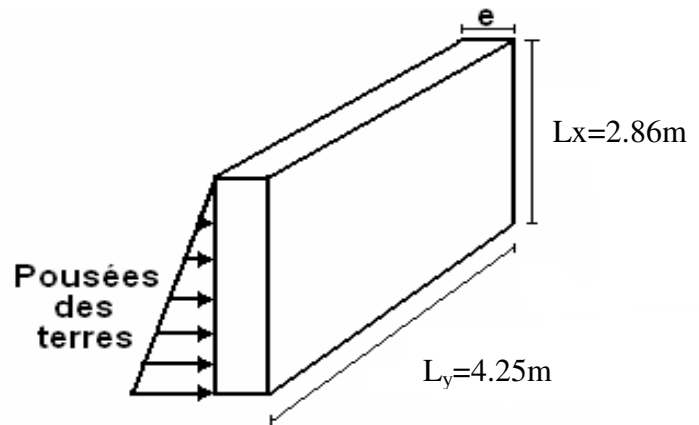


Figure VI.6: Voile périphérique.

c) Évaluation des charges et surcharges

- **La poussée des terres sur le rideau**

$$G = \gamma_h \times h \times \left(\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) - 2 \times C \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow G = 19.5 \times 2.86 \times \left(\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{23}{2} \right) \right) - 2 \times 27 \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{23}{2} \right)$$

$$G = 11.13\text{ KN} / \text{m}^2$$

- **Surcharges accidentelle : $q = 10\text{ KN} / \text{m}^2$**

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{23}{2} \right) \Rightarrow Q = 4.4\text{ KN} / \text{m}^2$$

d). Ferrailage du voile

Le voile s'appuie sur la structure (poteau – poutre) et la transmission des charges se fait comme une dalle pleine sur quatre appuis.

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\min} = 6.6\text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\max} = 21.62\text{ KN} / \text{m}^2 \quad ;$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 17.86\text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.67 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- **À l'ELU**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0723 \\ \mu_y = 0.3895 \end{cases} ; P_u = 21.62\text{ KN}$$

$$M_x^0 = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x^0 = 12.78 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_y^0 = \mu_y M_x^0 \Rightarrow M_y^0 = 4.98 \text{ KN.m}$$

-En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 10.86 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.23 \text{ KNm}$$

-En appui

$$\text{Sens x-x'} : M_a = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 6.39 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_a = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 2.49 \text{ KNm}$$

- **À l'ELS**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0780 \\ \mu_y = 0.5469 \end{cases} ; \quad P_s = 15.53 \text{ KN/ml} \quad \text{annexe 1}$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.90 \text{ KNm} \quad ; \quad M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.41 \text{ KNm}$$

-En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.41 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 7.15 \text{ KNm}$$

-En appui

$$\text{Sens x-x'} : M_a = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 4.95 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_a = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 3.57 \text{ KNm}$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant:

Localisation		μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adoptée}(\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	Sens-x	0.023	0.03	0.17	1.77	4T12=4.52
	Sens-y	0.009	0.011	0.17	0.68	4T12=4.52
En appui	Sens-x	0.014	0.017	0.17	1.04	4T12=4.52
	Sens-y	0.0054	0.006	0.17	0.403	4T12=4.52

Tableau VI.11: tableau de ferrailage

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.67 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \Rightarrow 0.0008 \times \frac{3-0.67}{2} \times 100 \times 20 = A_{\min}^x = 1.864cm^2 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \Rightarrow 0.0008 \times 100 \times 20 = A_{\min}^y = 1.6cm^2 \end{cases}$$

$A_{cal} < A_{\min} \Rightarrow$ on ferraille avec A_{\min}

• **Espacement des armatures :**

Armatures // L_x : $St = 25cm \leq \min(3e, 33 cm) = 33 cm$

Armatures // L_y : $St = 25cm \leq \min(4e, 45 cm) = 45 cm$

• **Vérification de l'état limite de compression du béton ;**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \min\left(\frac{1}{2} fe, 110\sqrt{n \cdot f_{t28}}\right) = 164.97 \quad (\text{Fissuration très nuisible})$$

Les résultats du calcul et vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
En travée	Sens x-x	10.86	4.52	0.04	0.00013	3.12	15	166.02	201.63
	Sens y-y	4.23	4.52	0.04	0.00013	1.25	15	64.69	201.63
En appui	Sens x-x	6.39	4.52	0.036	0.0001	2.07	15	121.31	201.63
	Sens y-y	2.49	4.52	0.036	0.0001	0.8	15	47.27	201.63

Tableau VI.12: résultats de calcul et vérification à l'ELS.

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 MPa .$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 20.04 KN .$$

$$\tau_u = \frac{34.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.12 MPa < 1.25 MPa . \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 21.18 \text{ KN} .$$

$$\tau_u = \frac{21.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.117 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} . \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

e)Schéma de ferrailage

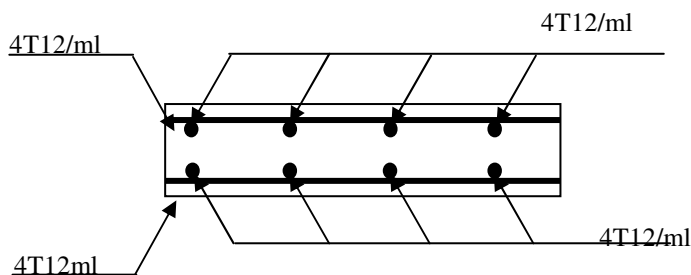


Figure VI.7.: Schéma de ferrailage du voile périphérique.

