

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

*Université Abderrahmane Mira de Bejaia*  
*Faculté de technologie*  
*Département de Génie Civil*

# *Mémoire de fin d'études*

*En Vue de l'Obtention d'un Diplôme de Master en Génie Civil*  
*Option : structures.*

*Etude d'un bâtiment en Béton armée (R+8+Sous sol)*  
*à usage (habitation + commercial)*  
*contreventé par un système mixte (Voiles - Portiques).*

*Présenté par:*

*M<sup>r</sup> : BENNACER ABDELHAK*

*M<sup>r</sup> : TAGUEMOUNT KARIM*

*Encadré par :*

*Mme : SOUIDI FATIHA*

*Examineurs :*

*Mr : Si SALEM*

*Mme : LAOUBI*

# *Remerciement*

---

*Avant tout, nous tenons à remercier DIEU le tout puissant, le miséricordieux qui nous a donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*Nous remercions nos cher parents ainsi que nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenu durant toutes nos études.*

*Nos plus vifs remerciements vont aussi à notre promotrice **Mme Soudi Fatiha** de nous avoir guidé ,suivi et accordé un grand intérêt à notre travail et pour la patience dont elle a fait part à notre égard, pour son aide précieux et pour tout le savoir qu'elle nous a transmis.*

*Merci à vous, membres de jury qui nous feront l'honneur de jugé ce travail.*

*Notre sincère gratitude à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

# *Dédicaces*

---

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

***Je dédie ce mémoire :***

*A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail et dans ma réussite toute ma reconnaissance.*

*A toutes ma familles , mes oncles et tantes*

*A mes chers frères: Fares et Yacine*

*A S , Ch et Salima , à tous mes amis, sans oublier Hakim Lotfi MAMY Yacine Mensouri Azzedine Yasser Yanis Zaidi , à mon chers ami idir, à Mr. Dj.mezhoud*

*A mon binôme (Taguemount Karim) et à toute sa famille.*



# *Dédicaces*

---

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

***Je dédie ce mémoire :***

*A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail et dans ma réussite toute ma reconnaissance.*

*A toutes ma familles , mes oncles et tantes*

*A mes chers frères : SAMIR,MOHAND, MOHAMED et SAID ainsi que leurs femmes et enfants*

*A mes chers sœurs FATIMA,SAMIA,HOURIA et leurs familles*

*A tous mes amis, sans oublier MASSI , Yanis Zaidi , FAWZI ,YANIS BENIDIR et Sofiane*

*A mon binôme (BENNACER ABDELHAK) et à toute sa famille.*





# Sommaire

## Chapitre I

<b>I.1.</b>	<b>Introduction</b>	1
<b>I.2.</b>	Présentation de site	1
<b>I.3.</b>	Présentation de l'ouvrage	1
<b>I.3.1.</b>	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	2
<b>I.3.1.1.</b>	Dimensions en plan	2
<b>I.3.1.2.</b>	Dimensions en élévation	3
<b>I.3.2.</b>	Description structurale	4
<b>I.3.2.1.</b>	Plancher	4
<b>I.3.2.2.</b>	Les escaliers	4
<b>I.3.2.3.</b>	Les maçonneries	4
<b>I.3.2.4.</b>	L'acrotère	4
<b>I.3.2.5.</b>	Les balcons	4
<b>I.3.2.6.</b>	Les portiques	4
<b>I.3.2.7.</b>	Les voiles	4
<b>I.3.2.8.</b>	L'infrastructure	4
<b>I.4.</b>	Choix du type de contreventement	5
<b>I.5.</b>	Bases réglementaires	5
<b>I.5.1.</b>	Règlements et normes utilisés	5
<b>I.5.2.</b>	Les actions	5
<b>I.5.2.1.</b>	Les actions permanentes	5
<b>I.5.2.2.</b>	Les actions variables	5
<b>I.5.2.3.</b>	Les actions accidentelles	6
<b>I.6.</b>	Valeurs de calcul des actions	6
<b>I.6.1.</b>	Combinaison du BAEL :	6
<b>I.6.1.1.</b>	Combinaison d'actions à l'ELS	6
<b>I.6.1.2.</b>	Combinaison d'actions à l'ELU	6
<b>I.6.1.3.</b>	Combinaison accidentelles	7
<b>I.6.2.</b>	Combinaison du RPA	7
<b>I.7.</b>	Les sollicitations	7
<b>I.8.</b>	Conclusion	8

## Chapitre II

II.1.	Introduction.....	9
II.2.	Disposition des poutrelles.....	9
II.3.	Pré-dimensionnement du plancher.....	11
II.4.	Pré-dimensionnement des poutrelles.....	12
II.5.	Les dalles pleines.....	13
II.5.1.	Dalle D1 : (dalle pleine reposant sur 3 appuis).....	13
II.5.2.	Dalle D1 (RDC) :(dalle pleine sur 4 appuis).....	14
II.5.3.	Dalle D5 :(dalle pleine sur 2 appuis).....	14
II.6.	Pré-dimensionnement des poutres.....	14
II.6.1.	Poutres principales.....	15
II.6.2.	Poutres secondaires.....	15
II.7.	Le pré dimensionnement des voiles.....	15
II.8.	Pré –dimensionnement des escaliers.....	16
II.8.1.	Escalier du sous sol :.....	17
II.9.	Evaluation des charges permanentes et surcharges d’exploitations.....	20
II.10.	Acrotère .....	24
II.11.	Descente de charge.....	25
II.11.1.	Loi de degression des charges (d.t.rb.c.2.2art 6.3) .....	25
II.11.2.	Surface afférente :.....	25
II.11.3.	Descente de charge du <i>Poteau (B5)</i> .....	26
II.11.3.1.	Descente de charge du <i>Poteau (E4)</i> .....	28
II.11.4.	Vérification du poteau .....	31
II.11.4.1.	Vérification à la compression simple .....	31
II.11.4.2.	Vérification au flambement .....	31
II.11.4.3.	Vérification des conditions du RPA .....	33
II.11.4.4.	Vérification de l’effort normal réduit : (RPA 99 version 2003 article 7.4)33	
II.12.	Conclusion .....	34

## Chapitre III

III.1.	Introduction.....	35
III.2.	Les planchers.....	35
III.2.1.	Planchers a corpscreux :.....	35
III.2.1.1.	Les poutrelles.....	35
III.2.1.1.1.a.	Les méthodes de calcul.....	36
III.2.1.1.1.b.	Calcul des sollicitations.....	38

III.2.1.1.2.	Calcul du ferrailage .....	43
III.2.1.1.2.a.	Schémas de ferrailage des poutrelles .....	57
III.2.1.1.2.b.	Ferrailage de la dalle de compression : CBA93 article(B.6.8.4.2.3).....	57
III.2.2.	Plancher à dalle pleine.....	58
III.2.2.1.	Etude de la dalle sur 4 appuis (D1 RDC).....	58
III.2.2.1.1.	Calcul des sollicitations.....	58
III.2.2.1.2.	Ferrailage .....	59
III.2.2.2.	Etude d'une dalle sur 2 appuis (Dp5 étage courant).....	63
III.2.2.2.1.	Calcul des sollicitations.....	63
III.2.2.2.2.	Ferrailage .....	64
III.2.2.3.	Etude d'une dalle sur 3 appuis (Dp4 étage courant ).....	67
III.2.2.3.1.	Calcul des sollicitations.....	67
III.2.2.3.2.	Ferrailage.....	68
III.2.2.4.	Etude d'une dalle sur 3 appuis (Dp2 RDC ).....	70
III.2.2.4.1.	Evaluation des charges.....	70
III.2.2.4.2.	Ferrailage.....	71
III.2.3.	Schémas de Ferrailage : .....	73
III.3.	Etude des escaliers.....	74
III.3.1.	Etude de la volée 1 RDC : .....	74
III.3.2.	Etude de la volée intermédiaire (console)RDC.....	77
III.3.3.	Etude de la volée 3 RDC : .....	78
III.3.4.	Schéma de ferrailage : .....	81
III.4.	Etude de la poutre brisée.....	82
III.4.1.	Schéma de ferrailage.....	85
III.5.	Etude de l'ascenseur.....	86
III.5.1.	Schéma de ferrailage : .....	92
III.6.	Étude de l'acrotère.....	92
III.6.1.	Schéma de Ferrailage : .....	98
III.7.	Etude de la poutre de chainage.....	98
III.7.1	Schéma de ferrailage.....	100

## Chapitre IV

IV.1.	Introduction .....	101
IV.2.	Modélisation .....	101
IV.3.	Méthodes utilisables .....	101
IV.3.1.	Méthode Dynamique Modale Spectrale (RPA99/version2003 article 4.3).....	101
IV.3.1.1.	Principe .....	101

IV.3.1.2.	Modélisation .....	101
IV.3.1.3.	Calcul de la force sismique V statique .....	102
IV.3.1.3.1.	Coefficient d'accélération de la zone .....	102
IV.3.1.3.2.	Coefficient de comportement global de la structure .....	102
IV.3.1.3.3.	Facteur d'amplification dynamique moyen .....	102
IV.3.1.3.4.	Facteur de qualité.....	103
IV.3.1.3.5.	Poids total de la structure .....	103
IV.3.1.4.	Spectre de réponse de calcul.....	104
IV.3.2.	Modélisation et résultats :.....	104
IV.3.2.1.	Disposition des voiles de contreventement .....	105
IV.3.2.2.	Mode de vibration et taux de participation des masses.....	106
IV.3.2.3.	Les modes de vibrations .....	107
IV.3.3.	Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003.....	108
IV.3.3.1.	Vérification de la résultante des forces sismiques .....	108
IV.3.3.2.	Vérification de l'effort normal réduit .....	109
IV.3.3.3.	Justification de l'interaction (voiles-portiques) .....	109
IV.3.3.4.	Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux .....	111
IV.3.3.5.	Justification vis à vis de l'effet P-Delta.....	112
IV.4.	Conclusion :.....	113

## Chapitre V

V.1.	Introduction .....	114
V.2.	Etude des poutres .....	114
V.2.1.	Sollicitations et ferrailages des poutres .....	114
V.2.2.	Vérification à l'ELU.....	116
V.2.3.	Vérification à l'ELS :.....	116
V.2.4.	schémas de ferrailage.....	117
V.3.	Etude des poteaux.....	118
V.3.1.	Calcul du ferrailage longitudinal.....	118
V.3.1.1.	Sollicitations et ferrailages dans les poteaux .....	118
V.3.1.1.1.	Exemple de calcul .....	120
V.3.2.	Vérification du ferrailage transversal .....	121
V.3.3.	Vérification au flambement.....	121
V.3.4.	Vérification des contraintes.....	122
V.3.5.	Vérification de la zone nodale :.....	124
V.3.6.	Schémas de Ferrailages des poteaux.....	126
V.4.	Etude des voiles.....	127



V.4.1.	Définition.....	127
V.4.2.	Exigence du RPA.....	127
V.4.3.	Recommandation du RPA99 version 2003.....	127
V.4.4.	Ferraillages.....	128
V.4.4.1.	Exemple de calcul .....	128
V.4.5.	Schémas de ferraillage.....	136

## Chapitre VI

VI.1.	Introduction .....	137
VI.2.	Choix du type de fondation .....	137
VI.3.	Etude des fondations.....	137
VI.3.1.	Vérification de la semelle isolée.....	138
VI.3.2.	Vérification de la semelle filante.....	138
VI.3.3.	Etude du radier.....	140
VI.3.3.1.	Pré dimensionnement .....	140
VI.3.3.2.	Vérification des contraintes dans le sol .....	141
VI.3.3.3.	Vérification au cisaillement .....	142
VI.3.3.4.	Vérification au poinçonnement .....	142
VI.3.3.5.	Vérification de la poussée hydrostatique.....	143
VI.3.3.6.	Vérification de la stabilité au renversement.....	143
VI.3.3.7.	Ferraillage du radier.....	143
VI.3.3.8.	Schéma de ferraillage.....	145
VI.3.4.	Etude des nervures.....	146
VI.3.4.1.	Méthode de calcul.....	146
VI.3.4.2.	Calcul des sollicitations.....	147
VI.3.4.3.	Exemple de calcul .....	148
VI.3.4.4.	Ferraillage des nervures.....	152
VI.3.4.5.	Schémas de ferraillage .....	154
VI.4.	Etude de voile périphérique.....	155
VI.4.1.	Introduction.....	155
VI.4.2.	Dimensionnement des voiles.....	155
VI.4.3.	Caractéristiques du sol.....	155
VI.4.4.	Evaluation des charges et surcharges.....	155
VI.4.5.	Ferraillage du voile périphérique.....	156
VI.4.6.	Schémas de Ferraillage du voile périphérique.....	159
VI.5.	Conclusion.....	159

# *Listes des Figures*

---

## **Chapitre I**

<b>Figure 1:</b> image satellite du site prise avec Google earth.....	1
<b>Figure 2:</b> les dimension en plan de la structure.....	2
<b>Figure 3:</b> les dimensions en élévation de la structure .....	3

## **Chapitre II**

<b>Figure 1:</b> la disposition des poutrelles au niveau RDC .....	9
<b>Figure 2:</b> la disposition des poutrelles au niveau de l'étage courant (niveau1).....	10
<b>Figure 3:</b> <i>Coupe transversale d'un plancher à cors creux</i> .....	11
<b>Figure 4:</b> coupe transversal d'une poutrelle.....	12
<b>Figure 5:</b> Dalle pleine sur 3 appuis.....	13
<b>Figure 6:</b> Dalle pleine sur 4 appuis.....	14
<b>Figure 7:</b> Dalle pleine sur 2appuis.....	14
<b>Figure 8:</b> illustration d'un voile en élévation.....	16
<b>Figure 9:</b> illustration d'un escalier .....	16
<b>Figure 11:</b> Vu en plans de l'escalier sous-sol .....	18
<b>Figure 10:</b> Vu en 3D de l'escalier sous-sol .....	18
<b>Figure 12 :</b> Vu en plans de l'escalier RDC.....	19
<b>Figure 13:</b> Vu en 3D de l'escalier RDC.....	19
<b>Figure 14:</b> Vu en plans de l'escalier d'étages.....	19
<b>Figure 15:</b> Vu en 3D de l'escalier d'étages .....	19
<b>Figure 16 :</b> illustration 3D du plancher a corps creux .....	20
<b>Figure 17:</b> illustration 3D du plancher courant en dalle pleine .....	21
<b>Figure 18:</b> illustration 3D du plancher terrasse inaccessible en dalle pleine .....	22
<b>Figure 19:</b> schéma de l'acrotère.....	24
<b>Figure 20:</b> surface qui revient au poteau B5 .....	25
<b>Figure 21:</b> surface qui revient au poteau E4 RDC .....	26
<b>Figure 22:</b> surface qui revient au poteau E4 étage courant .....	26

### Chapitre III

<b>Figure 1:</b> Moment d'une poutre continue a deux travée.....	37
<b>Figure 2:</b> Moment d'une poutre continue a plusieurs travée .....	37
<b>Figure 3:</b> Effort tranchant d'une poutre a deux travée.....	38
<b>Figure 4:</b> Effort tranchant d'une poutre a plusieurs travée .....	38
<b>Figure 5:</b> Schéma statique d'une Poutre.....	38
<b>Figure 6:</b> schémas de la bielle .....	46
<b>Figure 7:</b> dalle pleine sur 4 appuis .....	58
<b>Figure 8:</b> dalle pleine sur 3 appuis .....	63
<b>Figure 9:</b> dalle pleine sur 3 appuis (etage courant) .....	67
<b>Figure 10:</b> Dalle pleine sur 3 appuis (RDC).....	70
<b>Figure 12:</b> schémas de ferrailage de la dalle du RDC (4 appuis).....	73
<b>Figure 11:</b> Coupe A-A de la dalle du RDC (4 appuis).....	73
<b>Figure 13:</b> schémas de Ferrailage de la dalle sur 2appuis (Dp5 ) .....	73
<b>Figure 14:</b> Coupe A-A de la dalle sur 2 appuis.....	73
<b>Figure 15:</b> schémas de Ferrailage de la dalle sur 3appuis (Dp4 étage courant).....	74
<b>Figure 16:</b> Coupe A-A de la dalle sur 3 appuis.....	74
<b>Figure 17:</b> schémas de Ferrailage de la dalle sur 3appuis (Dp2 RDC) .....	74
<b>Figure 18:</b> Coupe A-A de la dalle sur 3 appuis RDC.....	74
<b>Figure 19:</b> schémas statique équivalent de la volée .....	74
<b>Figure 20:</b> schémas statique de la volée .....	74
<b>Figure 21:</b> tronçon 1 .....	75
<b>Figure 22:</b> tronçon 2 .....	75
<b>Figure 23:</b> Schéma statique de la console .....	77
<b>Figure 24:</b> tronçon 1 .....	79
<b>Figure 25:</b> tronçon 2 .....	79
<b>Figure 26:</b> Ferrailage de la volée 1.....	81
<b>Figure 27:</b> Ferrailage de la volée intermédiaire .....	81
<b>Figure 28:</b> Ferrailage de la volée 3.....	81
<b>Figure 29:</b> schémas statique de la poutre brisée.....	82
<b>Figure 30:</b> schémas statique équivalent de la poutre brisée .....	83
<b>Figure 31:</b> schémas de ferrailage de la poutre brisée .....	85
<b>Figure 32:</b> les dimensions de l'ascenseur .....	86
<b>Figure 33:</b> Illustration de la surface d'impacte. ....	89
<b>Figure 34:</b> Ferrailage de la dalle des machines. ....	92

<b>Figure 35:</b> Schémas de ferrailage de la dalle au-dessous.....	92
<b>Figure 36:</b> les dimensions de l'acrotère .....	93
<b>Figure 37:</b> schémas statique de l'acrotère.....	94
<b>Figure 38:</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	98
<b>Figure 39:</b> Schéma statique de la poutre de chaînage .....	98
<b>Figure 40:</b> Ferrailage de la poutre de chaînage.....	100

## **Chapitre IV**

<b>Figure 1:</b> Vu en 3D de la structure modélisé avec le logiciel ETABS 16.....	104
<b>Figure 3:</b> Vu en 3D de la disposition des voiles réaliser avec le logiciel ArchiCAD 16.....	105
<b>Figure 2:</b> Vu en plan de la disposition des voiles de contreventement .....	105
<b>Figure 4:</b> 1er mode de vibration selon l'axe y-y (translation).....	107
<b>Figure 5:</b> 2ème mode de vibration selon l'axe x-x(translation) .....	107
<b>Figure 6:</b> 3ème mode de vibration (Torsion autour de l'axe Z-Z).....	108

## **Chapitre V**

<b>Figure 1:</b> Zone tendue et courante dans les voiles .....	129
<b>Figure 2:</b> Schémas de ferrailage du voile Vx2 .....	136
<b>Figure 3:</b> schémas de ferrailage du voile Vy3.....	136
<b>Figure 4:</b> Schémas de Ferrailage du Linteau.....	136

## **Chapitre VI**

<b>Figure 1:</b> Vu en 3D d'une Semelle isolée.....	138
<b>Figure 2:</b> Les différentes files des semelles filantes.....	138
<b>Figure 3:</b> Vu en 3D d'une semelle filante.....	139
<b>Figure 4:</b> Vu en 3D d'un Radier nervurer.....	140
<b>Figure 5:</b> schémas de ferrailage du radier .....	145
<b>Figure 6:</b> Schéma des lignes de ruptures.....	146
<b>Figure 7:</b> répartition des charges selon sens x-x .....	147
<b>Figure 8:</b> répartition des charges selon sens y-y .....	147
<b>Figure 9:</b> Vu en 3D des voiles périphériques réaliser avec le logiciel ArchiCAD 16.....	155
<b>Figure 10:</b> schémas de Ferrailage du voile périphérique.....	159

# Listes des Tableaux

---

## Chapitre I

<b>Tableau 1:</b> Les caractéristiques des matériaux.....	8
<b>Tableau 2:</b> les caractéristiques du sol.....	8

## Chapitre II

<b>Tableau 1:</b> Le pré dimensionnement des voiles.....	16
<b>Tableau 2:</b> les caractéristiques de l'escalier sous-sol .....	18
<b>Tableau 3:</b> les caractéristiques de l'escalier RDC.....	19
<b>Tableau 4:</b> les caractéristiques de l'escalier d'étages.....	19
<b>Tableau 5 :</b> <i>Evaluation des charges de planchers à corps creux des niveaux courant et commercial</i> .....	20
<b>Tableau 6 :</b> Evaluation des charges de la terrasse inaccessible avec corps creux.....	20
<b>Tableau 7 :</b> <i>Evaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine</i> .....	21
<b>Tableau 8 :</b> <i>Evaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine.</i> .....	21
<b>Tableau 9 :</b> Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.....	22
<b>Tableau 10 :</b> Evaluation des charges des murs extérieurs.....	22
<b>Tableau 11:</b> <i>évaluation des charges des paliers d'escaliers.</i> .....	23
<b>Tableau 12:</b> <i>Volée 1 sous sol (volée à une deux marche)</i> .....	23
<b>Tableau 13:</b> <i>Récapitulatif des différents résultats des autres volées</i> .....	24
<b>Tableau 14 :</b> charges revenantes a l'acrotère .....	25
<b>Tableau 15 :</b> Descente de charge du <i>Poteau (B5)</i> .....	26
<b>Tableau 16 :</b> Descente de charge du <i>Poteau (E4)</i> .....	28
<b>Tableau 17 :</b> Tableau récapitulatif des vérifications à la compression simple.....	31
<b>Tableau 18 :</b> Tableau récapitulatif des vérifications au flambement. ....	33
<b>Tableau 19 :</b> <i>sections des poteaux des différents niveaux</i> .....	34
<b>Tableau 20:</b> Récapitulatif des dimensions des différents éléments.....	34

## Chapitre III

<b>Tableau 1:</b> Type de poutrelles a étudier.....	35
<b>Tableau 2:</b> Tableau recapitulatifs des sollicitation dans les differentes types des poutrelles ..	42
<b>Tableau 3:</b> les sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage (RDC) .....	43

<b>Tableau 4:</b> calcul des sections de ferrailage des appuis intermédiaire.....	44
<b>Tableau 5:</b> calcul des sections de ferrailage des appuis de rive.....	45
<b>Tableau 6:</b> vérification des contraintes en travée.....	47
<b>Tableau 7:</b> vérification des contraintes en appuis de rive.....	47
<b>Tableau 8:</b> vérification des contraintes en appuis intermédiaire.....	48
<b>Tableau 9:</b> Calcul des moments correspondants.....	49
<b>Tableau 10:</b> calcul des contraintes correspondantes.....	49
<b>Tableau 11:</b> calcul de coefficient $\mu$ .....	50
<b>Tableau 12:</b> Calcul des moments d'inerties fictives.....	50
<b>Tableau 13:</b> Vérification de la flèche.....	51
<b>Tableau 14:</b> Calcul de section d'armature.....	51
<b>Tableau 15:</b> Tableau récapitulatifs des sollicitations dans les différents types des poutrelles (étages courants).....	51
<b>Tableau 16:</b> Tableau récapitulatifs des sollicitations dans les différents types des poutrelles (terrasse).....	53
<b>Tableau 17:</b> Sollicitations maximales dans le plancher à usage d'habitation.....	55
<b>Tableau 18:</b> Sollicitations maximales dans le plancher terrasse.....	55
<b>Tableau 19:</b> Calcul des sections de ferrailage de poutrelles.....	55
<b>Tableau 20:</b> Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS.....	56
<b>Tableau 21:</b> vérifications de La flèche.....	56
<b>Tableau 22:</b> Schémas de ferrailage des poutrelles.....	57
<b>Tableau 23:</b> Les différents moments.....	59
<b>Tableau 24:</b> Calcul du ferrailage.....	60
<b>Tableau 25:</b> Tableau des vérifications à l'ELS.....	61
<b>Tableau 26:</b> Calcul des sections d'acier à l'ELS.....	62
<b>Tableau 27:</b> Vérification des flèches.....	63
<b>Tableau 28:</b> Les différents moments.....	64
<b>Tableau 29:</b> Calcul du ferrailage.....	65
<b>Tableau 30:</b> Les Vérification à l'ELS.....	66
<b>Tableau 31:</b> Le ferrailage selon les deux sens.....	68
<b>Tableau 32:</b> Les Vérifications à l'ELS.....	69
<b>Tableau 33:</b> calcul des sections d'acier à l'ELS.....	69
<b>Tableau 34:</b> Vérification de la flèche.....	70
<b>Tableau 35:</b> Le ferrailage selon les deux sens.....	71
<b>Tableau 36:</b> Vérification à l'ELS.....	72
<b>Tableau 37:</b> calcul des sections d'acier à l'ELS.....	72