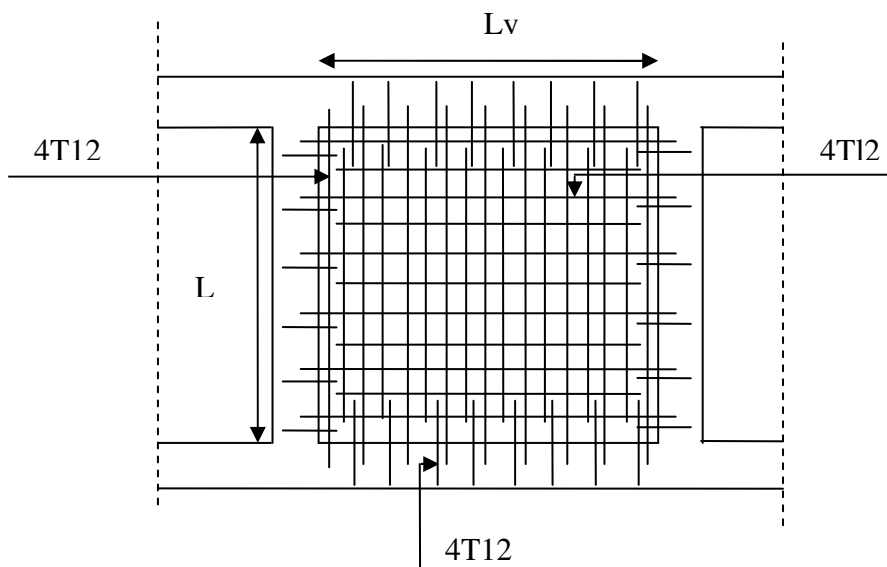


Fig.VI.8: Schéma de ferrailage du voile périphérique

VI.5.Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vue la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

Conclusion
Générale

CONCLUSION GENERALE

Le travail effectué dans le cadre de notre projet de fin de cycle consiste à l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (commerce et habitation) composé de (R+8 + un Sous Sol), cet ouvrage est réalisé avec le matériau couple (acier-béton).

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Cette contrainte architecturale influence directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Bibliographie

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D. T. R), charges et surcharges d'exploitations.

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Annexes

Annexe

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\epsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \epsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\epsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \epsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \epsilon_1$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$$

$$\epsilon_{sc} < \epsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

NON

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \epsilon_s$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

OUI

NON

$$\epsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\epsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Annexe 1

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.5$$

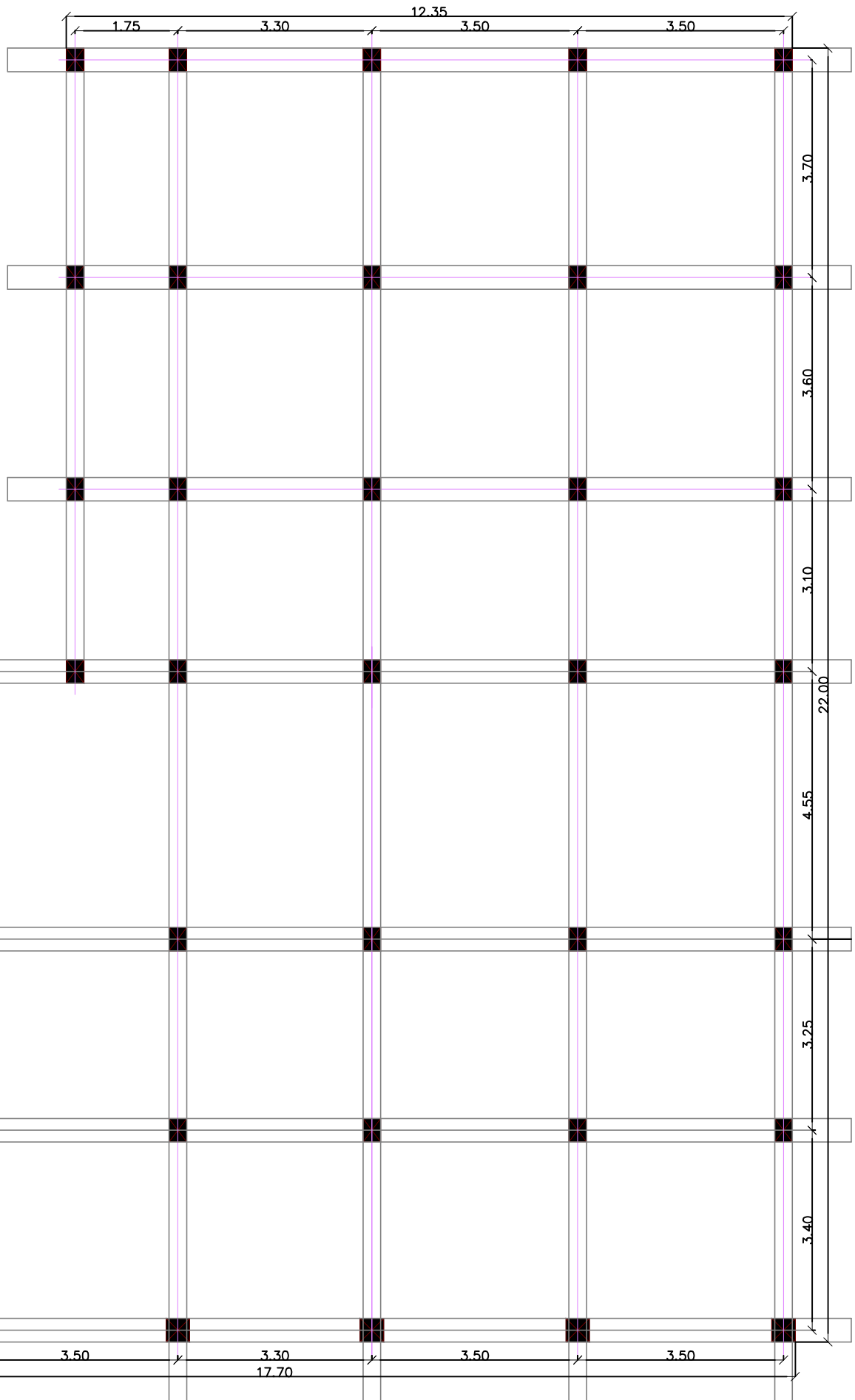
		u/lx											
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090	
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088	
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085	
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080	
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075	
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068	
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064	
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058	
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053	
1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048		
Valeur de M₂	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093	
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073	
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055	
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040	
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031	
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024	
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019	
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015	
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	
1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009		

Annexe 3

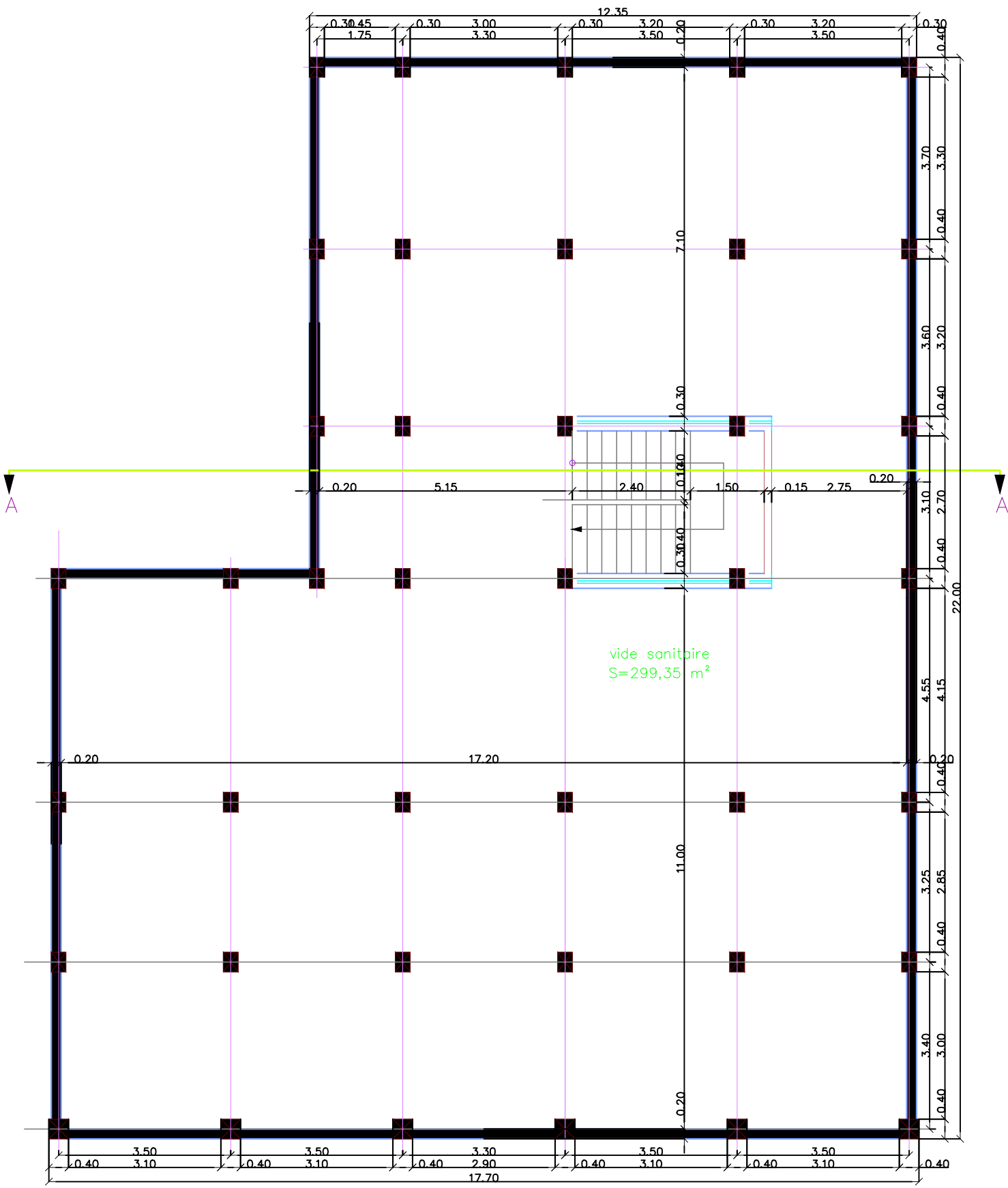
Tableau des Armatures
(en Cm^2)