<b>Tableau 38:</b> Vérification de la flèche.....	73
<b>Tableau 39:</b> Le calcul des charges .....	75
<b>Tableau 40:</b> Les réactions et les Moment fléchissant (ELS ).....	76
<b>Tableau 41:</b> Le ferrailage à l'ELU .....	76
<b>Tableau 42:</b> Les vérifications à l'ELS .....	76
<b>Tableau 43:</b> La vérification de la flèche.....	77
<b>Tableau 44:</b> le calcul du ferrailage de la console à l'ELU .....	78
<b>Tableau 45:</b> Vérification de la contrainte du béton.....	78
<b>Tableau 46:</b> Le calcul des charges .....	79
<b>Tableau 47:</b> Les réactions et les Moment fléchissant (ELS ).....	80
<b>Tableau 48:</b> Tableau de ferrailage à l'ELU.....	80
<b>Tableau 49:</b> les vérifications à l'ELS .....	80
<b>Tableau 50:</b> La vérification de la flèche.....	81
<b>Tableau 51:</b> Tableau récapitulatif des sollicitations.....	83
<b>Tableau 52:</b> le ferrailages à la flexion simple .....	83
<b>Tableau 53:</b> Tableau du ferrailage à la torsion.....	84
<b>Tableau 54:</b> Vérifications des contraintes à l'ELS.....	85
<b>Tableau 55:</b> Le ferrailage de dalle .....	87
<b>Tableau 56:</b> La vérification des contraintes .....	88
<b>Tableau 57:</b> Le ferrailages de la dalle .....	90
<b>Tableau 58:</b> vérification des contraintes .....	91
<b>Tableau 59:</b> Les charges verticales .....	93
<b>Tableau 60:</b> Différentes combinaisons à utiliser.....	94
<b>Tableau 61:</b> calcul de la position de l'axe neutre .....	97
<b>Tableau 62:</b> Le ferrailage de la poutre de chaînage .....	99
<b>Tableau 63:</b> vérification des contraintes .....	100

## Chapitre IV

<b>Tableau 1:</b> valeurs des pénalités .....	103
<b>Tableau 2:</b> période et taux de participation massique de la structure .....	106
<b>Tableau 3:</b> Vérification de la résultante des forces sismiques a la base .....	108
<b>Tableau 4:</b> Vérification de l'effort normal réduit.....	109
<b>Tableau 5:</b> l'interaction sous charges vertical.....	110
<b>Tableau 6:</b> l'interaction sous charges horizontal .....	111
<b>Tableau 7:</b> Vérification des déplacements relatifs .....	112
<b>Tableau 8:</b> Vérification de l'effet P-Delta .....	113

## Chapitre V

<b>Tableau 1:</b> Sollicitations et ferrailages des poutres.....	114
<b>Tableau 2:</b> Vérification des contraintes tangentielles .....	116
<b>Tableau 3:</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement .....	116
<b>Tableau 4:</b> Vérification de l'état limite de compression .....	117
<b>Tableau 5:</b> Les schémas ferrailage des poutres.....	117
<b>Tableau 6:</b> Sollicitations et ferrailages dans les poteaux .....	118
<b>Tableau 7:</b> Vérification du ferrailage transversal des poteaux .....	121
<b>Tableau 8:</b> Vérification au flambement des poteaux .....	122
<b>Tableau 9:</b> Vérification des contraintes dans les poteaux.....	123
<b>Tableau 10:</b> Vérification des contraintes de cisaillements.....	123
<b>Tableau 11:</b> Moment résistant dans les poteaux .....	124
<b>Tableau 12:</b> Moment résistant dans les poutres .....	124
<b>Tableau 13:</b> Vérification des zones nodales (poutres principales).....	125
<b>Tableau 14:</b> Vérifications des zones nodales (poutres secondaires).....	125
<b>Tableau 15:</b> schémas de Ferrailages des poteaux .....	126
<b>Tableau 16:</b> Sollicitations dans le voile du RDC .....	128
<b>Tableau 17:</b> Ferrailage du voile $V_{x2}$ .....	130
<b>Tableau 18:</b> Ferrailage de voile $V_{x4}$ .....	131
<b>Tableau 19:</b> Ferrailage de voile avec ouverture $V_{x3}$ .....	132
<b>Tableau 20:</b> Ferrailage de voile $V_{y3}$ .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<b>Tableau 21:</b> Ferrailage de voile $V_{y4}$ .....	135

## Chapitre VI

<b>Tableau 1:</b> Les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes..	139
<b>Tableau 2:</b> ferrailage de radier .....	144
<b>Tableau 3:</b> Vérification des contraintes à l'ELS. ....	145
<b>Tableau 4:</b> Calcul des armatures à l'ELS.....	145
<b>Tableau 5:</b> Les chargements sur les travées sens X-X. ....	148
<b>Tableau 6:</b> Les chargements sur les travées sens Y-Y. ....	148
<b>Tableau 7:</b> Les sollicitations à l'ELU sens X-X. ....	149
<b>Tableau 8:</b> Les sollicitations à l'ELS sens X-X. ....	150
<b>Tableau 9:</b> Les sollicitations à l'ELU sens Y-Y .....	151
<b>Tableau 10:</b> Les sollicitations à l'ELS sens Y-Y .....	151



<b>Tableau 11:</b> Calcul des ferrailages.....	152
<b>Tableau 12:</b> Vérification des contraintes à l'ELS .....	153
<b>Tableau 13:</b> Le calcul des armatures à l'ELS .....	153
<b>Tableau 14:</b> Schémas de ferrailage .....	154
<b>Tableau 15:</b> Le calcul de ferrailage.....	157
<b>Tableau 16:</b> Vérification des contraintes à l'ELS. ....	158
<b>Tableau 17:</b> Calcule des armatures à l'ELS. ....	158

# *Symboles et Notations*

**E** :Module d'élasticité longitudinale, séisme.

**G** :Charges permanentes.

**Q** :Action variables quelconque.

**S** :Action dues à la neige.

**W** :Action dues au vent.

**A<sub>s</sub>** :Aire d'un acier.

**B** :Aire d'une section de béton.

**E** :Module d'élasticité longitudinal.

**E<sub>b</sub>** :Module de déformation longitudinale du béton.

**E<sub>i</sub>** :Module de déformation instantanée.

**E<sub>fl</sub>** :Module de déformation sous fluage.

**E<sub>s</sub>** :Module d'élasticité de l'acier.

**E<sub>v</sub>** :Module de déformation différée ( $E_{vj}$  pour un chargement appliqué à l'âge de « j » jours).

**F**:Force ou action en général.

**I**:Moment d'inertie.

**L** :Longueur ou portée.

**M** :Moment en général.

**M<sub>g</sub>** :Moment fléchissant développé par les charges permanente.

**M<sub>q</sub>** :Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée.

**M<sub>0</sub>**: moment isostatique.

**M<sub>i</sub>** : Moment à l'appui i

**M<sub>g</sub>** et **M<sub>d</sub>** : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

**M<sub>j</sub>** : Moment correspondant à j.

**M<sub>g</sub>**: Moment correspondant à g.

**M<sub>q</sub>**: Moment correspondant à q.

**N<sub>s</sub>** : Effort normal de service.

**N<sub>u</sub>** : Effort normal ultime.

**N** : Effort normale du aux charges verticales.

**a**:Une dimension (en générale longitudinal).

**b** :Une dimension (largeur d'une section).

**b<sub>0</sub>** :Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

**d** : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

**d**: Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

**e**: Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

**f**: Flèche.

**f<sub>ji</sub>** : la flèche correspondant à j.

**f<sub>gi</sub>** : la flèche correspondant à g.

**f<sub>qi</sub>** : la flèche correspondant à q.

**f<sub>gv</sub>**: la flèche correspondant à v.

**Δf<sub>tadm</sub>** : la flèche admissible.

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité.

**f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge « j » jours.

**f<sub>tj</sub>**: Résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours.

**f<sub>c28</sub>** et **f<sub>t28</sub>**: Grandeurs précédentes avec j=28j.

**g**: Densité des charges permanentes.

**h**: Hauteur totale d'une section.

**h<sub>0</sub>** : épaisseur de la dalle de compression.

**h<sub>e</sub>** : hauteur libre d'étage.

**i** : Rayon de giration d'une section de B A.

**j** : Nombre de jours.

**l<sub>f</sub>** : Longueur de flambement.

**n** : Coefficient d'équivalence acier-béton.

**q**: Charge variable.

**S<sub>t</sub>**: Espacement des armatures transversales.

**X** : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

**σ<sub>bc</sub>**: Contrainte de compression du béton.

**Br** : Section réduite.

**C<sub>T</sub>**: coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

**C** : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU**: Etat limite ultime.

**F** : Coefficient de sécurité = 1.5.

**Ht** : Hauteur totale du plancher.

**I** : Moment d'inertie (m<sup>4</sup>).

**I<sub>ji</sub>** : Moment d'inertie correspondant à j.

$I_{gi}$ : Moment d'inertie correspondant à g.  
 $I_{qi}$ : Moment d'inertie correspondant à q.  
 $I_{gv}$ : Moment d'inertie correspondant à v.  
 $Q$ : Facteur de qualité.  
 $q_u$ : Charge ultime.  
 $q_s$ : Charge de service.  
 $L_{max}$ : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).  
 $l'$ : Longueur fictive.  
 $L'g$  et  $l'd$ : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.  
 $n$ : Nombre de marches sur la volée.  
 $R$ : Coefficient de comportement global.  
 $T_2$ : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.  
 $V$ : Effort tranchant.  
 $W$ : Poids propre de la structure.  
 $W_{Qi}$ : Charges d'exploitation.  
 $W_{Gi}$ : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.  
 $\sigma_s$ : Contrainte de compression dans l'acier  
 $\sigma_j$ : Contrainte correspondant à j.  
 $\sigma_g$ : Contrainte correspondant à g.  
 $\sigma_q$ : Contrainte correspondant à q.  
 $\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau ( $t/m^3$ ).  
 $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité.  
 $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité.  
 $\varphi$ : Angle de frottement interne du sol (degrés).  
 $\sigma_{adm}$ : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).  
 $\tau_u$ : Contrainte de cisaillement (MPa).  
 $\eta$ : Facteur d'amortissement.  
 $\beta$ : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.  
 $\mu_l$ : Moment réduit limite.  
 $\mu_u$ : Moment ultime réduit.  
 $\lambda_i$ : Coefficient instantané.  
 $\lambda_v$ : Coefficient différé.



# *Introduction générale*

# *Introduction Générale*

---

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

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

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment multifonctionnel (R+8+SS), parking au sous-sol, commerces au niveau de RDC, et logements d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques), qu'il est situé en zone IIa .

Notre étude consiste à répondre aux principales problématiques suivantes:

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

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



# *Chapitre I :*

## *Généralités*

### I.1. Introduction

La réalisation d'une construction quelconque nécessite une bonne connaissance du sol ainsi que les caractéristiques géométriques de l'ouvrage, appuyant sur les règlements nécessaires et tenant compte des différents matériaux utilisés. Quand ces facteurs sont réunis, l'ingénieur de génie civil peut débiter son étude.

### I.2. Présentation de site

Le projet concerné par l'étude est situé a AMADENE OUADA la commune de Oued Ghir wilaya de Bejaia sur un terrain doté d'une pente faible a moyenne, il est limité au sud par une piste menant vers la RN12 .

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques algérienne RPA99 révisé en 2003 la région de Bejaia est classé en zone **IIa** de sismicité moyenne



Figure 1: image satellite du site prise avec Google earth

### I.3. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en R+8 +1 sous sol reparté comme suivant :

- parkings au sous sols
- des commerces au rez-de-chaussée ;
- Des logements à partir du 1<sup>ère</sup> jusqu'au 8<sup>ème</sup> étage



### I.3.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

#### I.3.1.1. Dimensions en plan

notre bâtiment est sous forme **L** et ses dimensions en plan sont comme suit :

- ❖ Largeur totale du bâtiment : 19.40 m
- ❖ Longueur totale du bâtiment : 31.10 m

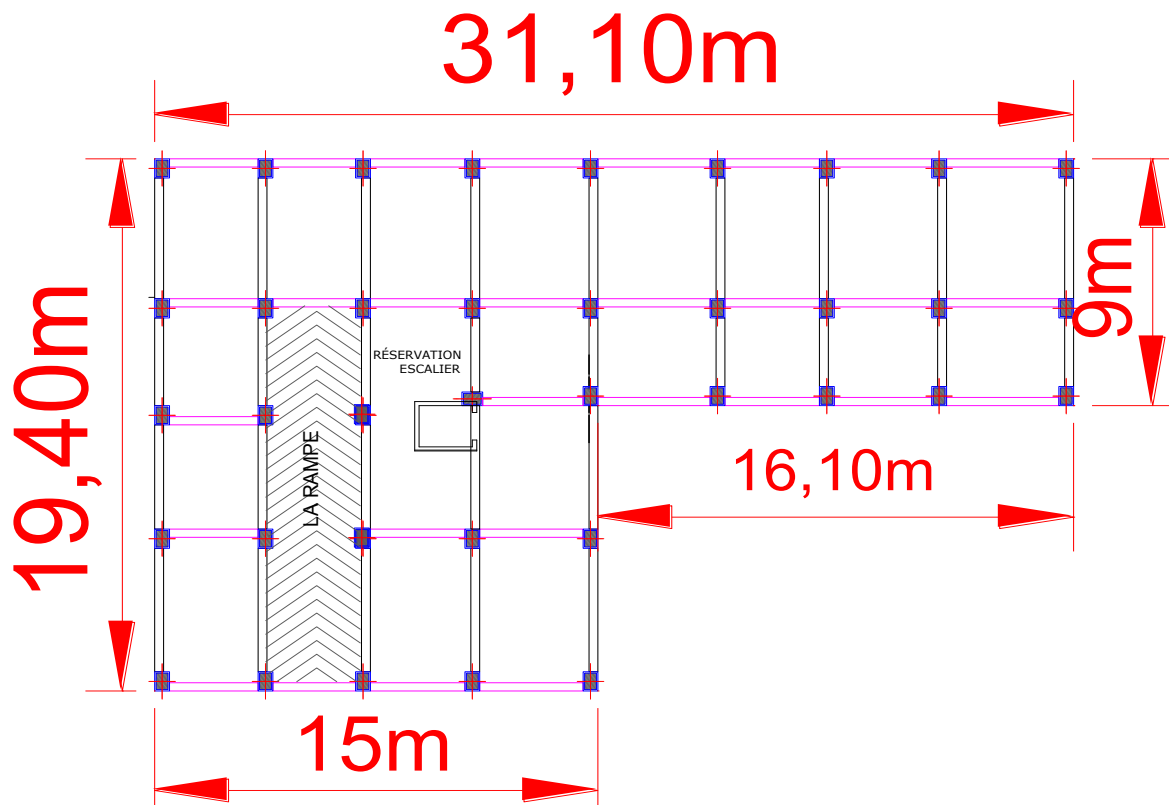
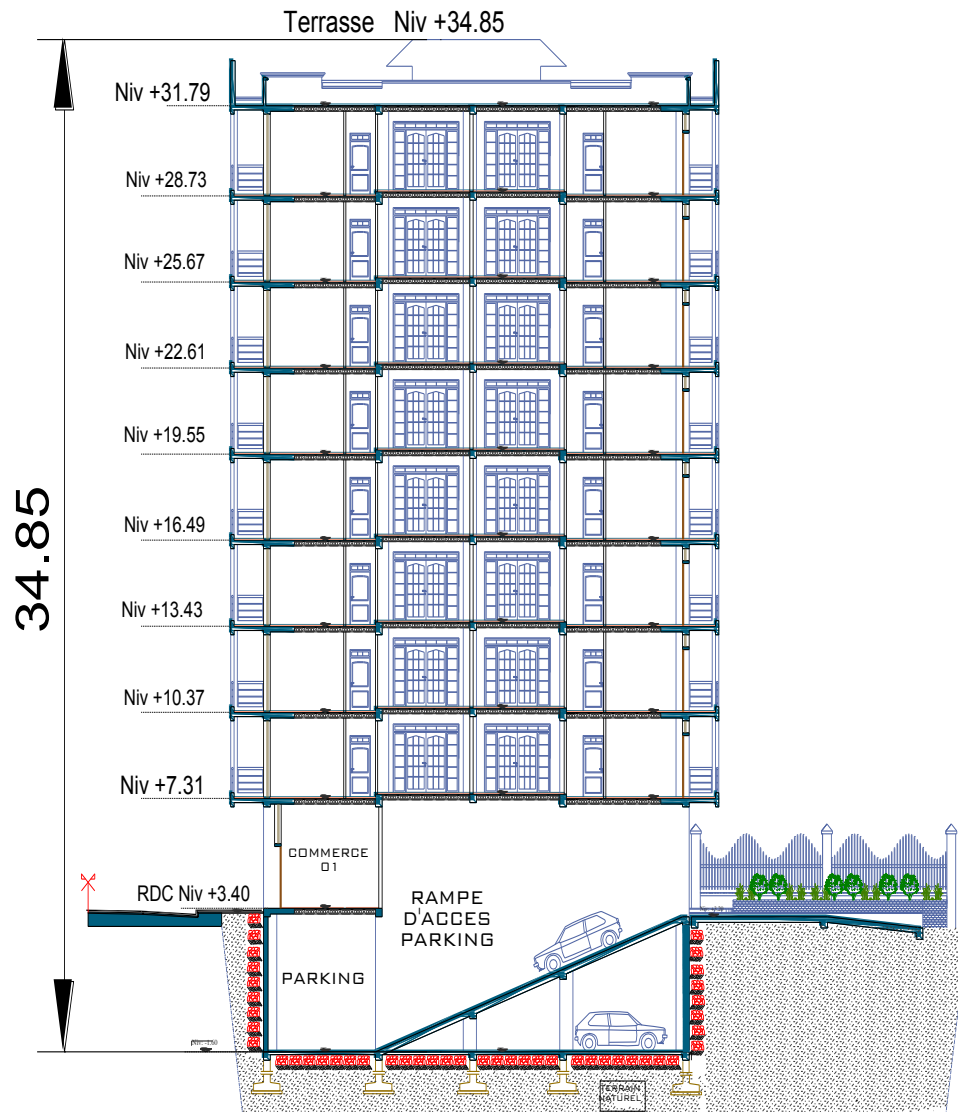


Figure 2: les dimension en plan de la structure

### I.3.1.2. Dimensions en élévation :

- ❖ Hauteur totale du bâtiment: 34.85 m
- ❖ Hauteur du sous-sol : 3.40 m
- ❖ Hauteur du RDC : 3.91 m
- ❖ Hauteur de l'étage courant : 3.06 m



*Figure 3: les dimensions en élévation de la structure*

### I.3.2. Description structurale

#### I.3.2.1. Plancher

Un plancher est une aire plane qui sert à séparer les différents étages, ses différents rôles sont:

- ✓ Rôle de résistance : supporter les charges appliquées ;
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique ;
- ✓ Rôle de transmission des charges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de planchers en béton armé, les plus courants sont :

- ✓ Planchers à cops creux .
- ✓ Planchers en dalle pleine.

#### I.3.2.2. Les escaliers

Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. Voici quelque type d'escalier :

- 1<sup>er</sup> type : escaliers à deux volées.
- 2<sup>ème</sup> type : escalier balancés.
- 3<sup>ème</sup> type : Escalier hélicoïdale à noyau central.

#### I.3.2.3. Les maçonneries

Il existe deux types de maçonneries :

- ✓ **Mur de séparation intérieure (simple paroi)** : Cloison de séparation de 10 cm.
- ✓ **Mur extérieur (double paroi)** : Les murs extérieurs sont réalisés en brique creuse à double parois (celle de l'intérieur de 10cm et celle de l'extérieur de 15cm séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur).

#### I.3.2.4. L'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé, entourant la terrasse, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

#### I.3.2.5. Les balcons

Ce sont des éléments réalisés en dalle pleine.

#### I.3.2.6. Les portiques

Ce sont des structures composées de poteaux et de poutres rigidement liés.

#### I.3.2.7. Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé conçus pour le contreventement et résister aux chargements sismiques. Les voiles peuvent être simples ou composé.

#### I.3.2.8. L'infrastructure

C'est un élément qui permet de transmettre les charges de la superstructure au sol d'assise.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix dépend de plusieurs facteurs :

- ✓ La résistance du sol ;
- ✓ L'importance de la charge (du bâtiment) ;
- ✓ Les dimensions des trames.

Il existe de grandes familles de la fondation :

- ✓ Les fondations superficielles.
- ✓ Les fondations profondes.

#### I.4. Choix du type de contreventement

**L'ossature :** Etant donné que le bâtiment est situé en zone sismique (IIa) et qu'il dépasse les 14m de hauteur, alors on a choisi un système de contreventement mixte assurée par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction (article 3-4-A-1-a RPA99 révisé en 2003)

#### I.5. Bases réglementaires

##### I.5.1. Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- ✓ Béton aux états limites BAEL 91/Version99 ;
- ✓ DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003 ;
- ✓ DTR BC 2.41 : Règle de conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93 ;
- ✓ DTR B.C.2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation ;
- ✓ DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles ;

##### I.5.2. Les actions :

Les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.) et aux déformations imposées (variations de température, tassements d'appuis, etc.) qui entraînent des déformations de la structure.

##### Valeurs caractéristiques des actions :

Les états limites distinguent principalement 3 types d'actions caractéristiques : **les actions permanentes, les actions variables et Les actions accidentelles.**

##### I.5.2.1. Les actions permanentes :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps. Elles sont désignées par la lettre **G**.

- Poids propre de la structure ;
- Cloisons, revêtements, superstructures fixes ;
- Poussée des terres, de l'eau.

##### I.5.2.2. Les actions variables :

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Elles sont désignées par la lettre **Q**.

- Charges d'exploitation classées par durée d'application (provisoire, longue durée) ;
- Charges climatiques (neige et vent) ;
- Effets thermiques (retrait) ;
- Charges appliquées en cours d'exécution.

**I.5.2.3. Les actions accidentelles :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très faibles, mais peuvent causer des dégâts importants :

- Séismes ;
- Explosions ;
- Chocs de véhicules ou de bateaux.

**I.6. 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.

On combine ensuite ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

**I.6.1. Combinaison du BAEL :**

**I.6.1.1. Combinaison d’actions à l’ELS**

La combinaison d’action courante à l’ELS est la suivante :

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

Avec :

**G<sub>max</sub>**: ensemble (somme) des actions permanentes défavorables.

**G<sub>min</sub>**: ensemble (somme) des actions permanentes favorables.

**Q<sub>1</sub>**: action variable de base.

**Q<sub>i</sub>**: autres actions variables d’accompagnement avec leur coefficient  $\Psi_i$

**I.6.1.2. Combinaison d’actions à l’ELU**

La combinaison d’action courante à l’ELU est la suivante :

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1,3 \Psi_{0i} Q_i$$

Avec :

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 & \text{En général.} \\ 1.35 & \text{Pour l’effet de la température, et pour les bâtiments agricoles à faible occupation humaine.} \end{cases}$$

**G<sub>max</sub>**: ensemble (somme) des actions permanentes défavorables.

**G<sub>min</sub>**: ensemble (somme) des actions permanentes favorables.

**Q<sub>1</sub>**: action variable de base.

**Q<sub>i</sub>**: autres actions variables d’accompagnement avec leur coefficient  $\Psi_{0i}$ .

$\Psi_{0i} \leq 1$ , en général  $\Psi_{0i} = 0.77$  sauf pour les salles d’archives et les parcs de stationnement où  $\Psi_{0i} = 0.9$ .