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

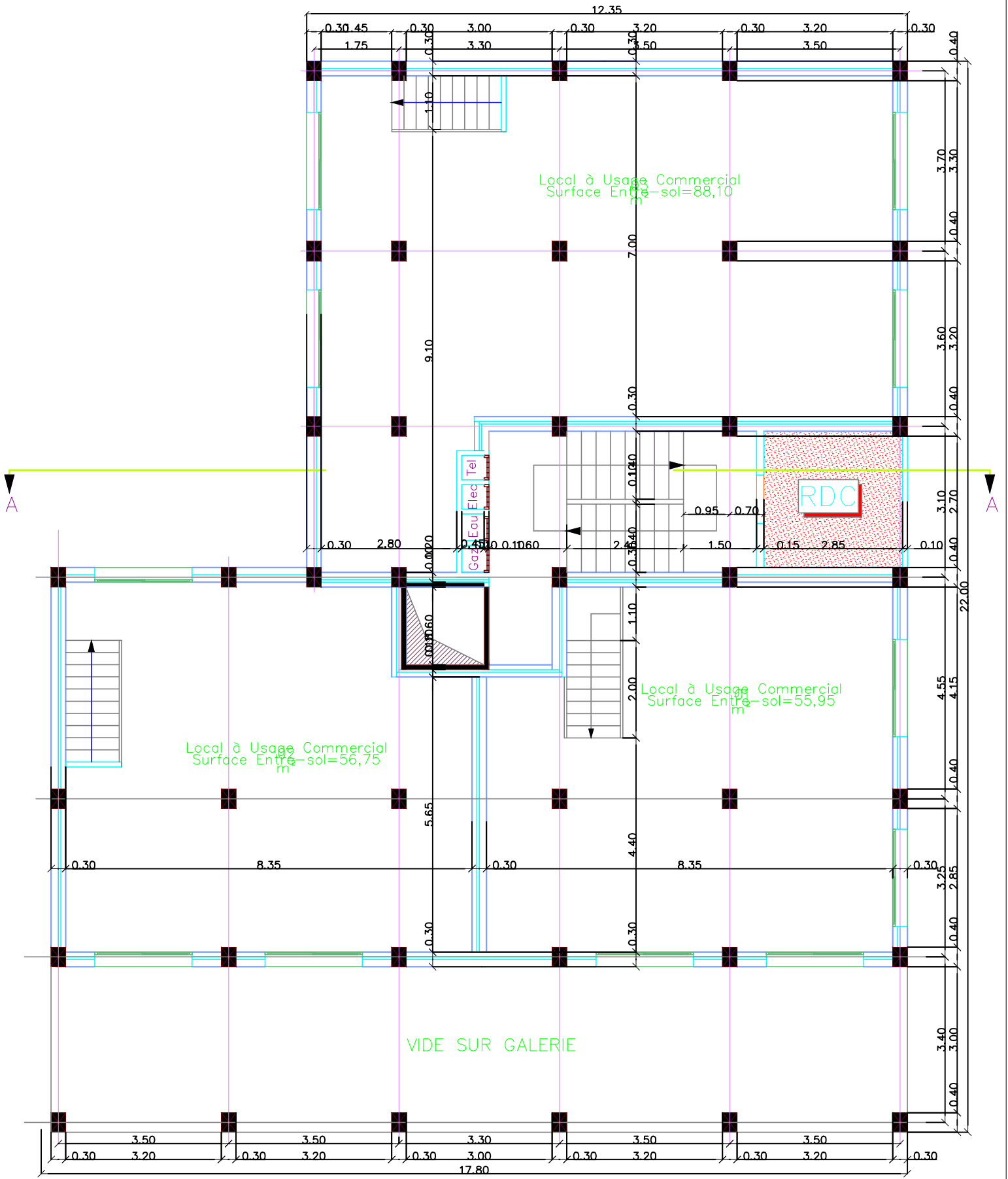
Les Plans



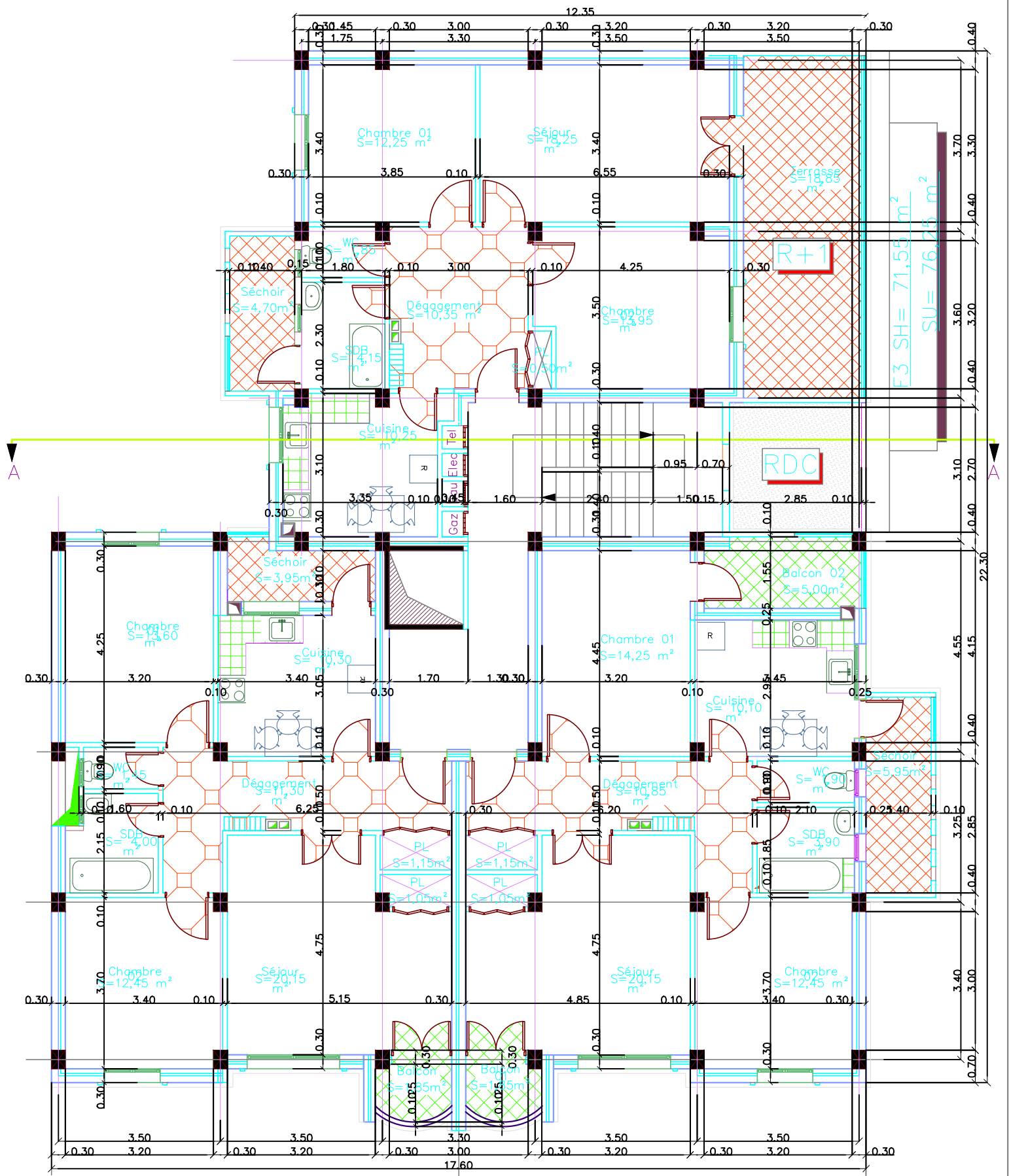
BLOC E
PLAN DE FONDATIONS Ech:1/50°



BLOC E
PLAN VIDE SANITAIRE Ech:1/50°



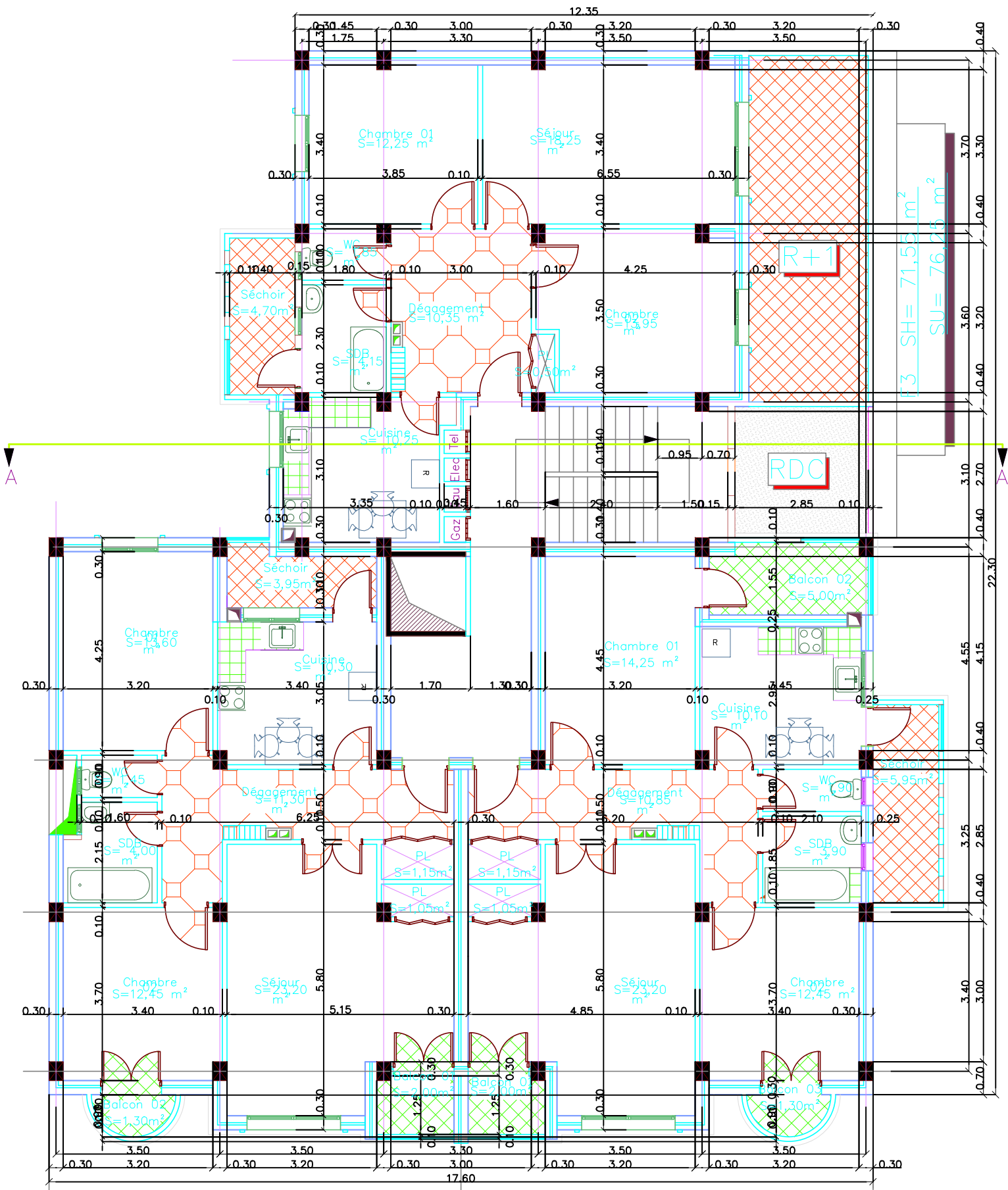
BLOC E
PLAN ETAGE Tech: 1/50°