### I.6.1.3. Combinaison accidentelles :

La combinaison de base est :

Les coefficients  $\Psi_{1,1}$  et  $\Psi_{2i}$  sont fixés par les textes réglementaires.

### I.6.2. Combinaison du RPA

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limite.

- $G + Q + E$
- $0.8G \pm E$

**Pour les poteaux** dans les **ossatures auto stables**, la combinaison  $G + Q + E$  est remplacée par la combinaison suivants :

- $G + Q + 1.2E$

**G** : charges permanents.

**Q** : charges d'exploitation non pondérée.

**E** : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

### I.7. Les sollicitations :

Lorsqu'un solide est soumis à l'action de forces, il se déforme. Cette déformation reste très faible tant que les forces n'atteignent pas une certaine intensité. Si on supprime les forces, la déformation disparaît. Si les forces continuent à croître, la déformation augmente considérablement et subsiste lorsqu'on supprime les forces. Si les efforts croissent encore, la déformation permanente s'aggrave et la rupture survient. En conclusion, les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion et de torsion) développés dans une combinaison d'action.

On distingue deux types de sollicitation :

#### Sollicitations simples :

- Extension ou traction simple.
- Compression simple.
- Cisaillement.
- Torsion simple.
- Flexion simple.

#### Sollicitations composées :

Il est rare qu'une poutre soit uniquement tendue, comprimée, cisailée, tordue ou fléchie. En général les forces qui lui sont appliquées la soumettent à plusieurs sollicitations simultanées. Les sollicitations composées les plus fréquentes sont :

- Flexion avec compression ou traction.
- Flexion avec torsion.
- Torsion avec compression ou traction.

## I.8. Conclusions

Les Caractéristiques du sol et des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure sont résumées sur le tableau suivant :

*Tableau 1: caractéristiques des matériaux utilisés*

béton	acier
<p>La résistance à la compression : <math>f_{c28} = 25</math> MPa.</p> <p>La résistance à la traction : <math>f_{t28} = 2.1</math> MPa.</p> <p>Contrainte limite à l'ELU :</p> <p>Situation durable : <math>f_{bu} = 14.2</math> MPa.</p> <p>Situation accidentelle : <math>f_{bu} = 18.48</math> MPa.</p> <p>Contrainte limite à l'ELS : <math>\sigma_{bc} = 15</math> MPa.</p> <p><math>E_{ij} = 32164.2</math> MPa.</p> <p><math>E_{vj} = 10819</math> MPa.</p>	<p>Limite élastique : <math>f_e = 400</math> MPa.</p> <p>Module d'élasticité : <math>E = 2 \cdot 10^5</math> MPa.</p> <p>Contrainte de calcul à l'ELU :</p> <p>Situation courante : <math>\sigma_s = 348</math> MPa.</p> <p>Situation accidentelle : <math>\sigma_s = 400</math> MPa.</p> <p>Contrainte à l'ELS :</p> <p>FPN : <math>\bar{\sigma}_s = 201.63</math> Mpa</p>

*Tableau 2: caractéristiques du sol*

Ancrage D(m)	1.5
Poids volumique du sol $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	20
Angle de frottement $\varphi^\circ$	8
Cohésion C (bars)	0.14
Contrainte admissible $Q_{adm}$ (bars)	1.60

# *Chapitre II :*

## *Pré dimensionnement des éléments*



## II.1. Introduction

Le but de ce chapitre est de pré dimensionner les différents éléments de notre structure, Pour le faire on fait appel aux règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93).

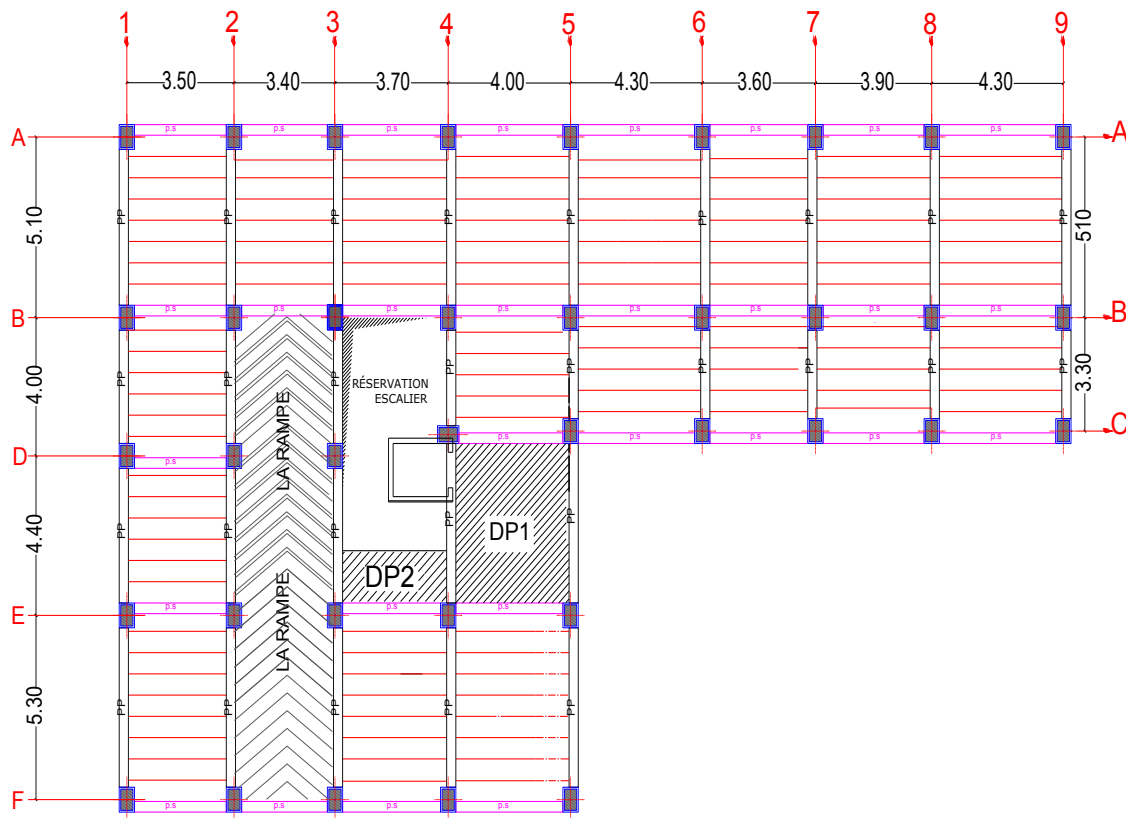
## II.2. Disposition des poutrelles

Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères suivants :

- ✓ Le critère de la plus petite portée.
- ✓ Le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Concernant notre cas, nous avons opté pour une disposition qui satisfait les deux critères énoncé précédemment

**Etage RDC :**



*Figure 1: la disposition des poutrelles au niveau RDC*

Étage courant :

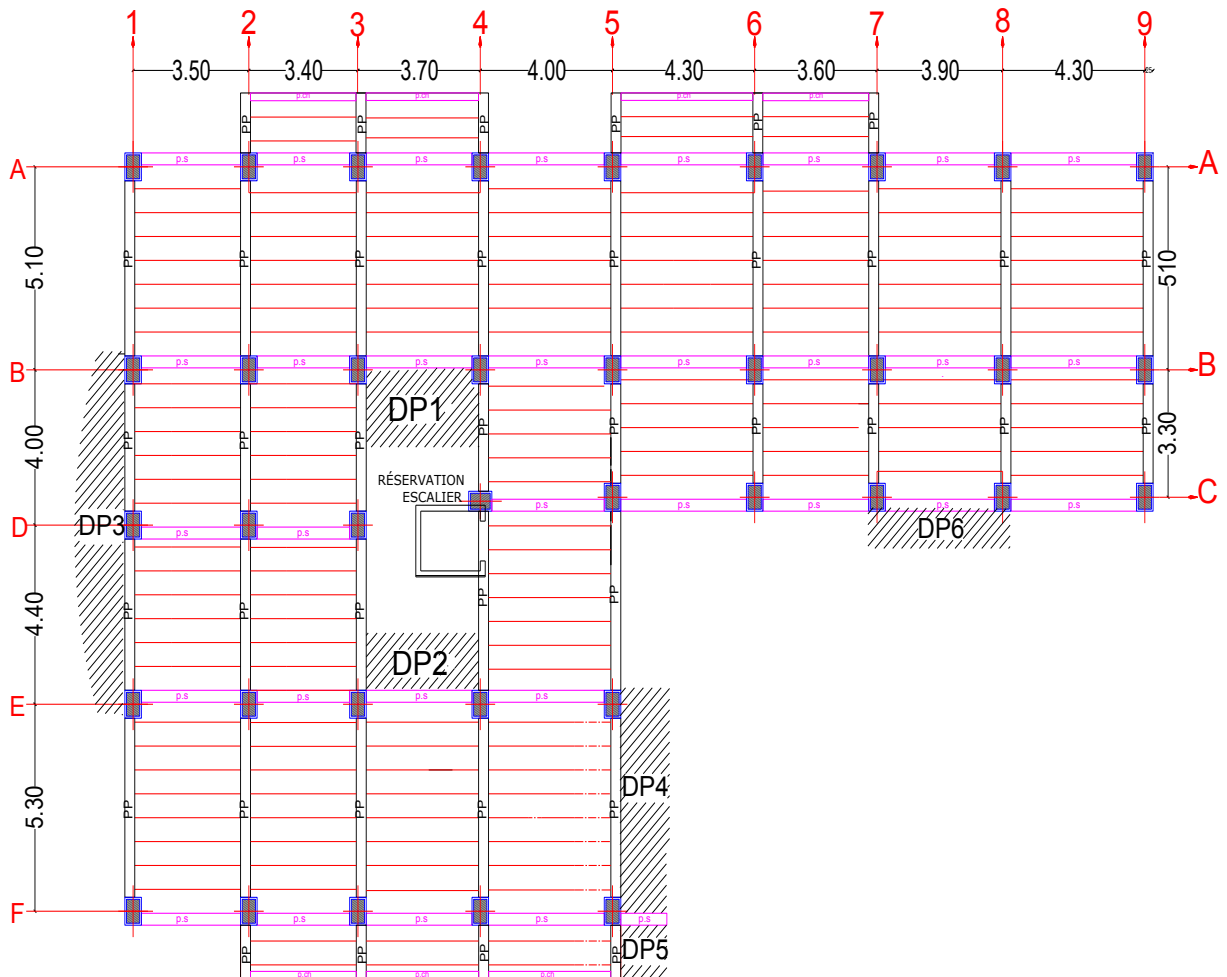


Figure 2: la disposition des poutrelles au niveau de l'étage courant (niveau 1)

### II.3. Pré-dimensionnement du plancher

On appelle planchers l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destiné à reprendre les charges d'exploitations et autres charges permanentes (cloisons, revêtement, ...) et à les transmettre aux éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs).

Les planchers peuvent être constitués d'un ou de plusieurs éléments suivants :

- ✓ Dalle ;
- ✓ Nervures ou poutrelles ;
- ✓ Poutres ;

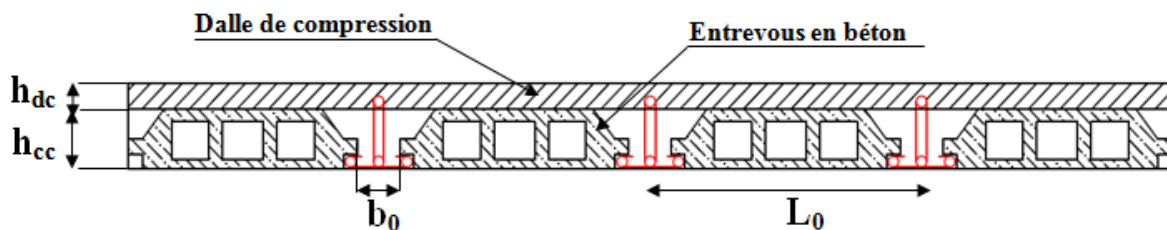


Figure 3: Coupe transversale d'un plancher à cors creux

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

$h_{cc}$  : hauteur du corps creux.

$b_0$  : largeur de la nervure.

$L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles qui est donnée par la formule suivante :

$$h \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad \text{CBA 93(Art B.6.8.4.2.4)}$$

$L_{max}$  : la distance max entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

On a donc :

$b = 30$  cm (b est choisie forfaitairement).

La portée de la poutre max dans le sens de disposition des poutrelles est de 430 cm.

$$L_{max} = 430 - 30 = 400 \text{ cm} \Rightarrow h \geq \frac{400}{22.5} \text{ donc } h \geq 17.78 \text{ cm}$$

On prend 20 cm soit :

- Hauteur de dalle de compression  $h_{dc} = 4$  cm.
- Hauteur de corps creux  $h_{cc} = 16$  cm.

#### II.4. Pré-dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales. Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

**Remarque :** Dans le cas où les travées sont identiques, on prend le sens où on a plus d'appuis (critère de continuité).

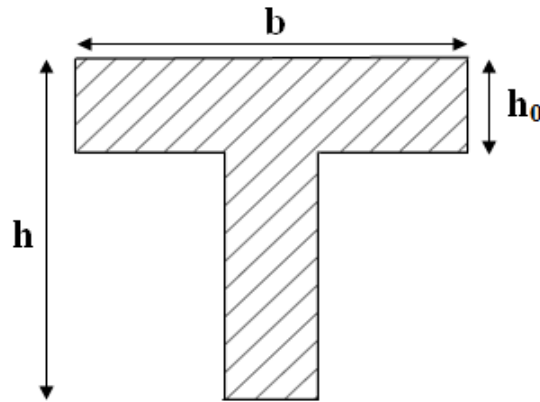


Figure 4: coupe transversal d'une poutrelle

**b :** Largeur efficace.

**b<sub>0</sub> :** Largeur de la nervure, choisie forfaitairement entre 8 et 14 cm.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h$$

**h :** Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher).

**h<sub>0</sub> :** Hauteur de la dalle de compression.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \quad \dots\dots\dots \text{(CBA .Art 4.1.3)}$$

**L<sub>x</sub> :** Distance entre nus de deux poutrelles.

**L<sub>y</sub><sup>min</sup> :** Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Donc on a ce qui suit :

$$h=16 \text{ cm}; h_0= 4 \text{ cm}; b_0= 10 \text{ cm}$$

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

$$L_y^{\min} = 340 - 30 = 310 \text{ cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{310}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-10}{2} \leq \min(27,5, 31) \\ \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

### II.5. Les dalles pleines

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé et de portées  $L_x$  et  $L_y$ . On désigne par  $L_x$  la plus petite portée  $L_y$  la plus grande portée du panneau.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Le pré dimensionnement des dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

✓ **critère de résistance :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{l_x}{20} \quad \text{pour une dalle sur un ou deux appuis en parallèles.} \\ \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \text{pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4. \\ \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \text{pour une dalle sur trois appuis et une dalle sur 4 appuis avec } \rho \geq 0.4. \end{array} \right.$$

✓ **Critère de résistance au feu :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 7\text{cm} \quad \text{pour une heure de coupe-feu.} \\ e \geq 11\text{cm} \quad \text{pour deux heures de coupe-feu.} \\ e \geq 14\text{cm} \quad \text{pour quatre heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

✓ **Critère d'isolation phonique :**

$$e \geq 14\text{cm}$$

Non applicable pour les dalles de l'extérieur (balcons).

#### II.5.1. Dalle D1 : (dalle pleine reposant sur 3 appuis)

$$L_y = 3.40 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{1.90}{3.40} = 0.56 > 0.4$$

$$\text{Critère de résistance : } \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

$e$  : épaisseur de la dalle.

$l_x$  : le plus petit côté du panneau de la dalle.

Critère de coup feu : pour 2 heures de coup feu,  $e \geq 11 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40} \Rightarrow \{ 3.55 \text{ cm} \leq e \leq 4\text{cm} \end{array} \right.$$

$$e \geq 14\text{cm}$$

**d'ou on prend :  $e = 15 \text{ cm}$**

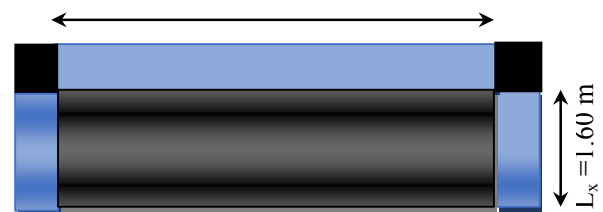


Figure 5: Dalle pleine sur 3 appuis

**II.5.2. Dalle D1 (RDC) :(dalle pleine sur 4 appuis)**

$$\rho = \frac{3.70}{4} = 0.82 > 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \text{ pour une dalle sur 4 appuis}$$

avec  $\rho \geq 0.4$ .

$$\frac{370}{45} \leq e \leq \frac{370}{40} \Rightarrow \begin{cases} 8.22 \text{ cm} \leq e \leq 9.25 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ Critère d'isolation phonique :

$e \geq 14 \text{ cm}$  d'ou on prend :  $e = 15 \text{ cm}$

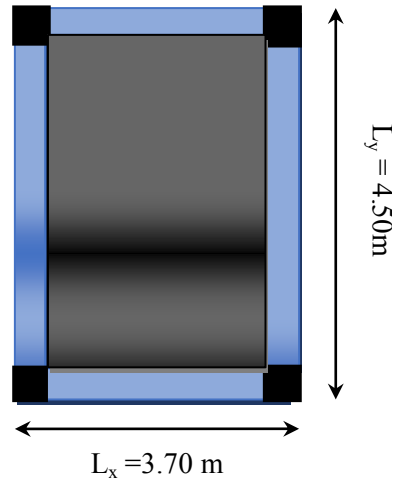


Figure 6:Dalle pleine sur 4 appuis

**II.5.3. Dalle D5 :(dalle pleine sur 2 appuis)**

$$\rho = \frac{l_x}{L_y} = \frac{1.25}{1.5} = 0.83 > 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{125}{45} \leq e \leq \frac{125}{40}$$

$$\begin{cases} 2.77 \text{ cm} \leq e \leq 3.125 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

d'ou on prend :  $e = 12 \text{ cm}$

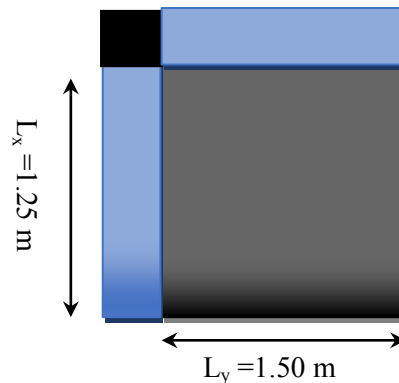


Figure 7:Dalle pleine sur 2appuis

**II.6. Pré-dimensionnement des poutres**

Les poutres sont des éléments dans la longueur L est largement supérieur aux dimensions de la section (soit en T é ou rectangulaire), elles sont classées dans la catégorie des éléments structuraux, et leurs rôle principale est la transmission des charges verticales au système porteur (poteaux et voiles).

Leur pré-dimensionnement est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10} \text{ avec}$$

$L_{max}$  : la portée max.

**Condition du RPA**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \dots\dots\dots [\text{art 7.5.1}]$$

### II.6.1. Poutres principales

Les poutres principales reprennent les charges du plancher, elles sont perpendiculaire aux poutrelles.

$$L_{\max} = 530 - 60 = 470 \text{ cm}$$

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \implies 33.33 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.8h \quad \text{d'où} \implies \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} h = 40 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des Conditions du **RPA** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots \textit{vérifiée} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots \textit{vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \text{ cm} \leq 4 \dots\dots \textit{vérifiée} \end{array} \right.$$

### II.6.2. Poutres secondaires

Sont des poutres parallèles aux poutrelles, qui s'appuient sur les poutres principales.

$$L_{\max} = 430 - 30 = 400 \text{ cm}$$

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \implies 26.67 \leq h \leq 40$$

$$\text{On prend } h = 35 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.8h \quad \text{d'où} \implies \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des Conditions du **RPA** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots \textit{vérifiée} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots \textit{vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \dots\dots \textit{vérifiée} \end{array} \right.$$

### II.7. Le pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement vertical, généralement en béton armé. Ils sont pleins ou comportant des ouvertures. Ils assurent deux fonctions principales :

- ✓ Ils sont porteurs ce qui leur permet le transfert des charges verticales ;
- ✓ Une fonction de contreventement qui garantit la stabilité sous l'action des charges horizontales.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Selon le **RPA 99/ (2003)** :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm.} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \\ L \geq 4 e. \end{array} \right.$$

Avec :

$h_e$  : hauteur libre d'étage.

$e$  : épaisseur du voile.

$L$  : longueur du voile.

sous sol :

✓ On a:

$$h = 340 \text{ cm;}$$

$$e_{\text{plancher}} = 20 \text{ cm.}$$

$$h_e = 340 - 35 = 305 \text{ cm.}$$

$$e \geq \max \left[ \frac{h_e}{20} ; 15 \right]$$

$$e \geq \max \left[ \frac{305}{20} ; 15 \right] \implies e \geq \max [ 15.25 ; 15 ]$$

$$\text{d'où } e \geq 15.25 \text{ cm.}$$

On opte pour :  **$e = 20 \text{ cm}$**

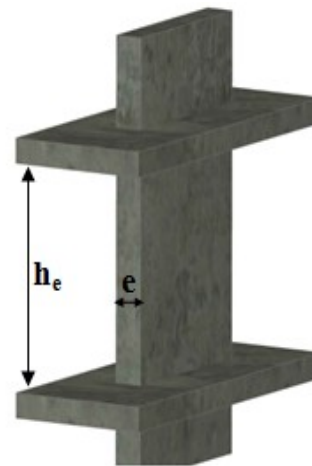


Figure 8: illustration d'un voile en élévation

Tableau 1: Le pré dimensionnement des voiles

Etage	h (cm)	$h_e$ (cm)	e (cm)
RDC	391	356	20
Etage courant	306	271	15

### II.8. Pré –dimensionnement des escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une suite régulière de marches, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

$H$  : la hauteur du palier ;

$L_0$  : longueur projetée de la volée ;

$L_v$  : longueur de la volée ;

$L_p$  : longueur du palier départ ;

$L'_p$  : longueur du palier d'arrivée.

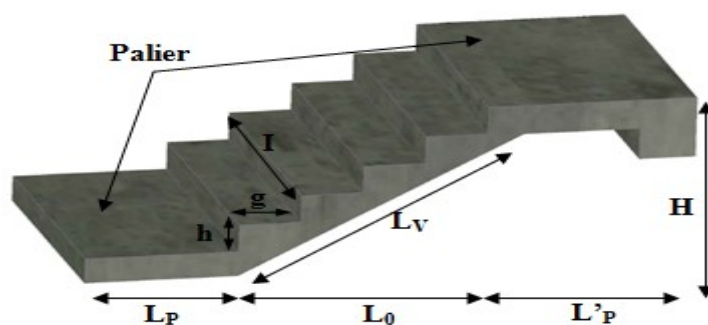


Figure 9: illustration d'un escalier



**Giron (g)**: largeur de la marche.

**Contremarche (h)** : hauteur de la marche.

**Emmarchement (l)** : longueur de la marche.

**Ligne de foulée** : projection en plan du chemin suivis pour emprunter les escaliers, elle tracée à 50 cm du jour.

**Paillasse** : la dalle horizontale inclinée sous les marches et qui sert de support à ces marches.

**Palier** : la dalle horizontale d'accès de repos ou d'arrivée.

**Volée** : succession de marches entre deux paliers.

**Pente** : l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.

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

- ✓ La hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- ✓ La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- ✓ La formule empirique de **BLONDEL** :  $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$ .
- ✓  $g = \frac{L_0}{n-1}$  et  $h = \frac{H}{n}$

Avec :

n - 1 : nombre de marche ;

L : longueur de la volée ;

n : nombre de contre marche.