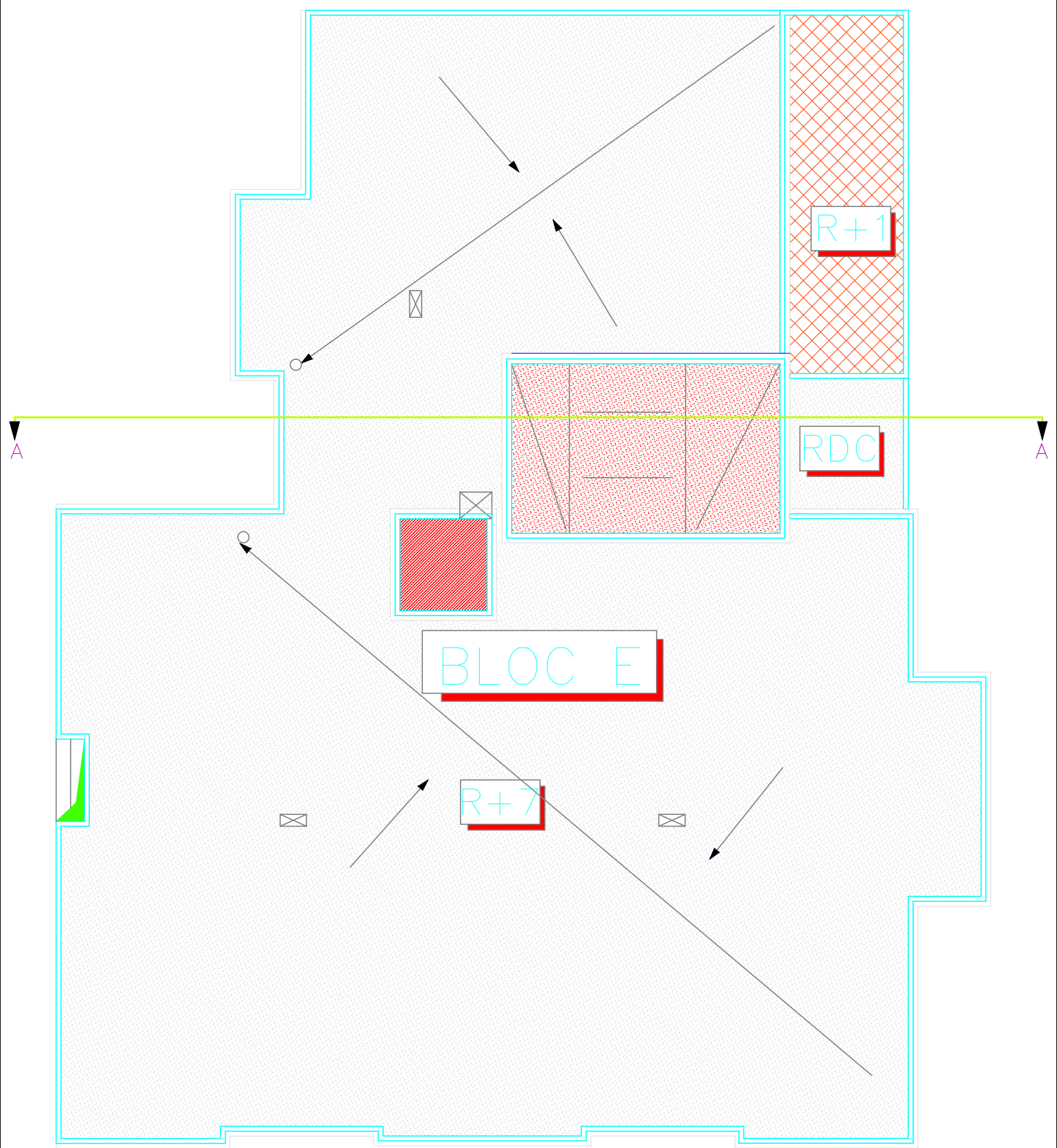
F3 SH= 75,45 m²
 SU= 81,25 m²

F3 SH= 75,80 m²
 SU= 88,60 m²

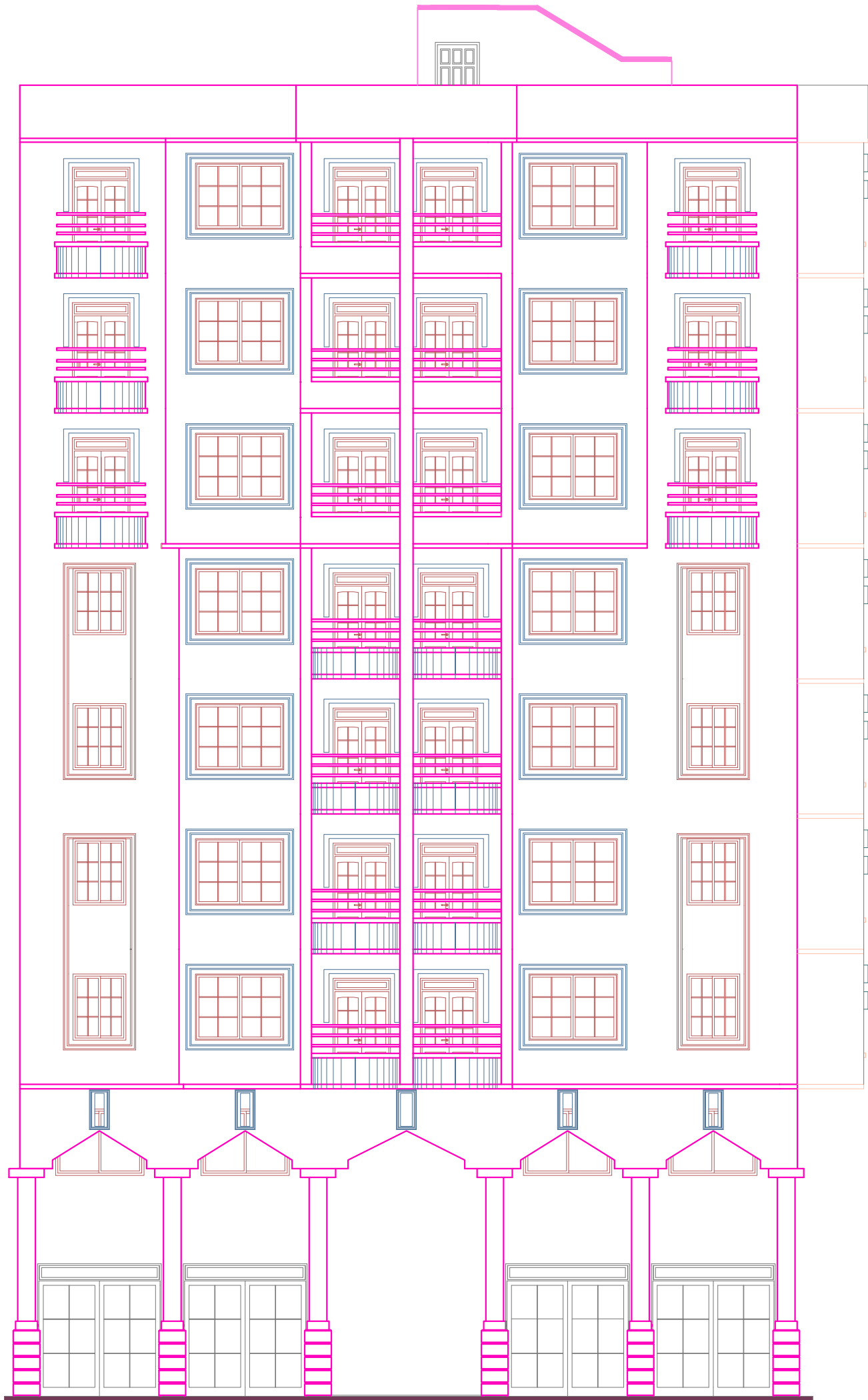