### Exemple de calcul :

Dans notre cas nous avons un seul type d'escalier (escalier à trois volées) :

#### II.8.1. Escalier du sous sol :

##### Calcul de la volée 1

Calcul de la hauteur d'une contre marche (h) et du giron (g) :

On : h = 17 cm ; L<sub>0</sub> = 60cm.

D'après le plan d'architecture, nous avons deux marches par palier.

Donc : n = 3 contre marche.

D'après la formule de **BLONDEL**, on a :

$$H = h * n = 17 * 3 = 51 \text{ cm}$$

Nombre de giron pour trois contre marche :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{60}{3-1} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{On a: } 60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow 60 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow 60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

Donc :

Le giron d'une marche est : g = 30 cm.

La hauteur d'une contre marche est : h = 17cm.

✓ Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

La longueur développée est :  $L = L_v + L_p + L'_p$ .

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left( \frac{51}{60} \right) \approx 40.36^\circ$$

$$L_v = \sqrt{(0.60)^2 + (0.51)^2} = 0.787 \text{ m}$$

$$L = 1.80 + 0.787 + 1.35 = 3.94 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{394}{30} \leq e \leq \frac{394}{20}$$

$$\Rightarrow 13.12 \leq e \leq 19.68$$

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

**Escalier sous-sol :**

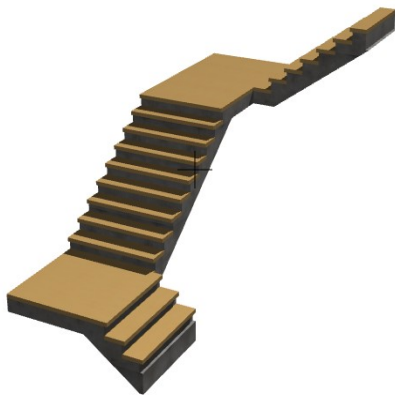


Figure 10: Vu en 3D de l'escalier sous-sol

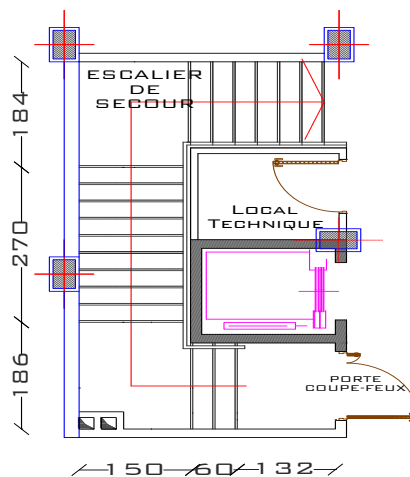


Figure 11: Vu en plans de l'escalier sous-sol

Tableau 2: les caractéristiques de l'escalier sous-sol

Numéro d'étage	Volée 1	Volée 2	Volée 3	Hauteur d'étage (m)
H(m)	0.51	1.70	1.19	3.40
n	3	10	7	
n-1	2	9	6	
g(cm)	30	30	30	
h (cm)	17	17	17	
$\alpha$ (°)	40.36	32.19	29.53	
Epaisseur (e) cm	15	15	15	

Escalier RDC :

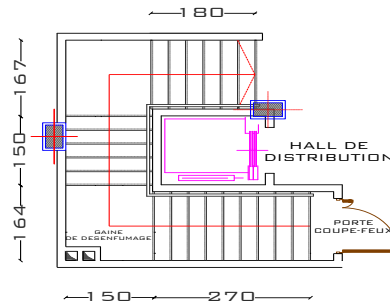
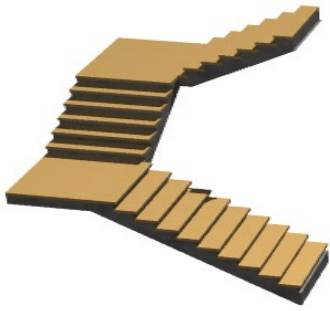


Figure 13:Vu en 3D de l'escalier RDC

Figure 12 :Vu en plans de l'escalier RDC

Tableau 3:les caractéristiques de l'escalier RDC

Numéro d'étage	Volée 1	Volée 2	Volée 3	Hauteur d'étage (m)
H(m)	1.70	1.02	1.19	3.91
n	10	6	7	
n-1	9	5	6	
g(cm)	30	30	30	
h (cm)	17	17	17	
$\alpha$ (°)	32.19	34.21	33.47	
Epaisseur (e) cm	15	15	15	

Escalier d'étages

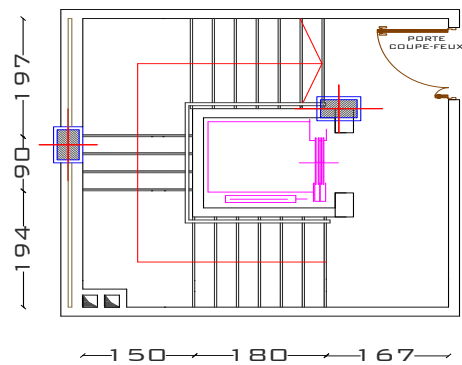


Figure 15:Vu en 3D de l'escalier d'étages

Figure 14:Vu en plans de l'escalier d'étages

Tableau 4:les caractéristiques de l'escalier d'étages

Numéro d'étage	Volée 1	Volée 2	Volée 3	Hauteur d'étage (m)
H(m)	1.19	0.68	1.19	3.06
n	7	4	7	
n-1	6	3	6	
g(cm)	30	30	30	
h (cm)	17	17	17	
$\alpha$ (°)	33.47	37.07	33.47	
Epaisseur (e) cm	15	15	15	

II.9. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations

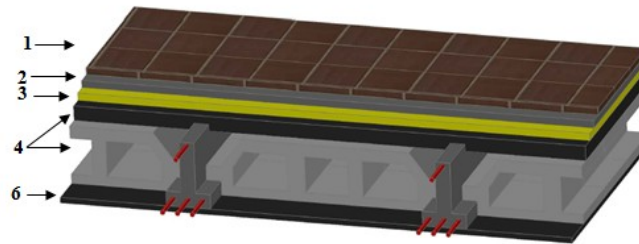


Figure 16 :illustration 3D du plancher a corps creux

Tableau 5 : Evaluation des charges de planchers à corps creux des niveaux courant et commercial

N°	Couche	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Corps creux	/	16+4	2.85
5	Cloisons	/	/	1
6	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G				5.28
Q étages courant				1.5
Q étage commercial				5

Tableau 6 : Evaluation des charges de la terrasse inaccessible avec corps creux.

N°	Couche	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillon	20	0.04	0.8
2	Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
3	Forme de pente	22	0.10	2.2
4	Corps creux	/	16+4	2.85
5	Isolation thermique	0.025	0.04	0.01
6	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G				6.25
Q étage inaccessible				1

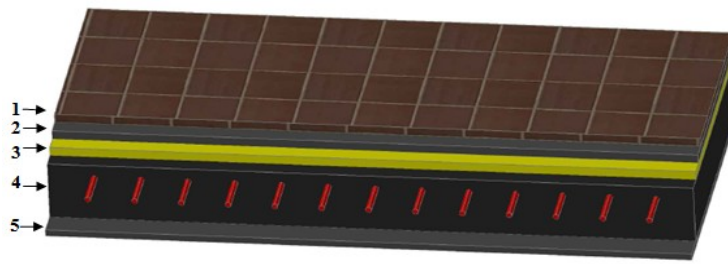


Figure 17: illustration 3D du plancher courant en dalle pleine

Tableau 7 : Evaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique ( $kN/m^3$ )	Épaisseur (m)	Poids surfacique ( $KN/m^2$ )
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Dalle pleine	25	0.15	3.75
5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
6	Cloison	/	/	1
Charge permanent G				6.18
Q étages courant				1.5
Q étage commercial				5

Tableau 8 : Evaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine.

N°	Couche	Poids volumique ( $kN/m^3$ )	Épaisseur (m)	Poids surfacique ( $KN/m^2$ )
1	Dalle pleine	25	0.15	3.75
2	carrelage	20	0.02	0.4
3	Mortier de pose	20	0.02	0.4
4	Lit de sable	18	0.02	0.36
5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G				5.18
Q balcon				3.5

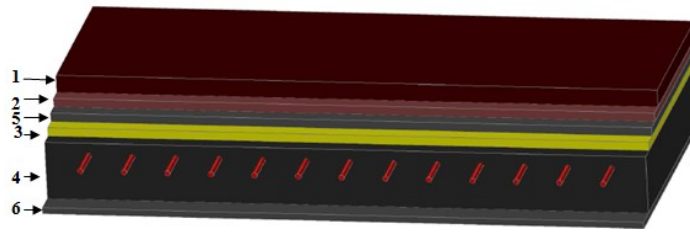


Figure 18: illustration 3D du plancher terrasse inaccessible en dalle pleine

Tableau 9 : Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.

N°	Couche	Poids volumique ( $kN/m^3$ )	Épaisseur (m)	Poids surfacique ( $KN/m^2$ )
1	Protection gravillons	20	0.04	0.8
2	Etanchéité multicouche	06	0.02	0.12
3	Forme de pont	22	0.10	2.2
4	Dalle pleine	25	0.15	3.75
5	Isolation thermiques	0.25	0.04	0.01
6	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G				7.15
Q étage inaccessible				1

Tableau 10 : Evaluation des charges des murs extérieurs.

N°	Couche	Poids volumique ( $kN/m^3$ )	Épaisseur (m)	Poids surfacique ( $KN/m^2$ )	Illustration 3D
1	Enduit de ciment	18	0.015	0.27	
2	Brique creuse	13	0.15	1.3	
3	Brique creuse	9	0.10	0.9	
4	Enduit de ciment	18	0.015	0.27	
Charge permanent G				2.74	

**Tableau 11:** évaluation des charges des paliers d'escaliers.

N°	Couche	Poids volumique ( $kN/m^3$ )	Épaisseur (m)	Poids surfacique ( $KN/m^2$ )
1	Dalle pleine	25	0.15	3.75
2	carrelage	20	0.02	0.4
3	Mortier de pose	20	0.02	0.4
4	Lit de sable	18	0.02	0.36
5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G				5.18
Q escalier				2.5

Pour l'estimation des charges et surcharges revenant aux différents volées d'escalier nous présentons le détail de calcul pour la volée n° 1 d'escalier au sous sol et nous donnons un tableau résumant les différents résultats des autres volées

**Tableau 12:** Volée 1 sous sol (volée à une deux marche)

Couche		Poids volumique ( $kN/m^3$ )	Epaisseur (m)	Poids surfacique ( $KN/m^2$ )
Dalle pleine		25	$0.15/\cos(40.36^\circ)$	4.92
Carrelage	Horizontal	20	0.02	0.4
	Vertical	20	$0.02h/g$	0.23
Mortier de pose	Horizontal	20	0.02	0.4
	Vertical	20	$0.02h/g$	0.23
Enduit de ciment		18	$0.02/\cos(40.36^\circ)$	0.47
Poids des marches		22	$h/2$	1.87
Grade de corps		/	/	0.6
Charge permanent $G_v$				9.12
Q escalier				2.5

Tableau 13: Récapitulatif des différents résultats des autres volées

	Volée		Charge permanent $G_v$ (KN/m <sup>2</sup> )
sous sol	Volée 1	Epaisseur = 0.15 m	9.12
		$\alpha = 40.36^\circ$	
	Volées 2	Epaisseur = 0.15 m	8.59
		$\alpha = 32.19^\circ$	
	Volées 3	Epaisseur = 0.15 m	8.45
		$\alpha = 29.53^\circ$	
RDC	Volée 1	Epaisseur = 0.15 m	8.59
		$\alpha = 32.19^\circ$	
	Volée 2	Epaisseur = 0.15 m	8.69
		$\alpha = 34.21^\circ$	
	Volée 3	Epaisseur = 0.15 m	8.65
		$\alpha = 33.47^\circ$	
étage courant	Volée 1+3	Epaisseur = 0.15 m	8.65
		$\alpha = 33.47^\circ$	
	Volée 2	Epaisseur = 0.15 m	8.88
		$\alpha = 37.07^\circ$	

### II.10. Acrotère :

- L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles.

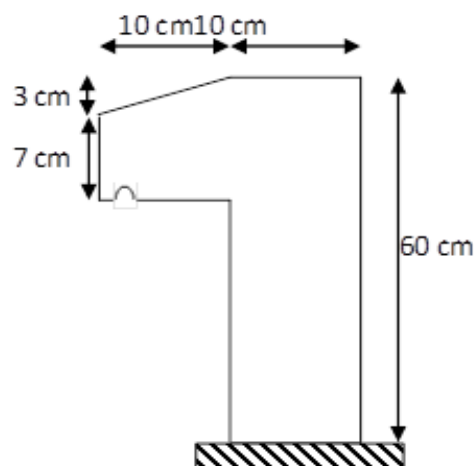


Figure 19: schéma de l'acrotère



Les charges revenantes à l'acrotère sont résumées dans ce qui suit :

Tableau 14 : charges revenantes a l'acrotère

Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment KN/ml	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.069	1.725	0.03*0.6* 20 = 0.36	2.085	1

II.11. Descente de charge

II.11.1. LOI DE DEGRESSION DES CHARGES :(D.T.RB.C.2.2ART 6.3) :

Soit Q<sub>0</sub> la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment Q<sub>1</sub>, Q<sub>2</sub>... Q<sub>n</sub> Sont les charges d'exploitation respectives des planchers d'étages 1,2.....,n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul les charges d'exploitation suivantes :

- ✓ Sous la terrasse ..... Q.
- ✓ Sous le dernier étage..... Q<sub>0</sub>+Q<sub>1</sub>.
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur..... Q<sub>0</sub>+0.95\*(Q<sub>1</sub>+Q<sub>2</sub>).
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur..... Q<sub>0</sub>+0.90\*(Q<sub>1</sub>+Q<sub>2</sub>+Q<sub>3</sub>).
- ✓ Pour n≥5..... Q<sub>0</sub>+ (3 + n/(2n))+ (Q<sub>1</sub>+Q<sub>2</sub>+Q<sub>3</sub>)

II.11.2. Surface afférente :

Dans le but d'estimer le poteau le plus sollicité ;on effectue le calcul de la surface afférente relative aux poteaux (B5 et E4)

Surface afférente du Poteau B5 :

- L<sub>pp</sub>= 2.40+ 1.85 = 4.25 m.
- L<sub>ps</sub>= 1.85+2= 3.85m.
- S<sub>affcc</sub>= 1.85\*(2+1.85) +2.40\*(2+1.85) =16.3625 m<sup>2</sup>

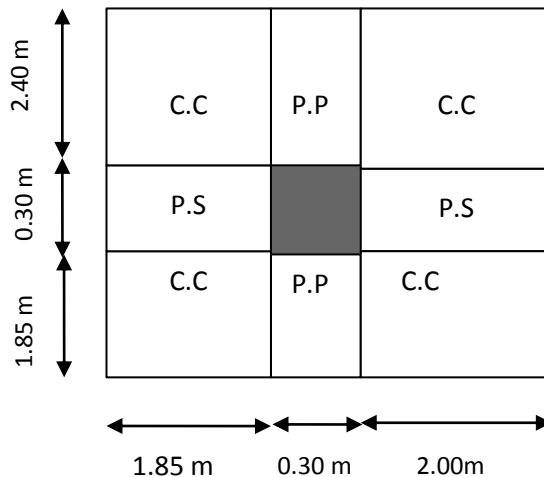
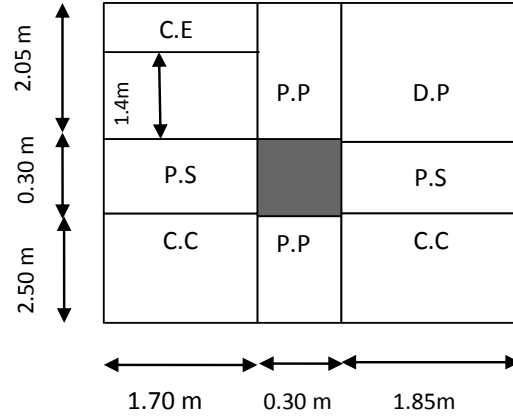


Figure 20:surface qui revient au poteau B5

**Surface afférente du Poteau E4 :**

**RDC**

- $L_{pp} = 2.05 + 2.5 = 4.55 \text{ m.}$
- $L_{ps} = 1.85 + 1.7 = 3.55 \text{ m.}$
- $S_{affcc} = 2.5 * (1.7 + 1.85) = 8.875 \text{ m}^2.$
- $S_{affdp} = (1.85 * 2.05) + (1.4 * 1.7) = 6.172 \text{ m}^2.$
- $S_{affce} = (0.65 * 1.70) = 1.105 \text{ m}^2.$



surface qui revient au poteau B5

Figure 21: surface qui revient au poteau E4 RDC

**étages courants**

- $S_{affcc} = 2.5 * (1.7 + 1.85) + (1.85 * 2.05) = 12.67 \text{ m}^2.$
- $S_{affdp} = (1.4 * 1.7) = 2.38 \text{ m}^2.$
- $S_{affce} = (0.65 * 1.70) = 1.105 \text{ m}^2.$

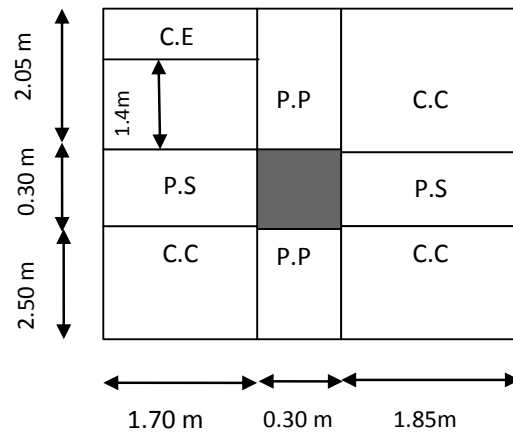


Figure 22: surface qui revient au poteau E4 étage

**II.11.3. Descente de charge du Poteau (B5)**

Tableau 15 : Descente de charge du Poteau (B5)

NIVEAU	Désignation	SECTION (m <sup>2</sup> )	POIDS surfacique (KN /m <sup>2</sup> )	G Total (KN)	Q (KN)
N0	POT(0.4*0.45)	0.4*0.45=0.18	25*3.06	13.77	16.36
	Terrasse	16.36	6.25	102.35	
	p.p	0.30*0.4 = 0.12	25*4.25	12.75	
	P.s	0.30*0.35 = 0.105	25*3.85	10.11	
Étage N°10	N0			138.38	40.90
N1	Venant de N0			138.38	
	Plancher c.c	16.36	5.28	86.38	
	Pot(0.4*0.45)	0.4*0.45=0.18	25*3.06	13.77	
	p.p	0.30*0.4= 0.12	25*4.25	12.75	
Étage N°9	p.s	0.30*0.35 = 0.105	25*3.85	10.11	
	N1			261.89	
N2	Venant de N1			261.89	
	Plancher c.c	16.36	5.28	86.38	

	Pot(0.45*0.45)	$0.45*0.45=0.2025$	25*3.06	15.49	
	p.p	$0.30*0.4 = 0.12$	25*4.25	12.75	
	p.s	$0.30*0.35 = 0.105$	25*3.85	10.11	
Étage N°8	N2			386.62	62.986
N3	Venant de N2			386.62	
	Plancher c.c	16.36	5.28	86.38	
	Pot(0.45*0.45)	$0.45*0.45=0.2025$	25*3.06	15.49	
	p.p	$0.30*0.4 = 0.12$	25*4.25	12.75	
p.s	$0.30*0.35 = 0.105$	25*3.85	10.11		
Étage N°7	N3			511.35	82.618
N4	Venant de N3			511.35	
	Plancher c.c	16.36	5.28	86.38	
	Pot(0.45*0.5)	$0.45*0.5=0.225$	25*3.06	17.21	
	p.p	$0.30*0.4 = 0.12$	25*4.25	12.75	
	p.s	$0.30*0.35 = 0.105$	25*3.85	10.11	
Étage N°6	N4			637.80	99.796
N5	Venant de N4			637.80	
	Plancher c.c	16.36	5.28	86.38	
	Pot(0.45*0.5)	$0.45*0.5=0.225$	25*3.06	17.21	
	p.p	$0.30*0.4 = 0.12$	25*4.25	12.75	
	p.s	$0.30*0.35 = 0.105$	25*3.85	10.11	
Étage N°5	N5			764.25	114.48
	Venant de N5			764.25	
	Plancher c.c	16.36	5.28	86.38	
	Pot(0.5*0.5)	$0.5*0.5=0.25$	25*3.06	19.125	
	p.p	$0.30*0.4 = 0.12$	25*4.25	12.75	
	p.s	$0.30*0.35 = 0.105$	25*3.85	10.11	
Étage N°4	N6			892.615	126.79
N7	Venant de N0			12.24	
	Plancher c.c	16.36	5.28	86.38	
	Pot(0.5*0.5)	$0.5*0.5=0.25$	25*3.06	19.125	
	p.p	$0.30*0.4 = 0.12$	25*4.25	12.75	
	p.s	$0.30*0.35 = 0.105$	25*3.85	10.11	
Étage N°3	N7			1020.98	139.01
N8	Venant de N7			1020.98	
	Plancher c.c	16.36	5.28	86.38	
	Pot(0.5*0.55)	$0.5*0.55=0.275$	25*3.91	26.88	

	p.p	$0.30 \times 0.4 = 0.12$	25*4.25	12.75	
	p.s	$0.30 \times 0.35 = 0.105$	25*3.85	10.11	
Étage N°2	N8			1157.10	153.33
N9	Venant de N8			1157.10	
	Plancher c.c	16.36	5.28	86.38	
	Pot(0.5*0.55)	$0.5 \times 0.55 = 0.275$	25*3.40	23.375	
	p.p	$0.30 \times 0.4 = 0.12$	25*4.25	12.75	
	p.s	$0.30 \times 0.35 = 0.105$	25*3.85	10.11	
Étage N°1	N9			1289.715	203.09

### II.11.3.1. Descente de charge du Poteau (E4)

Tableau 16 : Descente de charge du Poteau (E4)

NIVEAU	Désignation	Section (m <sup>2</sup> )	POIDS surfacique (KN /m <sup>2</sup> )	G <sub>Total</sub> (KN)	Q <sub>Total</sub> (KN)
N0	Terrasse	7.277	6.25	45.48	
	Pot(0.4*0.4)	$0.4 \times 0.4 = 0.16$	25*3.06	12.24	
	p.p	$0.30 \times 0.4 = 0.12$	25*2.205	6.15	
	P.s	$0.3 \times 0.35 = 0.105$	25*355	9.318	
<b>TOTAL</b>				<b>73.188</b>	
N1	Venant de N0			73.188	7.2775
	Pot(0.4*0.45)	$0.4 \times 0.45 = 0.18$	25*3.06	13.77	
	C.E	1.105	8.65	9.56	
	DP	2.38	6.18	14.70	
	Plancher cc	12.67	6.25	79.187	
	p.p	$0.30 \times 0.4 = 0.12$	25*4.55	13.65	
	P.s	$0.3 \times 0.35 = 0.105$	25*3.55	9.32	
<b>TOTAL</b>				<b>216.37</b>	
	Venant de N1			216.37	
	Pot(0.4*0.45)	$0.4 \times 0.45 = 0.18$	25*3.06	13.77	
	C.E	1.105	8.65	9.56	
	D.P	2.38	6.18	14.70	