BLOC E
PLAN ETAGE COURANT 02,03&04
 Ech: 1/50°



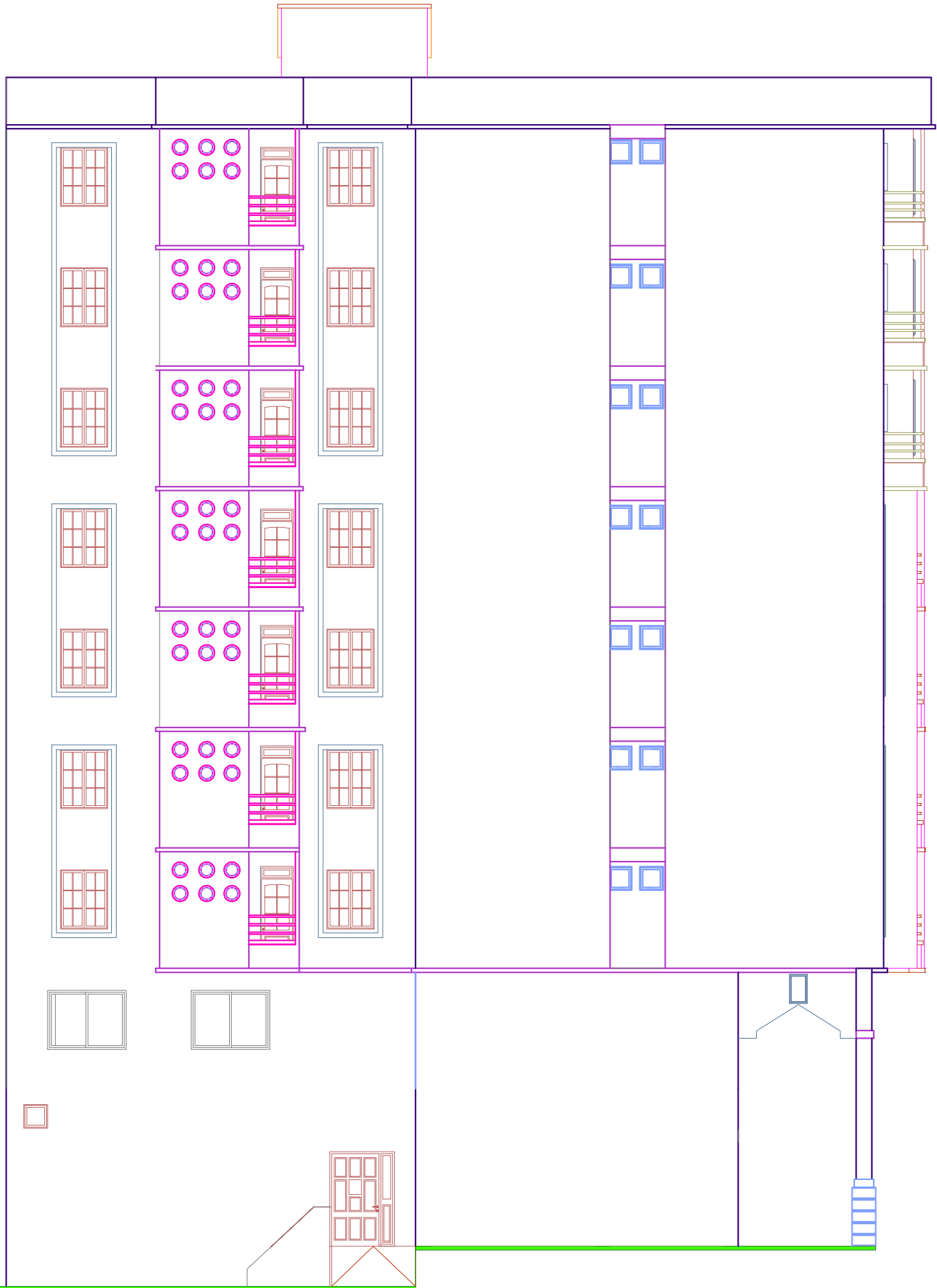
BLOC E
PLAN ETAGE COURANT 05,06,07&08
 Ech: 1/50°