<b>N2</b>	Plancher.CC	12.67	5.28	66.90	<b>32.61</b>
	p.p	$0.30*0.4 = 0.12$	25*4.55	13.65	
	P.s	$0.3*0.35 = 0.105$	25*3.55	9.32	
<b>TOTAL</b>				<b>344.27</b>	
<b>N3</b>	Venant de N2			344.27	<b>55.49</b>
	Pot(0.45*0.45)	$0.45*0.45 = 0.20$	25*3.06	15.49	
	C.E	1.105	8.65	9.56	
	DP	2.38	6.18	14.70	
	Plancher.CC	12.67	5.28	66.90	
	p.p	$0.30*0.4 = 0.12$	25*4.55	13.65	
	p.s	$0.3*0.35 = 0.105$	25*3.55	9.32	
<b>TOTAL</b>				<b>473.89</b>	
<b>N4</b>	Venant de N3			473.89	<b>75.69</b>
	Pot(0.45*0.45)	$0.45*0.45 = 0.20$	25*3.06	15.49	
	C.E	1.105	8.65	9.56	
	DP	2.38	6.18	14.70	
	Plancher C.C	12.67	5.28	66.90	
	p.p	$0.30*0.4 = 0.12$	25*4.55	13.65	
	p.s	$0.3*0.35 = 0.105$	25*3.55	9.32	
<b>TOTAL</b>				<b>603.51</b>	
<b>N5</b>	Venant de N4			603.51	<b>93.425</b>
	Pot(0.45*0.50)	$0.45*0.50 = 0.22$	25*3.06	17.21	
	C.E	1.105	8.65	9.56	
	D.P	2.38	6.18	14.70	
	Plancher C.C	12.67	5.28	66.90	
	p.p	$0.30*0.4 = 0.12$	25*4.55	13.65	
	p.s	$0.3*0.35 = 0.105$	25*3.55	9.32	
<b>TOTAL</b>			1.46	<b>734.85</b>	
	Venant de N5			734.85	
	POT(0.45*0.5)	$0.45*0.50 = 0.22$	25*3.06	17.21	
	C.E	1.105	8.65	9.56	

<b>N6</b>	D.P	2.38	6.18	14.70	<b>108.62</b>
	PlancherC.C	12.67	5.28	66.90	
	p.p	$0.30*0.4 = 0.12$	25*4.55	13.65	
	p.s	$0.3*0.35 = 0.105$	25*3.55	9.32	
<b>TOTAL</b>			<b>866.19</b>		
<b>N7</b>	Venant de N6			866.19	<b>121.30</b>
	POT(0.5*0.5)	$0.5*0.5 = 0.25$	25*3.06	19.125	
	C.E	1.105	8.65	9.56	
	DP	2.38	6.18	14.70	
	PlancherC.C	12.67	5.28	66.90	
	p.p	$0.30*0.4 = 0.12$	25*4.55	13.65	
	p.s	$0.3*0.35 = 0.105$	25*3.55	9.32	
<b>TOTAL</b>			<b>999.445</b>		
<b>N8</b>	Venant de N7			999.445	<b>133.96</b>
	Pot(0.5*0.5)	$0.5*0.5 = 0.25$	25*3.06	19.125	
	C.E	1.105	8.65	9.56	
	D.P	2.38	6.18	14.70	
	PlancherC.C	12.67	5.28	66.90	
	p.p	$0.3*0.4 = 0.12$	25*4.55	13.65	
	p.s	$0.30*0.35 = 0.105$	25*3.55	9.32	
<b>TOTAL</b>			<b>1132.72</b>		
<b>N9</b>	Venant de N8			1132.72	<b>146.63</b>
	Pot(0.5*0.55)	$0.5*0.55$	25*3.91	26.88	
	C.E	1.105	8.65	9.56	
	D.P	2.38	6.18	14.70	
	Plancher C.C	12.67	5.28	66.90	
	p.p	$0.3*0.4 = 0.12$	25*4.55	13.65	
	p.s	$0.30*0.35 = 0.105$	25*3.55	9.32	
<b>TOTAL</b>			<b>1273.7</b>		
<b>N9</b>	Venant de N9			1273.7	<b>159.30</b>
	Pot(0.5*0.55)	$0.5*0.55$	25*3.4	23.37	
	C.E	1.105	8.59	9.49	
	D.P	6.1725	6.18	38.15	

N10	Plancher c.c	8.875	5.28	51.475	
	p.p	0.30*0.35 = 0.12	25*4.55	13.65	
	p.s	0.30*0.35= 0.105	25*3.55	9.32	
<b>TOTAL</b>				<b>1419.155</b>	<b>206.21</b>

**II.11.4. Vérification du poteau :**

Le poteau (E4) est le plus défavorable.

**II.11.4.1. Vérification à la compression simple :**

G = 1419.155 KN et Q = 206.21 KN

Selon le **CBA 93 (art B.8.1.1)**, on doit majorer l'effort de compression ultime  $N_u$  de 10%, tel que :

$$N_u^* = 1.1 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$$

$$N_u^* = 1.1 \times (1.35 \times 1419.155 + 1.5 \times 206.21)$$

$$N_u^* = 2447.69 \text{ KN.}$$

$$\frac{N_u^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} ; \text{ tel que : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa d'où } \Rightarrow B \geq \frac{N_u^*}{\overline{\sigma}_{bc}}$$

**Tableau 17 :** Tableau récapitulatif des vérifications à la compression simple.

Niveaux	$N_u^*$ (KN)	Section (cm <sup>2</sup> )	$B_{calculée}$ (m <sup>2</sup> )	$B_{choisis}$ (m <sup>2</sup> )	Observation
sous sols et RDC	2447.69	50 × 55	0.172	0.275	Vérifiée
Etage courant 1 - 2	1924	50 × 50	0.135	0.25	Vérifiée
Etage courant 3 - 4	1486.44	45 × 50	0.104	0.225	Vérifiée
Etage courant 5 - 6	1050.36	45 × 45	0.074	0.202	Vérifiée
Etage courant 7 - 8	602.8	40 × 45	0.042	0.18	vérifiée
Terrasse	120.69	40*40	0.008	0.16	Vérifiée

**II.11.4.2. Vérification au flambement :**

D'après le **CBA 93 (art B.8.4.1)**, on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$B_r$  : section réduite du béton.

$A_s$  : section des armatures.

$\gamma_b=1.5$  : coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_s= 1.15$  : coefficient de sécurité du béton.

$\alpha$  : coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$ .

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

On calcul l'élanement  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$ : longueur de flambement  $l_f = 0.7 \times l_0$

$l_0$  : longueur du poteau.

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

$I$  : Moment d'inertie :  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$$0.8\% B_r \leq A_s \leq 1.2\% B_r$$

On prend  $A_s = 1\% B_r$

$$B_{r\text{cal}} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

Il faut vérifier que :  $B_r \geq B_{r\text{calc}}$

Exemple de calcul pour le RDC :

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$$l_0 = h_{\text{pot}} - h_{\text{poutre}} = 3.91 - 0.4 = 3.51 \text{ m}$$

$$l_f = 0.7 \times 3.51 = 2.457 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.457}{0.158} = 15.47 \text{ m}$$

$0 < \lambda < 50$  :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{15.47}{35}\right)^2} = 0.818$$

$$A_s = 0.01 B_r$$

$$B_r \geq \frac{2.44769}{0.818 \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.136 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a - 2) * (b - 2) = (0.5 - 0.02) * (0.55 - 0.02) = 0.2544 \text{ m}^2$$

$B_r \geq B_{r\text{calc}}$  .....vérifiée



Tableau 18 : Tableau récapitulatif des vérifications au flambement.

Niveaux	$L_0$ (m)	$l_f$ (m)	$\lambda$	$\alpha$	Nu (Mn)	$B_r$ ( $m^2$ )	$B_{r_{choisis}}$ ( $m^2$ )	Observation $B_{r_{choisis}} > B_r$
RDC sous-sol	3.51	2.457	15.47	0.818	2.447	0.136	0.2544	Vérifiée
étage 1-2	2.66	1.86	12.92	0.827	1.924	0.105	0.2304	Vérifiée
étage 3-4	2.66	1.86	12.92	0.827	1.486	0.08	0.2064	Vérifiée
étage 5-6	2.66	1.86	14.32	0.822	1.050	0.058	0.1849	Vérifiée
étage 7-8	2.66	1.86	14.32	0.822	0.602	0.033	0.1634	Vérifiée
étage 9	2.66	1.86	14.54	0.821	0.120	0.006	0.1444	Vérifiée

II.11.4.3. Vérification des conditions du RPA :

Les trois conditions sont vérifiées.  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$

II.11.4.4. Vérification de l'effort normal réduit : (RPA 99 version 2003 article 7.4.)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues aux séismes, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0,30 \Rightarrow B_c \geq \frac{N_d}{0,30 * f_{c28}}$$

- $B_c$  : Section du poteau.
- $N_d$ : Effort normal de calcul (majoré).

$$V = \frac{2.447}{0.275 * 25} = 0.356 > 0,30 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$B_c \geq \frac{2.447}{0,30 * 25} = 0.326 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Alors on doit augmenter les sections des poteaux des différents niveaux

Tableau 19 : sections des poteaux des différents niveaux

Niveaux	Sections des poteaux (a*b)
Sous-sol et RDC	(55*60)
1et 2	(55*55)
3 et 4	(50*55)
5 et 6	(50*50)
7 et 8	(45*50)
terrasse	(45*45)

II.12. Conclusion :

le pré-dimensionnement des éléments de notre structure a donné les résultats suivants :

Tableau 20:Récapitulatif des dimensions des différents éléments

Les éléments		Les dimensions
Plancher à corps creux		(16+4) cm
Dalle pleine	interne	e = 15 cm
	externe	e = 12 cm
Escalier		e =15 cm
Poutres	secondaires	(30 × 35) cm <sup>2</sup>
	Principal	(30 × 40) cm <sup>2</sup>
Voiles	RDC et sous sol	e = 20 cm
	Les étages courants	e = 15 cm
Poteaux	RDC et sous sol	(55 × 60) cm <sup>2</sup>
	Etage courant 1-2	(55 × 55) cm <sup>2</sup>
	Etage courant 3-4	(50 × 55) cm <sup>2</sup>
	Etage courant 5-6	(50 × 50) cm <sup>2</sup>
	Etage courant 7-8	(45 × 50) cm <sup>2</sup>
	Etage 9	(45 × 45) cm <sup>2</sup>

# *Chapitre III :*

## *Etude des éléments Secondaire*

### III.1. INTRODUCTION

Les éléments secondaires sont des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement. Ces éléments n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques.

Parmi les éléments secondaires, qu'on va traiter durant ce chapitre :

- Les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine)
- Les escaliers
- L'ascenseur
- La poutre de chaînage
- L'acrotère

### III.2. Les planchers

#### III.2.1. Planchers a corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

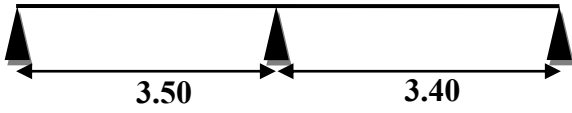
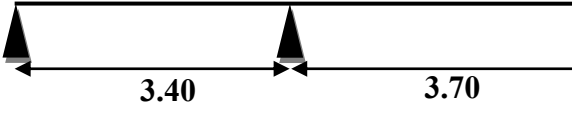
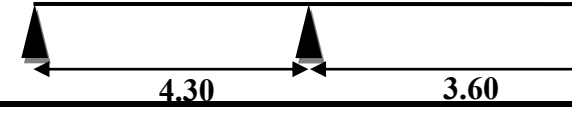
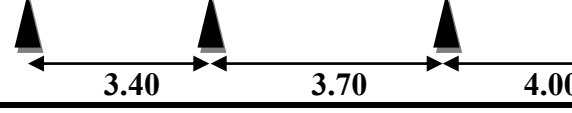
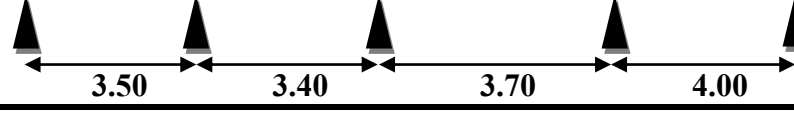
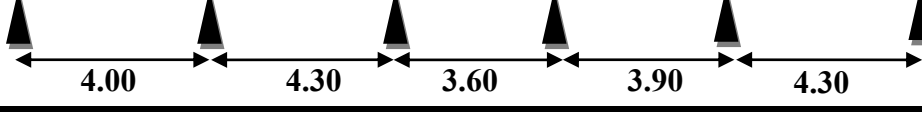
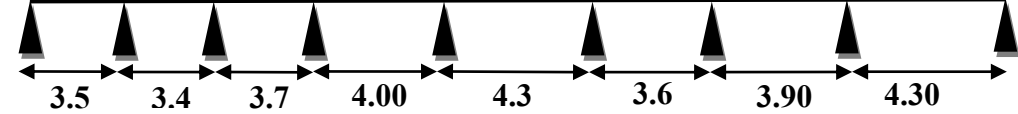
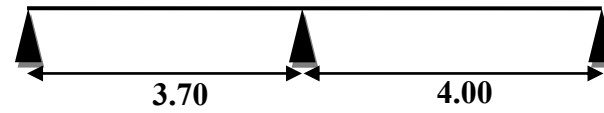
##### III.2.1.1. Les poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, elles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

La disposition des poutrelles choisie montrée sur la **fig(01)** du **chapitre II (voir page 9)** donne naissance a différents types de poutrelles recensés dans le tableau suivant :

*Tableau 1:Type de poutrelles a étudier*

Type	Schéma statique
RDC	T <sub>1</sub> 
	T <sub>2</sub> 
	T <sub>3</sub> 
	T <sub>4</sub> 
T <sub>1</sub>	

Etages Courant + terrasse	T <sub>2</sub>	
	T <sub>3</sub>	
	T <sub>4</sub>	
	T <sub>5</sub>	
	T <sub>6</sub>	
	T <sub>7</sub>	
	T <sub>8</sub>	
Terrasse	T <sub>1</sub>	

### III.2.1.1.1.a. Les méthodes de calcul

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot.

#### Méthode forfaitaire

Elle est applicable si les conditions suivantes sont satisfaites.

- Plancher à surcharges modérées :  $Q \leq \text{Min}(2G;5)KN / m^2$ .
- Le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ .
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- Fissuration peu nuisible.

**Exposé de la méthode**

Soit une poutre continue soumise à un chargement q

Soit  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$  (coefficient d'importance)

▪ **Moment sur appuis**

**a. Appui de rive**

Les moments sur les appuis de rives sont nuls .Cependant ;nous tenons compte d'un moment fictif ayant une valeur de  $(-0.15M_0)$ .

**b. Appuis intermédiaires**

Les moments sont de l'ordre :

- $(-0.6M_0)$  : pour une poutre sur trois (03) appuis.

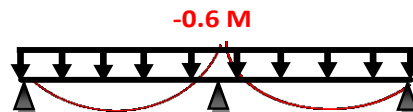


Figure 1: Moment d'une poutre continue a deux travée

- $(-0.5M_0)$  : pour les appuis voisins de rive, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois (03) appuis.
- $(-0.4M_0)$  : pour les appuis intermédiaires, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois (03) appuis.

$M_0$  : étant le maximum des deux moments isostatiques encadrant l'appui considéré.

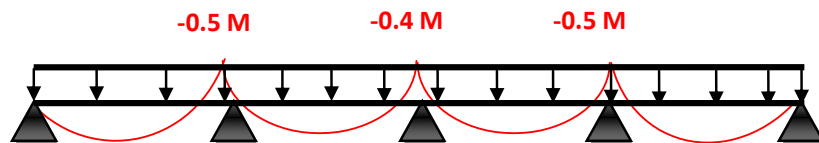


Figure 2: Moment d'une poutre continue a plusieurs travée

▪ **Moments en travées**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux expressions suivantes :

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \end{cases}$$

$M_t$  : Est le maximum entre (1) et (2)

$M_0$  : Moment isostatique de la travée considérée.

▪ **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont évalués forfaitairement, soit par les méthodes classique de résistance des matériaux tout en supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive) ou l'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

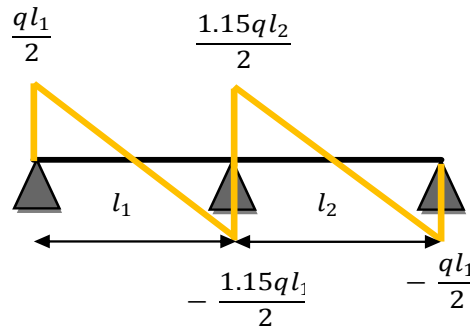


Figure 3: Effort tranchant d'une poutre a deux travée

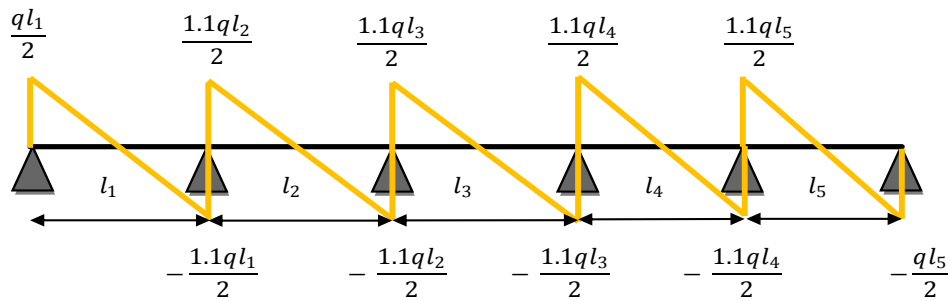


Figure 4: Effort tranchant d'une poutre a plusieurs travée

**III.2.1.1.1.b. Calcul des sollicitations**

**NOTE :** Après la vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire sur les différents types de poutrelles, on remarque que tous les types seront calculés par la méthode forfaitaire.

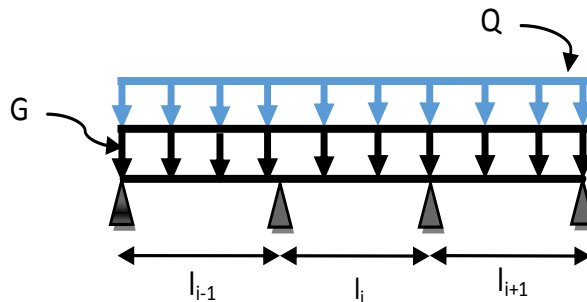
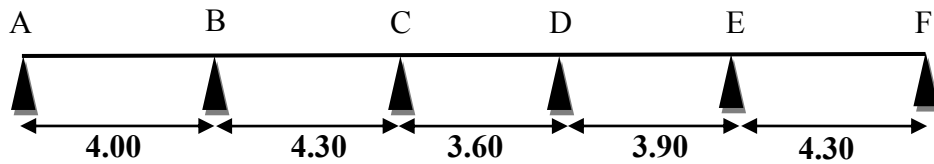


Figure 5: Schéma statique d'une Poutre

**Exemple de calcul :** Exemple de calcul d'une poutrelle Etage RDC (Type 03)



$$G = 5.28 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \text{ (commerce)}$$

- plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$ )  
 $Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10.56, 5 \text{ KN/m}^2)$ .....condition vérifiée.
  - le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ .
    - $0.8 \leq \frac{4}{4.3} = 0.93 < 1.25$
    - $0.8 \leq \frac{4.3}{3.6} = 1.19 < 1.25$
    - $0.8 \leq \frac{3.6}{3.9} = 0.923 < 1.25$
    - $0.8 \leq \frac{3.9}{4.3} = 0.906 < 1.25$
 } .....condition vérifiée
  - le moment d'inertie constant sur toutes les travées..... condition vérifiée.
  - fissuration peu nuisible (F.P.N).....condition vérifiée.
- ⇒ Toutes les conditions sont vérifier donc la **M.F** est applicable.

➤ **Calcul des charges :**

$$\begin{cases} P_u = (1.35 \times 5.28 + 1.5 \times 5) \times 0.65 \\ P_s = (5.28 + 5) \times 0.65 \end{cases} \quad \text{D'où} \quad \begin{cases} P_u = 9.508 \text{ KN/m} \\ P_s = 6.682 \text{ m} \end{cases}$$

➤ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \begin{cases} M_A^U = 21.97 \text{ KN.M} \\ M_A^S = 15.44 \text{ KN.M} \end{cases}$$

➤ **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_F = -0.15M_0 \begin{cases} M_A^u = M_F^u = -0.15 \times 21.97 = -3.29 \text{ KN.m} \\ M_A^s = M_F^s = -0.15 \times 15.44 = -2.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en appui B :**

$$M_B = -0.5M_0 \begin{cases} M_B^u = -10.98 \text{ KN.m} \\ M_B^s = -7.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en appui C :**

$$M_C = -0.4M_0 \begin{cases} M_C^u = -8.788 \text{ KN.m} \\ M_C^s = -6.176 \text{ KN.m} \end{cases}$$



➤ **Moment en appui D :**

$$M_D = -0.4M_0 \begin{cases} M_D^u = -7.23 \text{ KN.m} \\ M_D^s = -5.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en appui E :**

$$M_E = -0.5M_0 \begin{cases} M_E^u = -10.98 \text{ KN.m} \\ M_E^s = -7.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en travée**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{5}{5.28 + 5} = 0.486$$

$$\begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.1459 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.3459 \end{cases}$$

➤ **Travée AB :**

$$M_t^{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max(1.05; 1.1459) M_0^{AB}$$

$$M_t^{AB} + \frac{M_B}{2} \geq 1.1459 M_0^{AB}$$

$$M_t^{AB} \geq 1.1459 - \frac{M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 1.1459 M_0^{AB} - 0.25 M_0^{AB}$$

$$M_t^{AB} \geq 0.8459 M_0^{AB} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.6729 M_0^{AB} \dots\dots\dots(2)$$

On prend (1) donc :  $\begin{cases} M_{t,U}^{AB} = 16.08 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{AB} = 11.30 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Travée BC :**

$$M_t^{BC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max(1.05; 1.1459) M_0^{BC}$$

$$M_t^{BC} + \frac{M_B}{2} \geq 1.1459 M_0^{BC}$$

$$M_t^{BC} \geq 1.1459 - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 1.1459 M_0^{BC} - 0.45 M_0^{BC}$$

$$M_t^{BC} \geq 0.6959 M_0^{BC} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.5729 M_0^{BC} \dots\dots\dots(2)$$

On prend (1) donc : 
$$\begin{cases} M_{t,U}^{BC} = 15.29 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{BC} = 10.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Travée CD :

$$M_t^{CD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \max(1.05; 1.1459) M_0^{CD}$$

$$M_t^{CD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq 1.1459 M_0^{CD}$$

$$M_t^{CD} \geq 1.1459 M_0^{CD} - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq 1.1459 M_0^{CD} - 8.009 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.5729 M_0^{CD} \dots \dots \dots (2)$$

On prend (1) donc : 
$$\begin{cases} M_{t,U}^{CD} = 9.64 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{CD} = 6.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Travée DE :

$$M_t^{DE} + \frac{M_D + M_E}{2} \geq 1.1459 M_0^{DE}$$

$$M_t^{DE} \geq 1.1459 M_0^{DE} - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq 1.1459 M_0^{DE} - 9.105 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.5729 M_0^{DE} \dots \dots \dots (2)$$

On prend (1) donc : 
$$\begin{cases} M_{t,U}^{DE} = 10.609 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{DE} = 8.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Travée EF :

$$M_t^{EF} + \frac{M_E + M_F}{2} \geq 1.1459 M_0^{EF}$$

$$M_t^{EF} \geq 1.1459 M_0^{EF} - \frac{M_E}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq 1.1459 M_0^{EF} - 0.25 M_0^{EF} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.5729 M_0^{DE} \dots \dots \dots (2)$$

On prend (1) donc : 
$$\begin{cases} M_{t,U}^{DE} = 10.609 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{DE} = 8.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau 2: Tableau récapitulatifs des sollicitations dans les différents types des poutrelles

	ELU				ELS	
Types de poutrelles	$M_{appui}$ KN. m	$M_{travée}$ KN. m	$V$ KN	$M_{appui}$ KN. m	$M_{travée}$ KN. m	
Type 1	$M_a = M_d$ = -2.184	$M_{ab}$ = 14.56	Travée (ab) $V_a = 16.639$ $V_b = -16.639$	$M_a = M_d$ = -1.534	$M_{ab} = 10.23$	
Type 2	$M_a = -2.184$	$M_{ab} = 13.042$	Travée (ab) $V_a = 16.639$ $V_b = -18.303$	$M_a = -1.534$	$M_{ab} = 9.166$	
	$M_b = -7.28$	$M_{bc} = 8.848$	Travée (bc) $V_b = 17.78$ $V_c = -17.78$	$M_b = -5.116$	$M_{bc} = 6.218$	
	$M_c = -6.508$	$M_{cd} = 10.635$	Travée (cd) $V_c = 19.348$ $V_d = -19.348$	$M_c = -4.574$	$M_{cd} = 7.474$	
	$M_d = -9.508$	$M_{de} = 17.035$	Travée (de) $V_d = 20.91$ $V_e = -19.061$	$M_d = -6.682$	$M_{de} = 11.971$	
	$M_{appui}^{max} = -9.508$	$M_{travée}^{max} = 17.035$	$V^{max} = 20.91$	$M_{appui}^{max} = -6.682$	$M_{travée}^{max} = 11.971$	
Type 3	$M_a = -3.28$	$M_{ab} = 16.08$	Travée (ab) $V_a = 19.016$ $V_b = -20.91$	$M_a = M_c = -2.31$	$M_{ab} = 11.30$	
	$M_b = -10.988$	$M_{bc} = 15.29$	Travée (bc) $V_b = 22.48$ $V_c = -22.48$	$M_b = -7.72$	$M_{bc} = 10.75$	
	$M_c = -8.79$	$M_{cd} = 9.64$	Travée (cd) $V_c = 18.82$ $V_d = -18.82$	$M_c = -6.178$	$M_{cd} = 6.77$	
	$M_d = -7.23$	$M_{de} = 11.61$	Travée (de) $V_d = 20.39$ $V_e = -20.39$	$M_d = -5.082$	$M_{de} = 8.15$	
	$M_e = -10.988$	$M_{ef} = 19.68$	Travée (ef) $V_e = 22.48$ $V_f = -20.44$	$M_e = -7.72$	$M_{ef} = 13.83$	
	$M_{appui}^{max} = -10.988$	$M_{travée}^{max} = 19.68$	$V^{max} = 22.48$	$M_{appui}^{max} = -7.72$	$M_{travée}^{max} = 13.83$	
Type 4	$M_a = -3.19$	$M_{ab} = 13.042$	Travée (ab) $V_a = 16.64$ $V_b = -18.30$	$M_a = M_c = -2.91$	$M_{ab} = 9.166$	
	$M_b = -7.28$	$M_{bc} = 8.848$	Travée (bc) $V_b = 17.78$ $V_c = -17.78$	$M_b = -6.12$	$M_{bc} = 6.22$	
	$M_c = -6.508$	$M_{cd} = 11.586$	Travée (cd) $V_c = 19.35$ $V_d = -19.35$	$M_c = -4.574$	$M_{cd} = 8.14$	
	$M_d = -7.61$	$M_{de} = 13.59$	Travée (de) $V_d = 20.91$ $V_e = -20.91$	$M_d = -5.35$	$M_{de} = 9.55$	
	$M_e = -8.79$	$M_{ef} = 16.39$	Travée (ef) $V_e = 22.48$ $V_f = -22.48$	$M_e = -6.18$	$M_{ef} = 11.52$	
	$M_f = -8.79$	$M_{fg} = 9.64$	Travée (fg) $V_a = 18.82$ $V_b = -18.82$	$M_f = -6.18$	$M_{fg} = 6.77$	
	$M_g = -7.23$	$M_{gh} = 11.66$	Travée (gh) $V_b = 20.39$ $V_c = -20.39$	$M_g = -5.08$	$M_{gh} = 8.15$	
	$M_h = -10.988$	$M_{hi} = 19.685$	Travée (hi) $V_c = 22.48$ $V_d = -20.44$	$M_h = -7.72$	$M_{hi} = 13.83$	
	$M_{appui}^{max} = -10.988$	$M_{travée}^{max} = 19.685$	$V^{max} = 22.48$	$M_{appui}^{max} = -7.72$	$M_{travée}^{max} = 13.83$	

III.2.1.1.2. Calcul du ferrailage :

Ferrailage longitudinal

$F_c = 400 \text{ MPa}$   
 $h = 20 \text{ cm}$   
 $h_0 = 4 \text{ cm}$   
 $b = 65 \text{ cm}$   
 $b_0 = 10 \text{ cm}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$   
 $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$   
 $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

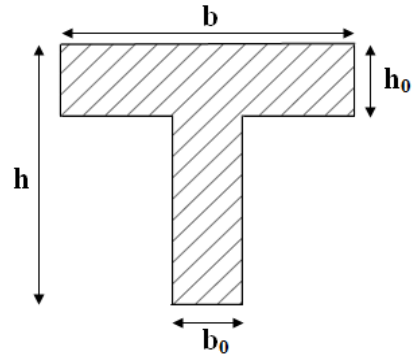


Figure 6: Coupe transversale d'une poutrelle.

Tableau 3: les sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage (RDC)

Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (KN.m)	19.685	13.83
Moments aux appuis de rives (KN.m)	-3.29	-2.31
Moments aux appuis intermédiaires (KN.m)	-10.988	-7.72
Effort tranchant (KN)	22.48	

Ferrailage des travées:

$$M_{Tu} = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

- ✓  $M_u$ : Moment sollicitant de calcul = 19.685 KN.m
- ✓  $d = 0.9 \cdot h_t = 0.18 \text{ m}$ .

$$M_{Tu} = 14.2 \cdot 0.65 \cdot 0.04 \cdot \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_u = 19.685 \text{ KN.m} < M_{Tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$  { la table de compression n'est pas entièrement comprimée.  
 l'axe neutre passe par la table de compression.

Donc, calcul d'une section rectangulaire ( $b \cdot h_t$ )

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{19.685 \cdot 10^{-3}}{14.2 \cdot 0.65 \cdot 0.18^2} = 0.0658 < 0.186$  (pivot A),  $\varepsilon_s = 10^\circ \%$ .

- $\mu_l = 0.8 \cdot \alpha_l \cdot (1 - 0.4\alpha_l)$ ,  $\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l}$ ,  $\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$ .

Acier FeE400  $\Rightarrow \varepsilon_l = 1.74 \cdot 10^{-3}$ ,  $\alpha_l = 0.668$ ,  $\mu_l = 0.3916$ .

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.0658 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0, \text{ pas d'armature comprimée}$$

Dans ce cas :  $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$ .

La section d'armature en travée est définie par  $A_T = \frac{M_u}{z * f_{st}}$

✓  $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$ .

✓  $z = d(1 - 0.4 \alpha)$ .

✓  $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0658)})$

✓  $\alpha = 0.085 \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 * 0.085)$

$\Leftrightarrow z = 0.173 \text{ m}$

**A.N :**  $A_T = \frac{19.685 * 10^{-3}}{0.173 * 348} = 3.27 * 10^{-4} \text{ m}$ .

**Vérification de condition de non fragilité :**

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

$\Rightarrow A_l^{min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_t = 3.27 \text{ cm}^2$

On opte pour :  $A_t = 3 \text{ HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$  .....(Annexe III)

**Ferraillage des appuis intermédiaires :**

*Tableau 4: calcul des sections de ferraillage des appuis intermédiaire*

Calculs	Conclusions
$M_u = -10.988 \text{ KN.m} < 0$	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>M_u &lt; 0</math></li> </ul> Calcul d'une section ( $b_0 * h_t$ )
$\mu_{bu} = 0.238 > 0.186$ (pivot B), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>A' = 0</math>, pas d'armature comprimé.</li> <li>Dans ce cas : <math>\varepsilon_l &lt; \varepsilon_s &lt; 10^\circ \%</math>.</li> </ul>
$\mu_{bu} = 0.238 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.345$	$A_{inter} = 2.03 \text{ cm}^2$ .
$Z = 0.155 \text{ m}$	
<b>Condition de non fragilité :</b> $A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.22 \text{ cm}^2$	$A_{inter} = 2.03 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2$ <b>Choix : 2 HA12 = 2.26 cm<sup>2</sup></b>

**Ferrailage des appuis de rive :**

Tableau 5:calcul des sections de ferrailage des appuis de rive

Calculs	Conclusions
$M_u = - 3.29 \text{ KN.m} < 0$	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>M_u &lt; 0</math></li> </ul> Calcul d'une section ( $b_0 * h_t$ )
$\mu_{bu} = 0.0715 < 0.186$ (pivot B), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>A' = 0</math>, pas d'armature comprimé.</li> <li>Dans ce cas : <math>\varepsilon_l &lt; \varepsilon_s &lt; 10^\circ \%</math>.</li> </ul>
$\mu_{bu} = 0.0715 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.0928$	$A_{rive} = 0.55 \text{ cm}^2$ .
$Z = 0.173 \text{ m}$	
<b>Condition de non fragilité :</b> $A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.22 \text{ cm}^2$	$A_{rive} = 0.55 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2$ <b>on choisit : 1HA 12 = 1.13 cm<sup>2</sup></b>

**Vérifications :**

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 * d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[ 0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \boxed{\bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}}$$

A.N:

$$\tau_u = \frac{22.48 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} = 1.25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

y'a pas risque de rupture par cisaillement.

**Vérification de l'espacement( S<sub>t</sub> ) :**

On fixe A<sub>t</sub> = étrier  $\phi_6 \Rightarrow A_t = 1\phi_8 \Rightarrow \boxed{A_t = 0,50 \text{ cm}^2}$

$$\begin{cases} 1 - S_t \leq \min[0.9 * d, 40 \text{ cm}]. \\ 2 - S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} \\ 3 - S_t \leq \frac{0.8 * f_e * (\sin \alpha + \cos \alpha) * A_t}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{tj} * k)} \end{cases}$$

1  $\Leftrightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$  .    2  $\Leftrightarrow S_t \leq 57 \text{ cm}$  .

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \alpha = 90^\circ \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1. \\ f_{tj} = f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}. \\ k = 1, \text{ car } \begin{cases} F.P.N \\ \text{Sans reprise de bétonnage.} \end{cases} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 44.16 \text{ cm}$$

$\Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$  . Alors, on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$  .

On utilise  $A_t = \text{étrier} \phi_6$  chaque espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$  .

**Vérification des armatures longitudinale «  $A_l$  » vis-à-vis des l'effort tranchant :**

- Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * V_u^{max}$$

$$A_l = A_{travée} + A_{rive} = 3.39 + 1.13 = 4.52 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 4.52 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} * 22.48 * 10^{-3} = 0.64 \text{ cm}^2$$

- Appuis intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * \left( V_u^{max} + \frac{M_u}{0,9 * d} \right)$$

$$A_l = A_{travée} + A_{inter} = 3.39 + 2.26 = 5.65 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left( 22.48 * 10^{-3} + \frac{(-10.988 * 10^{-3})}{0.9 * 0,18} \right) = -2.59 * 10^{-4} \text{ cm}^2 < 0$$

Pas risque de cisaillement des armatures longitudinale par l'effort tranchant.

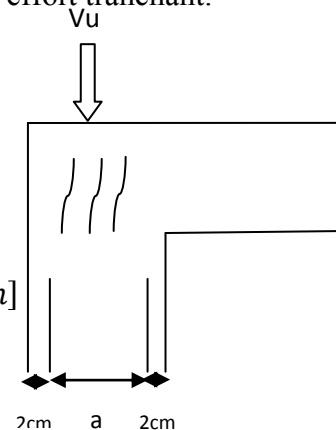
**Vérification de la bielle :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 * f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 * V_u}{a * b_0} \Rightarrow V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28} \end{array} \right.$$

$$\checkmark a = \min[0,9 d, \text{largeur de l'appui} - 4 \text{ cm}]$$

A.N :  $a = \min[16.2 \text{ cm}, 51 \text{ cm}] = 16.2 \text{ cm}$ .

$V_u = 22.48 \text{ KN} \leq 108.135 \text{ KN}$  ..... vérifiée



**Vérification de la jonction Table – Nervure**

Figure 7: schémas de la bielle

$$\tau_u^1 = \frac{b_1 * V_u^{max}}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 27.5 \text{ cm} .$$

$\tau_u^1 = 1.46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}$ ..... vérifiée

**vérification des contraintes :**

$$\text{FPN} \Rightarrow \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

✓  $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  (contrainte admissible du béton).

✓  $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$  (contrainte admissible de l'acier).

✓  $M_{ser}$  : moment max à l'ELS.

✓  $y$  : position de l'axe neutre.

✓  $I$  : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15 A + (b - b_0)h_0] y - 15 A d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0, \text{ on aura "y"}$$

• **En travée :**

**Position de l'axe neutre :**  $H = \frac{bh_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0,45 \cdot 0,04^2}{2} - 15 * 3,05 * 10^{-4} (0,18 - 0,04) = -1,919 * 10^{-4} m$

$H < 0 \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la nervure  $\Rightarrow$  Section en « T ».

*Tableau 6: vérification des contraintes en travée*

Calculs	Vérifications
$y = 0,046m$	$\sigma_b = 5,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$  vérifiée
$I = 1,12 * 10^{-4} m^4$	
$\sigma_b = 5,68 \text{ MPa}$	

• **Aux appuis de rive :**

**Position de l'axe neutre :**  $H = \frac{b_0 h_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0,1 \cdot 0,04^2}{2} - 15 * 0,79 * 10^{-4} (0,18 - 0,04) = -2,261 * 10^{-4} m$

$H < 0 \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la nervure  $\Rightarrow$  Section en « T ».

*Tableau 7: vérification des contraintes en appuis de rive*

Calculs	Vérifications
$y = 0,077 m$	$\sigma_b = 7,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$  vérifiée
$I = 2,39 * 10^{-5} m^4$	
$\sigma_b = 7,44 \text{ MPa}$	

• **Aux appuis intermédiaires :**

**Position de l'axe neutre :**  $H = \frac{b_0 h_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0,1 \cdot 0,04^2}{2} - 15 * 2,26 * 10^{-4} (0,18 - 0,04) = -3,946 * 10^{-4} m$

$H < 0 \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la nervure  $\Rightarrow$  Section en « T ».



Tableau 8: vérification des contraintes en appuis intermédiaire

Calculs	Vérifications
$y = 0.10 \text{ m}$	$\sigma_b = 14.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$  vérifiée
$I = 1.54 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 14.67 \text{ MPa}$	

### Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, donc, il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

$$\begin{cases} 1 - h_t \geq \frac{M_{travée}^{max} * l}{10 * M_0} \\ 2 - A_{travée} \leq \frac{3.6 b_0 d}{f_e} \\ 3 - l \leq 8 \text{ m.} \end{cases}$$

- ✓  $h_t$  : Hauteur totale du plancher corps creux.
- ✓  $M_{travée}^{max}$  : Moment maximale en travée à l'ELS.
- ✓  $A_{travée}$  : Section d'armature dans la travée.
- ✓  $l$  : Longueur de la travée maximale,  $l = 4.65 \text{ m}$ .
- ✓  $M_0$  : Moment isostatique,
  - $1 - h_t = 20 \text{ cm} < \frac{13.83 * 10^{-3} * 4.30}{10 * 15.44 * 10^{-3}} = 38 \text{ cm}$ .
  - $2 - A_{travée} = 3.39 \text{ cm}^2 > \frac{3.6 * 0.1 * 0.18}{400} = 1.62 \text{ cm}^2$ .
  - $3 - l = 4.30 \text{ m} < 8 \text{ m}$

Condition 1 non vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

$$\text{On a : } \begin{cases} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5\text{m}. \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5\text{m}. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{cases}$$

- ✓  $f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons)
  - ✓  $f_{ji}$  la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
  - ✓  $f_{pi}$  la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).
  - ✓  $j$  : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
  - ✓  $g$  : la charge permanente après la mise des cloisons.
  - ✓  $p$  : la somme des charges permanentes et charges d'exploitation
- $$j = (G_{plancher} + G_{cloisons}) = 2.85 + 1 = 3.85 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloisons}} + G_{\text{revettement}}) = 5.28 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{\text{Total}} + Q_{\text{Total}} = 5.28 + 5 = 10.28 \text{ KN/m}^2.$$

**Evaluation des charges :**

$$q_j = 0.65 * 3.85 = 2.50 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 0.65 * 5.28 = 3.43 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 0.65 * 10.28 = 6.68 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Evaluation des moments :**

*Tableau 9: Calcul des moments correspondants*

Moment correspondant à $q_j$	$0.896 \left( \frac{q_j * l^2}{8} \right)$	$M_j = 5.177 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à $q_g$	$0.896 \left( \frac{q_g * l^2}{8} \right)$	$M_g = 7.10 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à $q_p$	$0.896 \left( \frac{q_p * l^2}{8} \right)$	$M_p = 13.83 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i} \Rightarrow y_G = \frac{(260 * 2) + (160 * 12) + (50.85 * 18)}{(260 + 160 + 50.85)}$$

$$y_G = 7.126 \text{ cm} = 0.0712 \text{ m}$$

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

$$I_0 = \frac{0.65 (0.0712)^3}{3} + 0.1 \frac{(0.2 - 0.07129)^3}{3} - (0.65 - 0.1) \frac{(0.07129 - 0.04)^3}{3} + 15[3.39 * 10^{-4} * (0.18 - 0.07129)^2]$$

$$I_0 = 2.03 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

**Calcul des contraintes :**

*Tableau 10: calcul des contraintes correspondantes*

Contrainte correspondant à $q_j$	$\frac{15 * M_j (d - y)}{I}$	$\sigma_j = 51.259 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à $q_g$	$\frac{15 * M_g (d - y)}{I}$	$\sigma_g = 70.30 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à $q_p$	$\frac{15 * M_p (d - y)}{I}$	$\sigma_p = 136.937 \text{ MPa}$
$y = 0.046 \text{ m}$ Position de l'axe neutre		

**Calcul des coefficients  $\mu$  et  $\lambda$  :**

$$\mu = \max \left\{ \begin{array}{l} 0 \\ 1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right] \end{array} \right.$$

*Tableau 11: calcul de coefficient  $\mu$*

Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b_0 * d}$	$\rho = 0.0188$
coefficient correspondant à $q_j$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0.38$
coefficient correspondant à $q_g$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0.50$
coefficient correspondant à $q_p$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0.703$

**Calcul de coefficient  $\lambda$  :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 * b * f_{t28}}{(2b_0 + 3b)\rho} \text{ (instantanée)} \\ \lambda_v = 2/5 * \lambda_i \text{ (différée)} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = 1.688 \\ \lambda_v = 0.675 \end{array} \right.$$

**Calcul des moments d'inerties fictives :**

*Tableau 12: Calcul des moments d'inerties fictives*

I correspondant à $q_{ji}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{ji} = 1.36 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à $q_{gi}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{gi} = 1.21 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à $q_{gv}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{gv} = 1.67 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à $q_{pi}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 1.04 * 10^{-4} m^4$

**Module de déformation longitudinale différée du béton :**

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 3700(25)^{1/3}$$

$$= 10818.86 MPa$$

**Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

$$E_i = 3E_v = 3 * 10818.86 = 32456.58 MPa$$

Vérification de la flèche :

Tableau 13: Vérification de la flèche

$f_{gv}$	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	$7.26 * 10^{-3} m$
$f_{ji}$	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	$2.168 * 10^{-3} m$
$f_{pi}$	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	$7.57 * 10^{-3} m$
$f_{gi}$	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	$3.34 * 10^{-3} m$
$\Delta f$	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$9.322 * 10^{-3} m$
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	$8.6 * 10^{-3} m$

**Commentaire :** La flèche non vérifiée , on propose d'augmenter la section d'acier. Les résultats obtenus après augmentation de section d'armature, sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 14: Calcul de section d'armature

Niveau	$A_s (cm^2)$	$I_0(m^4)$	Y (m)	$\Delta f_t(cm)$	$f_{adm}(cm)$	Obs
RDC	2HA14+1HA12 = 4.21	$2.18 * 10^{-4}$	0.088	$8.02 * 10^{-3}$	$8.6 * 10^{-3}$	Vérifiée

Tableau 15: Tableau récapitulatifs des sollicitations dans les différents types des poutrelles (étages courants)

Types de poutrelles	ELU			ELS	
	$M_{appui}$ KN. M	$M_{travée}$ KN. M	V KN	$M_{appui}$ KN. M	$M_{travée}$ KN. M
Type 1	$M_a = M_d$ = -1.82	$M_{ab} = 12.19$	Travée (ab) $V_a = 12.19$ $V_b = -12.19$	$M_a = M_d$ = -1.32	$M_{ab} = 8.814$
Type 2	$M_a = -1.4$	$M_{ab} = 7.15$	Travée (ab) $V_a = 10.668$ $V_b = -12.26$	$M_a = -1.01$	$M_{ab} = 5.17$
	$M_b = -5.6$	$M_{bc} = 8.848$	Travée (bc) $V_b = 11.91$ $V_c = -10.36$	$M_b = -4.05$	$M_{bc} = 5.766$
	$M_{appui}^{max} = 5.6$	$M_{travée}^{max} = 7.15$	$V^{max} = 12.26$	$M_{appui}^{max} = 4.05$	$M_{travée}^{max} = 5.766$
Type3	$M_a = -1.56$	$M_{ab} = 6.26$	Travée (ab) $V_a = 10.36$ $V_b = -11.91$	$M_a = -1.13$	$M_{ab} = 4.53$
	$M_b = -6.25$	$M_{bc} = 7.99$	Travée (bc) $V_b = 12.97$ $V_c = -11.27$	$M_b = -4.52$	$M_{bc} = 5.78$
	$M_{appui}^{max} = -6.25$	$M_{travée}^{max} = 7.99$	$V^{max} = 12.97$	$M_{appui}^{max} = -4.52$	$M_{travée}^{max} = 5.78$