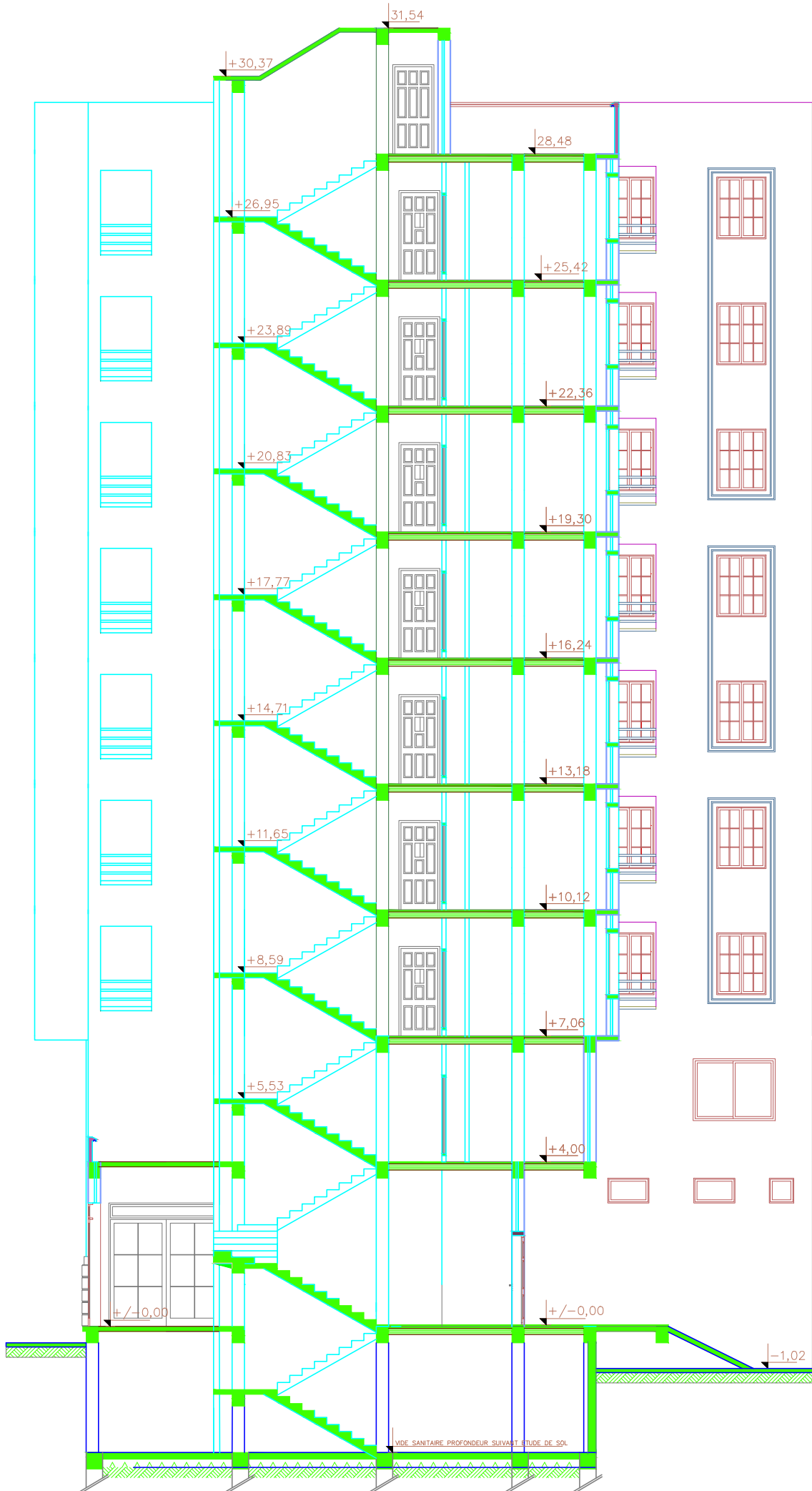
BLOC E
PLAN TERRASSE Ech:1/50°



BLOC E
FAÇADE PRINCIPALE Ech:1/50°



BLOC E
FAÇADE POSTÉRIEURE Ech:1/50°



BLOC E
 COUPE A-A Ech: 1/50°