Type 4	$M_a = -2.11$	$M_{ab} = 10.797$	Travée (ab)	$V_a = 13.10$ $V_b = -15.07$	$M_a = M_c = -1.53$	$M_{ab} = 7.80$
	$M_b = -8.45$	$M_{bc} = 6.304$	Travée (bc)	$V_b = 12.62$ $V_c = -10.97$	$M_b = -6.11$	$M_{bc} = 4.556$
	$M_{appui}^{max} = -10.988$	$M_{travée}^{max} = 19.68$		$V^{max} = 15.07$	$M_{appui}^{max} = -6.11$	$M_{travée}^{max} = 7.80$
Type 5	$M_a = -1.828$	$M_{ab} = 6.78$	Travée (ab)	$V_a = 10.36$ $V_b = -11.40$	$M_a = M_c = -1.32$	$M_{ab} = 4.90$
	$M_b = -5.21$	$M_{bc} = 5.56$	Travée (bc)	$V_b = 12.40$ $V_c = -12.40$	$M_b = -3.77$	$M_{bc} = 4.02$
	$M_c = -6.096$	$M_{cd} = 9.95$	Travée (cd)	$V_c = 13.41$ $V_d = -12.19$	$M_c = -4.41$	$M_{cd} = 7.195$
	$M_{appui}^{max} = -6.096$	$M_{travée}^{max} = 9.95$		$V^{max} = 13.41$	$M_{appui}^{max} = -4.41$	$M_{travée}^{max} = 7.195$
Type 6	$M_a = -1.820$	$M_{ab} = 7.62$	Travée (ab)	$V_a = 10.668$ $V_b = -11.73$	$M_a = M_c = -1.32$	$M_{ab} = 5.52$
	$M_b = -4.67$	$M_{bc} = 4.97$	Travée (bc)	$V_b = 11.40$ $V_c = -11.40$	$M_b = -3.37$	$M_{bc} = 3.59$
	$M_c = -4.17$	$M_{cd} = 5.99$	Travée (cd)	$V_c = 12.40$ $V_d = -12.40$	$M_c = -3.016$	$M_{cd} = 4.33$
	$M_d = -6.096$	$M_{de} = 9.95$	Travée (de)	$V_d = 13.41$ $V_e = -12.19$	$M_d = -4.407$	$M_{de} = 7.19$
	$M_{appui}^{max} = -10.988$	$M_{travée}^{max} = 19.68$		$V^{max} = 13.41$	$M_{appui}^{max} = -4.407$	$M_a = M_c = -1.32$
Type 7	$M_a = -1.985$	$M_{ab} = 9.478$	Travée (ab)	$V_a = 12.19$ $V_b = -13.41$	$M_a = M_c = -1.32$	$M_{ab} = 6.85$
	$M_b = -7.04$	$M_{bc} = 8.68$	Travée (bc)	$V_b = 14.42$ $V_c = -14.42$	$M_b = -5.09$	$M_{bc} = 6.28$
	$M_c = -5.636$	$M_{cd} = 5.39$	Travée (cd)	$V_c = 12.07$ $V_d = -12.07$	$M_c = -4.07$	$M_{cd} = 3.90$
	$M_d = -4.636$	$M_{de} = 6.518$	Travée (de)	$V_d = 13.07$ $V_e = -13.07$	$M_d = -3.35$	$M_{de} = 4.71$
	$M_e = -7.04$	$M_{ef} = 11.50$	Travée (ef)	$V_e = 14.42$ $V_f = -13.106$	$M_e = -5.09$	$M_{ef} = 8.31$
	$M_{appui}^{max} = -7.04$	$M_{travée}^{max} = 11.50$		$V^{max} = 14.42$	$M_{appui}^{max} = -5.09$	$M_{travée}^{max} = 8.31$
Type 8	$M_a = -1.40$	$M_{ab} = 7.62$	Travée (ab)	$V_a = 10.668$ $V_b = -11.73$	$M_a = M_c = -1.01$	$M_{ab} = 5.51$
	$M_b = -4.67$	$M_{bc} = 4.97$	Travée (bc)	$V_b = 11.40$ $V_c = -11.40$	$M_b = -3.37$	$M_{bc} = 3.52$
	$M_c = -4.17$	$M_{cd} = 6.6$	Travée (cd)	$V_c = 12.40$ $V_d = -12.40$	$M_c = -3.02$	$M_{cd} = 4.77$
	$M_d = -4.88$	$M_{de} = 7.74$	Travée (de)	$V_d = 13.41$ $V_e = -13.41$	$M_d = -3.53$	$M_{de} = 5.6$
	$M_e = -5.64$	$M_{ef} = 9.387$	Travée (ef)	$V_e = 14.42$ $V_f = -14.42$	$M_e = -4.07$	$M_{ef} = 6.79$

	$M_f = -5.64$	$M_{fg} = 5.39$	Travée (fg)	$V_a = 12.07$ $V_b = -12.07$	$M_f = -4.07$	$M_{fg} = 3.90$
	$M_g = -4.64$	$M_{gh} = 6.52$	Travée (gh)	$V_b = 13.07$ $V_c = -13.07$	$M_g = -3.35$	$M_{gh} = 4.71$
	$M_h = -7.04$	$M_{hi} = 11.50$	Travée (hi)	$V_c = 14.42$ $V_d = -13.10$	$M_h = -5.09$	$M_{hi} = 8.31$
	$M_i = -2.10$				$M_i = 1.53$	
	$M_{appui}^{max} = -7.04$	$M_{travée}^{max} = 11.50$		$V^{max} = 14.42$	$M_{appui}^{max} = -5.09$	$M_{travée}^{max} = 8.31$

Tableau 16: Tableau récapitulatifs des sollicitations dans les différents types des poutrelles (terrasse)

Types de poutrelles	ELU			ELS	
	$M_{appui}$ KN. M	$M_{travée}$ KN. M	$V$ KN	$M_{appui}$ KN. M	$M_{travée}$ KN. M
Type 1	$M_a = M_b = -1.937$	$M_{ab} = 12.918$	Travée (ab) $V_a = 12.918$	$M_a = -1.41$	$M_{ab} = 9.426$
Type 2	$M_a = -1.48$	$M_{ab} = 7.418$	Travée (ab) $V_a = 11.30$ $V_b = -12.99$	$M_a = -1.08$	$M_{ab} = 5.413$
	$M_b = -5.93$	$M_{bc} = 6.83$	Travée (bc) $V_b = 12.62$ $V_c = -10.98$	$M_b = -4.33$	$M_{bc} = 4.986$
	$M_{appui}^{max} = -5.93$	$M_{travée}^{max} = 7.418$	$V^{max} = 12.99$	$M_{appui}^{max} = -4.33$	$M_{travée}^{max} = 5.413$
Type 3	$M_a = -1.66$	$M_{ab} = 6.48$	Travée (ab) $V_a = 10.98$ $V_b = -12.63$	$M_a = -1.21$	$M_{ab} = 4.73$
	$M_b = -6.63$	$M_{bc} = 8.29$	Travée (bc) $V_b = 13.74$ $V_c = -11.94$	$M_b = -4.84$	$M_{bc} = 6.05$
	$M_{appui}^{max} = -6.63$	$M_{travée}^{max} = 8.29$	$V^{max} = 13.74$	$M_{appui}^{max} = -4.84$	$M_{travée}^{max} = 6.05$
Type 4	$M_a = -2.24$	$M_{ab} = 11.196$	Travée (ab) $V_a = 13.88$ $V_b = -15.97$	$M_a = M_c = -1.63$	$M_{ab} = 8.17$
	$M_b = -8.957$	$M_{bc} = 6.51$	Travée (bc) $V_b = 13.37$ $V_c = -11.63$	$M_b = -6.54$	$M_{bc} = 4.75$
	$M_{appui}^{max} = -8.957$	$M_{travée}^{max} = 11.196$	$V^{max} = 15.97$	$M_{appui}^{max} = -6.54$	$M_{travée}^{max} = 8.17$
Type 5	$M_a = -1.937$	$M_{ab} = 7.036$	Travée (ab) $V_a = 10.98$ $V_b = -12.078$	$M_a = M_c = -1.413$	$M_{ab} = 5.134$
	$M_b = -5.527$	$M_{bc} = 5.75$	Travée (bc) $V_b = 13.144$ $V_c = -13.144$	$M_b = -4.033$	$M_{bc} = 4.199$
	$M_c = -6.459$	$M_{cd} = 10.33$	Travée (cd) $V_c = 14.21$ $V_d = -12.918$	$M_c = -4.713$	$M_{cd} = 7.541$
	$M_{appui}^{max} = -6.459$	$M_{travée}^{max} = 10.33$	$V^{max} = 14.21$	$M_{appui}^{max} = -4.713$	$M_{travée}^{max} = 7.541$
	$M_a = -1.48$	$M_{ab} = 7.91$	Travée (ab) $V_a = 11.30$ $V_b = -12.43$	$M_a = M_c = -1.08$	$M_{ab} = 5.77$

Type 6	$M_b = -4.94$	$M_{bc} = 5.12$	Travée (bc)	$V_b = 12.07$ $V_c = -12.07$	$M_b = -3.61$	$M_{bc} = 3.73$
	$M_c = -4.42$	$M_{cd} = 6.16$	Travée (cd)	$V_c = 13.40$ $V_d = -13.40$	$M_c = -3.23$	$M_{cd} = 4.50$
	$M_d = -6.46$	$M_{de} = 10.33$	Travée (de)	$V_d = 14.21$ $V_e = -12.92$	$M_d = -4.71$	$M_{de} = 7.54$
	$M_{appui}^{max} = -6.46$	$M_{travée}^{max} = 10.33$	$V^{max} = 14.21$		$M_{appui}^{max} = -4.71$	$M_{travée}^{max} = 7.54$
Type 7	$M_a = -1.93$	$M_{ab} = 9.83$	Travée (ab)	$V_a = 12.92$ $V_b = -14.21$	$M_a = -1.41$	$M_{ab} = 7.17$
	$M_b = -7.46$	$M_{bc} = 8.95$	Travée (bc)	$V_b = 15.27$ $V_c = -15.27$	$M_b = -5.45$	$M_{bc} = 6.54$
	$M_c = -5.97$	$M_{cd} = 5.546$	Travée (cd)	$V_c = 12.78$ $V_d = -12.78$	$M_c = -4.36$	$M_{cd} = 4.04$
	$M_d = -4.91$	$M_{de} = 6.71$	Travée (de)	$V_d = 13.85$ $V_e = -13.85$	$M_d = -3.58$	$M_{de} = 4.89$
	$M_e = -7.48$	$M_{ef} = 11.94$	Travée (ef)	$V_e = 15.25$ $V_f = -13.88$	$M_e = -5.45$	$M_{ef} = 8.71$
	$M_{appui}^{max} = -7.46$	$M_{travée}^{max} = 11.94$	$V^{max} = 15.25$		$M_{appui}^{max} = -5.45$	$M_{travée}^{max} = 8.71$
Type 8	$M_a = -1.48$	$M_{ab} = 7.91$	Travée (ab)	$V_a = 11.30$ $V_b = -12.43$	$M_a = -1.08$	$M_{ab} = 5.77$
	$M_b = -4.94$	$M_{bc} = 4.87$	Travée (bc)	$V_b = 12.07$ $V_c = -12.07$	$M_b = -3.61$	$M_{bc} = 3.55$
	$M_c = -4.91$	$M_{cd} = 7.85$	Travée (cd)	$V_c = 13.14$ $V_d = -13.14$	$M_c = -3.58$	$M_{cd} = 5.73$
	$M_d = -5.16$	$M_{de} = 7.99$	Travée (de)	$V_d = 14.21$ $V_e = -14.21$	$M_d = -3.77$	$M_{de} = 5.83$
	$M_e = -5.97$	$M_{ef} = 9.70$	Travée (ef)	$V_e = 15.27$ $V_f = -15.27$	$M_e = -4.36$	$M_{ef} = 7.08$
	$M_f = -5.97$	$M_{fg} = 5.55$	Travée (fg)	$V_a = 12.78$ $V_b = -12.78$	$M_f = -4.36$	$M_{fg} = 4.05$
	$M_g = -4.91$	$M_{gh} = 6.71$	Travée (gh)	$V_b = 13.85$ $V_c = -13.85$	$M_g = -3.58$	$M_{gh} = 4.89$
	$M_h = -7.46$	$M_{hi} = 11.94$	Travée (hi)	$V_c = 15.27$ $V_d = -13.88$	$M_h = -5.45$	$M_{hi} = 8.71$
	$M_i = -2.24$				$M_i = -1.63$	
	$M_{appui}^{max} = -7.46$	$M_{travée}^{max} = 11.94$	$V^{max} = 15.27$		$M_{appui}^{max} = -5.45$	$M_{travée}^{max} = 8.71$
terrasse	$M_a = -1.65$	$M_{ab} = 7.73$	Travée (ab)	$V_a = 11.95$ $V_b = -13.74$	$M_a = -1.21$	$M_{ab} = 5.64$
	$M_b = -7.75$	$M_{bc} = 9.69$	Travée (bc)	$V_b = 14.85$ $V_c = -12.92$	$M_b = -5.65$	$M_{bc} = 7.07$
	$M_{appui}^{max} = -7.75$	$M_{travée}^{max} = 9.69$	$V^{max} = 14.85$		$M_{appui}^{max} = -5.65$	$M_{travée}^{max} = 7.07$

Tableau 17: Sollicitations maximales dans le plancher à usage d'habitation

Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (KN.m)	12.19	8.814
Moments aux appuis de rives (KN.m)	-2.10	-1.53
Moments aux appuis intermédiaires (KN.m)	-7.04	-5.09
Effort tranchant (KN)	14.42	

Tableau 18: Sollicitations maximales dans le plancher terrasse

Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (KN.m)	12.918	9.426
Moments aux appuis de rives (KN.m)	-2.24	-1.79
Moments aux appuis intermédiaires (KN.m)	-7.46	-5.45
Effort tranchant (KN)	15.25	

Tableau 19: Calcul des sections de ferrailage de poutrelles

Niveau	Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	At (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisi</sub> (cm <sup>2</sup> )
travée	Etage courant	12.19	0.040	0.052	0.176	1.98	1.41	3HA10 =2.36
	Terrasse inaccessible	12.918	0.043	0.055	0.176	2.10	1.41	3HA10 =2.36
Appui intermédiaire	Etage courant	-7.04	0.015	0.019	0.178	1.13	0.22	2HA10 =1.57
	Terrasse inaccessible	-7.46	0.162	0.222	0.164	1.33	0.22	2HA10 =1.57
Appui de rive	Etage courant	-2.10	0.045	0.058	0.176	0.34	0.22	1HA10 =0.79
	Terrasse inaccessible	-2.24	0.048	0.062	0.175	0.37	0.22	1HA10 =0.79



vérifications à l'ELS :

Tableau 20: Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS

Niveau	Endroit	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	Contrainte $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	observation
Etage courant	travée	8.814	2.36	0.039	$0.83 \cdot 10^{-4}$	$4.14 < 15$	Vérifiée
	Appui de rive	2.10	1.57	0.026	$0.32 \cdot 10^{-4}$	$1.24 < 15$	Vérifiée
	Appui inter	7.04	1.57	0.033	$0.587 \cdot 10^{-4}$	$3.96 < 15$	Vérifiée
Terrasse inaccessible	travée	9.426	2.36	0.039	$0.83 \cdot 10^{-4}$	$4.81 < 15$	Vérifiée
	Appui de rive	2.24	0.79	0.026	$0.32 \cdot 10^{-4}$	$1.45 < 15$	Vérifiée
	Appui inter	7.46	1.57	0.033	$0.587 \cdot 10^{-4}$	$3.06 < 15$	Vérifiée

vérifications de La flèche :

Tableau 21: vérifications de La flèche

Niveau	Etages courants	Terrasse
$f_{ji}(m)$	$2.13 \cdot 10^{-3}$	$3.57 \cdot 10^{-3}$
$f_{gi}(m)$	$3.54 \cdot 10^{-3}$	$4.86 \cdot 10^{-3}$
$f_{pi}(m)$	$5.05 \cdot 10^{-3}$	$6.02 \cdot 10^{-3}$
$f_{gv}(m)$	$7.51 \cdot 10^{-3}$	$9.97 \cdot 10^{-3}$
$\Delta_{ft}(m)$	$6.89 \cdot 10^{-3}$	$7.56 \cdot 10^{-3}$
$f_{adm}(m)$	$8.6 \cdot 10^{-3}$	$8.6 \cdot 10^{-3}$
Obs	Vérifiée	Vérifiée

Avec :  $\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$

III.2.1.1.2.a. Schémas de ferrailage des poutrelles :

Tableau 22: Schémas de ferrailage des poutrelles

plancher	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	En travée
RDC			
Etages d'habitation + Terrasse			

III.2.1.1.2.b. Ferrailage de la dalle de compression : CBA93 article(B.6.8.4.2.3)

- Barres perpendiculaire(⊥) aux poutrelles :

50 cm ≤  $l_0$  = 65 cm ≤ 80 cm, donc :

$$A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e}$$

- ✓  $l_0 = 65 \text{ cm}$ .
- ✓  $f_e = 235 \text{ MPa}$ . Car c'est du treillis soudés (Rond Lisse « RL »).

A.N :

$$A_{\perp} = \frac{4 * 65}{235} = 1,106 \text{ cm}^2/\text{ml. avec } S_t \leq 20 \text{ cm}$$

- Barres parallèle(⊥) aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

**A.N :**

$$A_{\parallel} = \frac{1,106}{2} = 0,553 \text{ cm}^2/\text{ml. avec } S_t \leq 33 \text{ cm}$$

On opte pour un treillis soudés  $\phi_6(150 \times 150) \text{ mm}^2$ .

$$\begin{cases} A_{\perp} = 5\phi_6/\text{ml} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm.} \end{cases} \quad \begin{cases} A_{\parallel} = 4\phi_6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

### III.2.2. Plancher à dalle pleine

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale mince, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur un (console), deux ou plusieurs côtés.

Soient :

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau.

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

Si :  $\rho \leq 0.4 \implies$  La dalle travail suivant un seul sens (flexion principale suivant  $l_x$ ).

Si :  $\rho > 0.4 \implies$  La dalle travail suivant les deux sens.

Les dalles pleines de notre projet sont repérées sur les **fig(5,6,7) chapitre II voir les pages (13,14)**

#### III.2.2.1. Etude de la dalle sur 4 appuis (D1 RDC)

Cette dalle sur 4 appuis ce situe au niveau de RDC a usage commerciale

##### III.2.2.1.1. Calcul des sollicitations:

**Evaluation des charges :**

$$\text{On a: } \begin{cases} G = 6.18 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow Q_u = 15.843 \text{ KN/m}^2$$

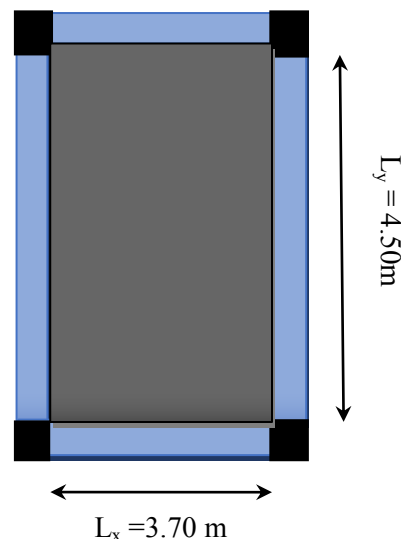
$$Q_s = G + Q = 11.18 \text{ KN/m}^2$$

**Exemple de Calcul des moments isostatiques :(ELU)**

On a :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.82 \leq 1 \text{ et } (l_x \leq l_y)$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$



**Figure 8:**dalle pleine sur 4 appuis

Pour le panneau de dalle:

$$\rho = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 0.00539 \times 15.843 \times (3.7)^2 = 11.69 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.6313 \times 11.69 = 7.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

les moments corrigés :

✓ En travées :

$$M_t^{x,y} = \begin{cases} 0.85 M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive.} \\ 0.75 M_0 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

✓ Au niveau des appuis :

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.3 M_0^{x,y} \rightarrow \text{pour un appui de rive.} \\ -0.5 M_0^{x,y} \rightarrow \text{pour un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

On a :  $\rho = 0.82$     ELU  $\begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases}$     ELS  $\begin{cases} \mu_x = 0.0607 \\ \mu_y = 0.7381 \dots \end{cases}$  (Annexe II)

Tableau 23: Les différents moments

		ELU	ELS
moments isostatiques (KN.m)	$M_0^x$	11.69	9.29
	$M_0^y$	7.38	6.85
Travée (KN.m)	$M_t^x$	9.93	7.89
	$M_t^y$	6.27	5.82
appui intermédiaire (KN.m)	$M_{a,int}^x$	-5.84	-4.64
	$M_{a,int}^y$	-3.69	-3.42
appui de rive (KN.m)	$M_{a,riv}^x$	-3.51	-2.78
	$M_{a,riv}^y$	-2.21	-2.05

### III.2.2.1.2. Ferrailage :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de **1m** de largeur, on a :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; d = 12 \text{ cm.}$$

✓ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.93 \times 10^{-3}}{1 \times (0.12)^2 \times 14.2} = 0.0486$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{On est donc dans le pivot A} \Rightarrow \epsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0,$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.062$$

$$z = (1 - 0.4\alpha)d \Rightarrow z = (1 - 0.4 \times 0.062) \times 0.12 \Rightarrow z = 0.12 \text{ m}$$

$$A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = \frac{9.93 \times 10^{-3}}{348 \times 0.12} = 2.38 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'une manière identique, on fait le calcul du ferrailage selon le sens  $l_x$  et  $l_y$  les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 24: Calcul du ferrailage

	Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{ca}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Observation $A_{cal} \geq A_{min}$	$A_{choisie}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x	Travée	9.93	0.486	0.062	0.12	2.38	1.31	<i>vérifiée</i>	5HA8 = 2.51
	Appuis intermédiaire	-5.84	0.0286	0.036	0.12	1.4	1.31	<i>vérifiée</i>	4HA8 = 2.01
	Appuis de rive	-3.51	0.0172	0.022	0.12	0.84	1.31	<i>non vérifiée</i>	4HA8 = 2.01
Sens y-y	Travée	6.27	0.030	0.039	0.12	1.52	1.2	<i>vérifiée</i>	4HA8 = 2.01
	Appuis intermédiaire	-3.69	0.018	0.022	0.12	0.89	1.2	<i>non vérifiée</i>	4HA8 = 2.01
	Appuis de rive	-2.21	0.0108	0.013	0.12	0.53	1.2	<i>non vérifiée</i>	4HA8 = 2.01

**Vérification à l'ELU :**

**Condition de non fragilité :**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4$$

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

$\rho_0$ : coefficient dépend de type d'acier ( $\rho_0 = 0.0008$  pour l'acier de FeE 400)

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.82) \times 100 \times 15 = 1.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On a :  $A_x^t = 2.38 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{min} = 1.31 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

$$A_y^{min} = \rho_0 * b * e = 0.008 * 1 * 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte :  $\left\{ \begin{array}{l} A_x^t = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y^{min} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$

**Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

On a :

$$V_x = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{15.843 \times 3.7}{2} \times \frac{(4.5)^4}{(3.7)^4 + (4.5)^4} \Rightarrow V_x = 20.11 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{20.11 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.167 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1.170 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$V_y = \frac{Q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{15.843 \times 4.5}{2} \times \frac{(3.7)^4}{(3.7)^4 + (4.5)^4} \Rightarrow V_y = 11.18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{11.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.093 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1.170 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Donc on n'a pas besoin d'utiliser des armatures transversales.

**Espacement des armatures :**

$$\text{F.P.N} \left\{ \begin{array}{l} s_t^x \leq 33 \text{ cm} \\ s_t^y \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} s_t^x = 20 \text{ cm} \\ s_t^y = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Vérification à l'ELS :**

Tableau 25:Tableau des vérifications à l'ELS.

Endroit		M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>	Obs.	σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub>	Obs.
sens x-x	Travée	7.89	2.65	3911.78	5.35 ≤ 15	Vérifiée	282.79 > 201.63	N Vérifiée
	Appui inter	-4.64	2.4	3239.42	3.44 ≤ 15	Vérifiée	206.15 > 201.63	N Vérifiée
	Appui rive	-2.78	2.4	3239.42	2.07 ≤ 15	Vérifiée	123.82 < 201.63	Vérifiée
Sens y-y	Travée	5.82	2.40	3239.42	4.32 ≤ 15	Vérifiée	258.58 > 201.63	N Vérifiée
	Appui inter	-3.42	2.4	3239.42	2.54 ≤ 15	Vérifiée	151.95 < 201.63	Vérifiée
	Appui rive	-2.05	2.4	3239.42	1.52 ≤ 15	Vérifiée	91.08 < 201.63	Vérifiée

On remarque que la majorité des vérifications ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'acier à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_s}{bd^2\sigma_{st}} = \frac{7.89 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 201.63} = 2.72 \times 10^{-3}$$

On prend :  $\alpha_0 = 0.5$  pour commencer.

$$\alpha_1 = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = \sqrt{90 \times 2.72 \times 10^{-3} \frac{1-0.5}{3-0.5}} \Rightarrow \text{Donc on prend : } \alpha = 0.221$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\sigma_{st}} = \frac{7.89 \times 10^{-3}}{0.12(1-\frac{0.221}{3})201.63} = 3.52 \times 10^{-4} m^2 = 3.52 cm^2$$

On prend 5HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup>, avec S<sub>t</sub> = 20 cm.

Tableau 26: Calcul des sections d'acier à l'ELS

Endroit		M <sub>ser</sub> (KN.m)	β	α	A <sub>ser</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	s <sub>t</sub> (cm)
Sens x-x	En travée	7.89	2.72 × 10 <sup>-3</sup>	0.221	3.52	5HA10=3.93	20
	Appui inter	-4.64	1.59 × 10 <sup>-3</sup>	0.170	2.03	5HA8=2.51	
Sens y-y	En travée	5.82	2.0 × 10 <sup>-3</sup>	0.190	2.57	4HA10=3.14	15

**Vérification de la flèche :**

Selon le **BAEL**, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max \left( \frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80} \right) \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{fe} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{3.7} = 0.04 < 0.042 \dots \dots \dots \text{non Vérifiée} \\ \frac{3.93 \times 10^{-4}}{1 \times 0.12} = 0.0032 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_y} \geq \max \left( \frac{M_{tser}^y}{20 \times M_{0ser}^y}, \frac{3}{80} \right) \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{fe} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{4.5} = 0.033 < 0.042 \dots \dots \dots \text{non Vérifiée} \\ \frac{3.14 \times 10^{-4}}{1 \times 0.12} = 0.0026 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

**Commentaire :** les conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de vérifier la flèche dans les deux sens .

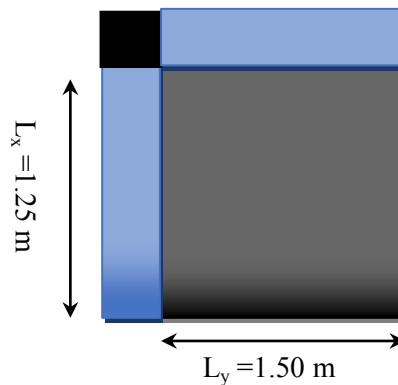
**Tableau de Vérification des flèches :**

*Tableau 27:Vérification des flèches*

Sens	$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f_i \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
x-x	1.72	0.43	2.25	0.57	$2.96 < 7.4$	<i>vérifiée</i>
y-y	1.88	0.48	1.57	0.628	$2.35 < 9$	<i>vérifiée</i>

**III.2.2.2. Etude d’une dalle sur 2 appuis (Dp5 étage courant)**

Cette dalle est sur 2 appuis elle se situe au niveau des étages courants (balcon )



**III.2.2.2.1. Calcul des sollicitations:**

**Evaluation des charges :**

*Figure 9:dalle pleine sur 3 appuis*

On a:  $\begin{cases} G = 5.18 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow Q_u = 12.243 \text{ KN/m}^2$

$Q_s = G + Q = 8.68 \text{ KN/m}^2$

**Exemple de Calcul des moments isostatiques :(ELU)**

On a :

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.83 > 0.4$  la dalle travail selon 2 sens

$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$

Pour le panneau de dalle:

$\rho = 0.83 \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 0.0528 \times 12.243 \times (1.25)^2 = 1.01 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.6494 \times 1.01 = 0.65 \text{ KN.m} \end{cases}$



On a :

$$\rho = 0.83 \text{ ELU } \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases} \text{ ELS } \begin{cases} \mu_x = 0.0607 \\ \mu_y = 0.7381 \end{cases} \dots\dots (\text{Annexe II})$$

Tableau 28: Les différents moments

		ELU	ELS
moments isostatiques (KN.m)	$M_0^x$	1.01	0.808
	$M_0^y$	0.65	0.607
Travée (KN.m)	$M_t^x$	0.858	0.687
	$M_t^y$	0.56	0.51
appui de rive (KN.m)	$M_{a,riv}^x$	-0.303	-0.24
	$M_{a,riv}^y$	-0.195	-0.182

**III.2.2.2.2. Ferrailage :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de **1m** de largeur, on a :  
 b = 100 cm ; h = 15 cm ; c = 3 cm ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 400 \text{ cm}$  ; d = 12 cm.

✓ **En travée : (exemple de calcul )**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.858 \times 10^{-3}}{1 \times (0.09)^2 \times 14.2} = 0.0074$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{On est donc dans le pivot A} \Rightarrow \epsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0,$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] \Rightarrow \alpha = 0.009$$

$$z = (1 - 0.4\alpha)d \Rightarrow z = (1 - 0.4 \times 0.062) \times 0.12 \Rightarrow z = 0.089 \text{ m}$$

$$A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = \frac{0.858 \times 10^{-3}}{348 \times 0.089} = 2.75 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.275 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Vérification à l'ELU :**

**Condition de non fragilité :**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4$$

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

$\rho_0$ : coefficient dépend de type d'acier ( $\rho_0 = 0.0008$  pour l'acier de FeE 400)

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.83) \times 100 \times 12 = 1.04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On a :  $A_x^t = 0.275 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_x^{min} = 1.04 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots$  **non vérifiée.**

$$A_y^t = \rho_0 * b * e = 0.008 * 1 * 0.12 = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on adopte :

$$\begin{cases} A_x^t = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y^t = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

D'une manière identique, on fait le calcul du ferrailage selon le sens  $l_x$  et  $l_y$  les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 29: Calcul du ferrailage

	Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{ca}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Observation $A_{cal} \geq A_{min}$	$A_{choisie}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x	Travée	0.858	0.0074	0.009	0.089	0.275	1.04	non vérifiée	3HA8 = 1.51
	Appuis de rive	-0.303	0.0026	0.003	0.089	0.096	1.04	non vérifiée	3HA8 = 1.51
Sens y-y	Travée	0.56	0.0048	0.006	0.089	0.178	0.96	non vérifiée	3HA8 = 1.51
	Appuis de rive	-0.195	0.0017	0.002	0.089	0.062	0.96	non vérifiée	3HA8 = 1.51

**Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

On a :

$$V_x = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{12.243 \times 1.25}{2} \times \frac{(1.5)^4}{(1.25)^4 + (1.5)^4} \Rightarrow V_x = 5.16 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{5.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.043 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1.170 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$V_y = \frac{Q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{12.243 \times 1.5}{2} \times \frac{(1.25)^4}{(1.25)^4 + (1.5)^4} \Rightarrow V_y = 2.98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{2.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.024 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1.170 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Donc on n'a pas besoin d'utiliser des armatures transversales.

**Espacement des armatures :**

$$F.P.N \begin{cases} s_t^x \leq 33 \text{ cm} \\ s_t^y \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \implies \text{on opte pour : } \begin{cases} s_t^x = 33 \text{ cm} \\ s_t^y = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

**Vérification à l'ELS :**

Tableau 30: Les Vérification à l'ELS

Endroit		M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	Obs.	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$	Obs.
sens x-x	Travée	7.89	1.80	1368.57	0.906 ≤ 15	Vérifiée	54.18 < 201.63	Vérifiée
	Appui de rive	-2.78	1.80	1368.57	0.17 ≤ 15	Vérifiée	18.93 < 201.63	Vérifiée
Sens y-y	Travée	5.82	1.80	1368.57	0.673 ≤ 15	Vérifiée	40.22 < 201.63	Vérifiée
	Appui de rive	-2.05	1.80	1368.57	0.24 ≤ 15	Vérifiée	14.32 < 201.63	Vérifiée

**Vérification de la flèche :**

Selon le **BAEL**, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \max \left( \frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80} \right) \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{fe} \end{cases} \implies \begin{cases} 0.096 < 0.042 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.0012 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{l_y} \geq \max \left( \frac{M_{tser}^y}{20 \times M_{0ser}^y}, \frac{3}{80} \right) \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{fe} \end{cases} \implies \begin{cases} 0.08 < 0.042 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.0012 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

**Commentaire :** les conditions sont vérifiées , il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

III.2.2.3. Etude d'une dalle sur 3 appuis (Dp4 étage courant )

On prend le cas le plus défavorable, et on adoptera le même ferrailage pour tous les autres types (type sur 3 appuis).

III.2.2.3.1. Calcul des sollicitations

à L'ELU

Evaluation des charges

On a:  $\begin{cases} G = 6.18 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 10.593 \text{ KN/m}^2$

$q_s = G + Q = 7,68 \text{ KN/m}^2$

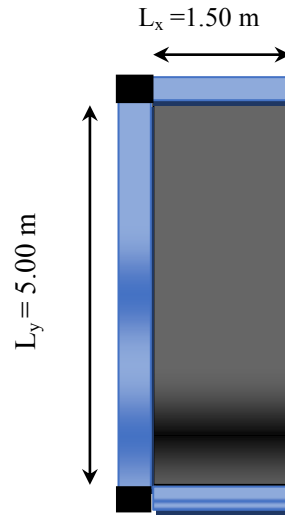
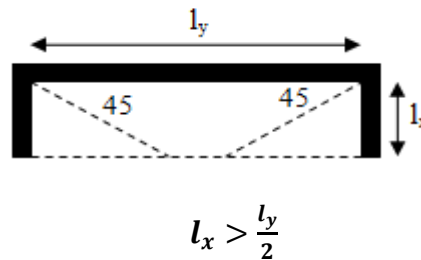
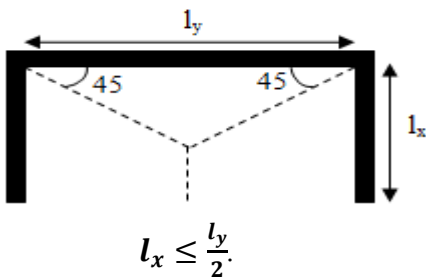


Figure 10:dalle pleine sur 3 appuis (etage courant)

Calcul des moments isostatiques

- $l_x < \frac{l_y}{2} \begin{cases} M_0^x = \frac{q l_x^2 l_y}{2} - \frac{2}{3} q l_x^3 \\ M_0^y = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases}$
- $l_x \geq \frac{l_y}{2} \begin{cases} M_0^x = \frac{q l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{q l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q l_y^3}{48} \end{cases}$



$l_x = 1.5 < \frac{l_y}{2} = \frac{5}{2} = 2.5$

ELU  $\begin{cases} M_0^x = \frac{10.593 \times 1.5^2 \times 5}{2} - \frac{2}{3} \times 10.593 \times 1.5^3 = 35.75 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{10.593 \times 1.5^3}{6} = 5.958 \text{ KN.m} \end{cases}$

ELS  $\begin{cases} M_0^x = \frac{7.68 \times 1.5^2 \times 5}{2} - \frac{2}{3} \times 7.68 \times 1.5^3 = 25.92 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{7.68 \times 1.5^3}{6} = 4.32 \text{ KN.m} \end{cases}$

**Calcul des moments :**

ELU	ELS
<p>✓ <b>En travée</b></p> $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times 35.75 = 30.39 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times 5.958 = 5.06 \text{ KN.m} \end{cases}$ <p>✓ <b>En appui</b></p> $\begin{cases} M_a^x = -0.3 \times 35.75 = -10.72 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.3 \times 5.958 = -1.79 \text{ KN.m} \end{cases}$	<p><b>En travée</b></p> $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times 25.92 = 22.03 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times 4.32 = 3.67 \text{ KN.m} \end{cases}$ <p><b>En appui</b></p> $\begin{cases} M_a^x = -0.3 \times 25.92 = -7.78 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.3 \times 4.32 = -1.30 \text{ KN.m} \end{cases}$

**III.2.2.3.2. Ferrailage**

Le ferrailage des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de 1m on a :

$$b = 100 \text{ cm} , h = 15 \text{ cm} , c = 3 \text{ cm} , d = 12 \text{ cm} .$$

Les moments en appuis et en travées ainsi que le ferrailage correspondant sont résumés dans le tableau suivant :

*Tableau 31: Le ferrailage selon les deux sens*

	Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{ca}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Observation $A_{cal} \geq A_{min}$	$A_{choisie}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x	Travée	30.39	0.1489	0.202	0.11	7.92	1.62	<i>vérifiée</i>	8HA12 = 9.05
	Appuis de rive	-10.72	0.052	0.067	0.116	2.64	1.62	<i>vérifiée</i>	4HA10 = 3.14
Sens y-y	Travée	5.06	0.024	0.031	0.118	1.22	1.20	<i>vérifiée</i>	3HA8 = 1.51
	Appuis de rive	-1.79	0.008	0.011	0.119	0.43	1.20	<i>non vérifiée</i>	3HA8 = 1.51

**Condition de non fragilité :**

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.83) \times 100 \times 12 = 1.04 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_x^t = 7.92 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \textit{vérifiée}$$

$$A_y^t = \rho_0 * b * e = 0.008 * 1 * 0.15 = 1.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte :  $A_x^t = 8HA12 = 9.05 \text{ cm}^2/\text{m}$        $A_y^t = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

On a :

$$V_x = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{10.593 \times 1.5}{2} \times \frac{(5)^4}{(1.5)^4 + (5)^4} \Rightarrow V_x = 7.88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{7.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.065 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1.170 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$V_y = \frac{Q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{10.593 \times 5}{2} \times \frac{(1.5)^4}{(1.5)^4 + (5)^4} \Rightarrow V_y = 0.21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{0.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.00175 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1.170 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**Vérification à l'ELS :**

*Tableau 32: Les Vérifications à l'ELS*

Endroit		M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\frac{\sigma_{bc}}{\leq \bar{\sigma}_{bc}}$	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Obs.
sens x-x	Travée	22.03	4.51	10673.38	9.31 ≤ 15	Vérifiée	282.79 > 201.63	non Vérifiée
	Appui rive	-7.78	2.92	4713.12	4.82 ≤ 15	Vérifiée	224.73 > 201.63	non Vérifiée
Sens y-y	Travée	3.67	2.11	2528.57	3.07 ≤ 15	Vérifiée	215.19 > 201.63	non Vérifiée
	Appui rive	-1.30	2.11	2528.57	1.08 ≤ 15	Vérifiée	75.22 < 201.63	Vérifiée

On remarque que la majorité des vérifications ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'acier à l'ELS.

*Tableau 33: calcul des sections d'acier à l'ELS*

Sens		M <sub>ser</sub> (KN.m)	β	α	A <sub>ser</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix des barres	S <sub>t</sub> (cm)
x-x	travée	22.03	7.58 × 10 <sup>-3</sup>	0.37	10.39	7HA14=10.78	12
	Appui	-7.78	2.67 × 10 <sup>-3</sup>	0.22	3.47	5HA10=3.93	15
y-y	travée	3.67	1.26 × 10 <sup>-3</sup>	0.151	1.60	4HA8=2.01	20

**Vérification de la flèche :**

Selon le **BAEL**, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \begin{cases} 0.10 < 0.042 \dots\dots\dots \text{non Vérifiée} \\ 0.0089 < 0.005 \dots\dots\dots \text{non Vérifiée} \end{cases}$$

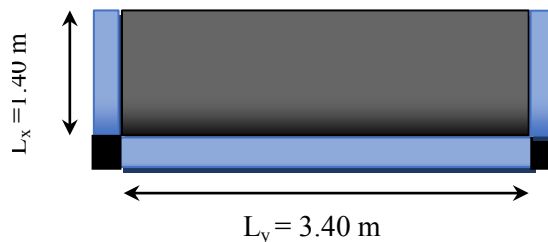
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^y}{20 \times M_{0ser}^y}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \begin{cases} 0.03 < 0.042 \dots\dots\dots \text{non Vérifiée} \\ 0.00167 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

On doit vérifier la flèche dans les deux sens

**Tableau 34:** Vérification de la flèche

Sens	$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f_t \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
x-x	1.59	0.55	1.06	0.80	1.31 < 3	<i>vérifiée</i>
y-y	2.16	0.55	0.89	0.72	1.78 < 10	<i>vérifiée</i>

**III.2.2.4. Etude d'une dalle sur 3 appuis (Dp2 RDC )**



**Figure 11:**Dalle pleine sur 3 appuis (RDC)

**III.2.2.4.1. Evaluation des charges**

On a:

$$\begin{cases} G = 6.18 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow q_u = 1.35 G + 1.5Q = 10.593 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 11,18 \text{ KN/m}^2$$

$$l_x = 1.4 < \frac{l_y}{2} = 1.7$$

$$\text{ELU} \quad \begin{cases} M_0^x = 23.80 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 7.24 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \quad \begin{cases} M_0^x = 16.79 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 5.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Calcul des moments :**

<p style="text-align: center;">ELU</p> <p>✓ <b>En travée</b></p> $\begin{cases} M_t^x = 17.85 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 5.43 \text{ KN.m} \end{cases}$ <p>✓ <b>En appui</b></p> $\begin{cases} M_a^x = -11.90 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -3.62 \text{ KN.m} \end{cases}$	<p style="text-align: center;">ELS</p> <p><b>En travée</b></p> $\begin{cases} M_t^x = 12.59 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 3.83 \text{ KN.m} \end{cases}$ <p><b>En appui</b></p> $\begin{cases} M_a^x = -8.39 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -2.55 \text{ KN.m} \end{cases}$
---	--

**III.2.2.4.2. Ferrailage**

Le ferrailage des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de 1m on a :

$b = 100 \text{ cm} , h = 15 \text{ cm} , c = 3 \text{ cm} , d = 12 \text{ cm} .$

Les moments en appuis et en travées ainsi que le ferrailage correspondant sont résumés dans le tableau suivant :

*Tableau 35:Le ferrailage selon les deux sens*

	Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{ca}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Observation $A_{cal} \geq A_{min}$	$A_{choisie}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x	Travée	17.85	0.087	0.114	0.114	4.48	1.55	vérifiée	6HA10 = 4.71
	Appuis de rive	-11.90	0.058	0.075	0.116	2.64	1.55	vérifiée	4HA10 = 3.14
Sens y-y	Travée	5.43	0.026	0.033	0.118	1.32	1.20	vérifiée	3HA8 = 1.51
	Appuis de rive	-3.62	0.017	0.022	0.118	0.89	1.20	non vérifiée	3HA8 = 1.51

**Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

On a :

$V_x = 10.78 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{10.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.09 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$



$$V_y = 0.75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{0.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.00627 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**Vérification à l'ELS :**

*Tableau 36: Vérification à l'ELS*

Endroit		M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub>	Obs.	σ <sub>st</sub> ≤ σ <sub>st</sub>	Obs.
sens x-x	Travée	12.59	3.47	6533.29	6.69 ≤ 15	Vérifiée	246.54 > 201.63	non Vérifiée
	Appui rive	-8.39	2.92	4713.12	5.20 ≤ 15	Vérifiée	242.35 > 201.63	non Vérifiée
Sens y-y	Travée	3.83	2.12	2528.57	4.27 ≤ 15	Vérifiée	299.62 > 201.63	non Vérifiée
	Appui rive	-2.55	2.12	2528.57	2.13 ≤ 15	Vérifiée	149.52 < 201.63	Vérifiée

On remarque que la majorité des vérifications ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'acier à l'ELS.

*Tableau 37: calcul des sections d'acier à l'ELS*

Sens		M <sub>ser</sub> (KN.m)	β	α	A <sub>ser</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix des barres	S <sub>t</sub> (cm)
x-x	travée	12.59	4.33 × 10 <sup>-3</sup>	0.279	5.74	6HA12=6.79	15
	Appui	-8.39	2.88 × 10 <sup>-3</sup>	0.228	3.75	5HA10=3.93	20
y-y	travée	3.83	1.75 × 10 <sup>-3</sup>	0.178	2.25	5HA8=2.51	20

**Vérification de la flèche :**

Selon le **BAEL**, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max \left( \frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80} \right) \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.107 > 0.037 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 0.00523 > 0.005 \dots \dots \dots \text{non Vérifiée} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_y} \geq \max \left( \frac{M_{tser}^y}{20 \times M_{0ser}^y}, \frac{3}{80} \right) \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.044 > 0.037 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0.0021 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

On doit vérifier la flèche dans le sens y-y :

Tableau 38: Vérification de la flèche

Sens	$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f_t \leq f_{adm}(mm)$	Observation
y-y	0.52	0.16	0.25	0.17	0.46 < 10	vérifiée

III.2.3. Schémas de Ferrailage :

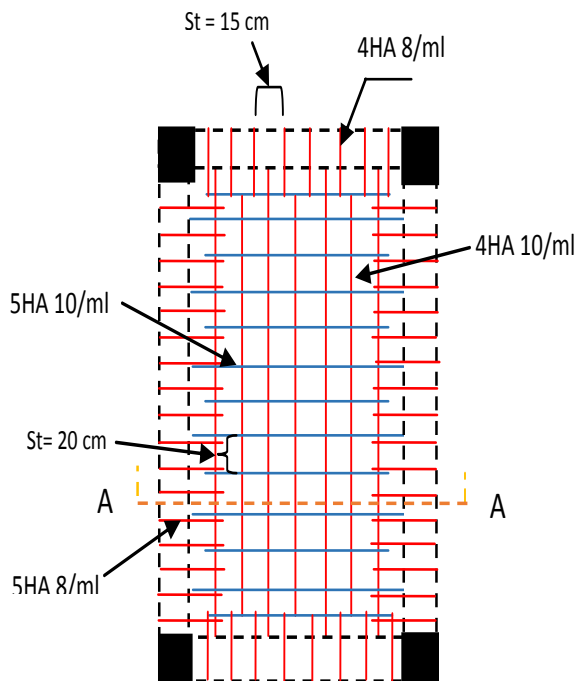


Figure 13:schémas de ferrailage de la dalle du RDC (4 appuis)

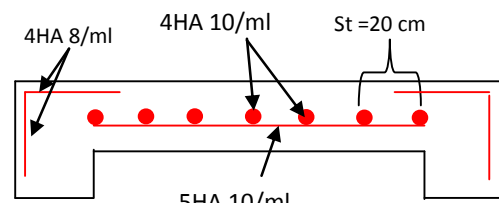


Figure 12:Coupe A-A de la dalle du RDC (4 appuis)

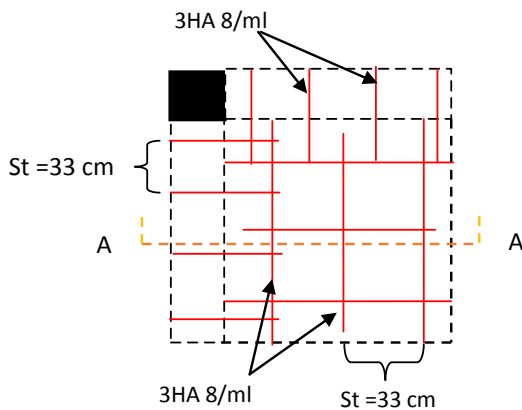


Figure 14:schémas de Ferrailage de la dalle sur 2 appuis (Dp5)

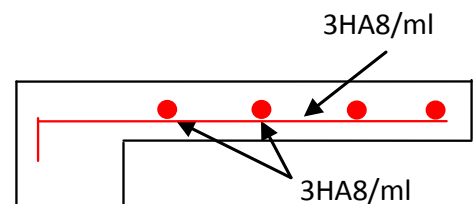


Figure 15:Coupe A-A de la dalle sur 2 appuis

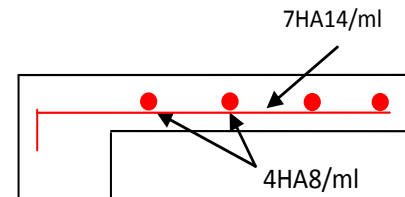
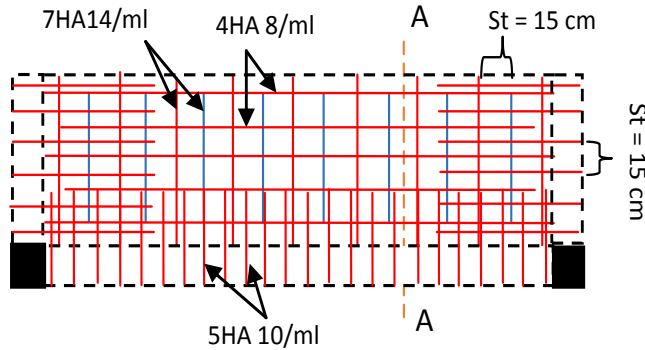


Figure 17: Coupe A-A de la dalle sur 3 appuis

Figure 16: schémas de Ferrailage de la dalle sur 3appuis (Dp4 étage courant)

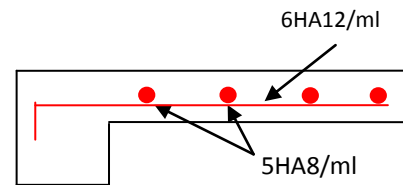
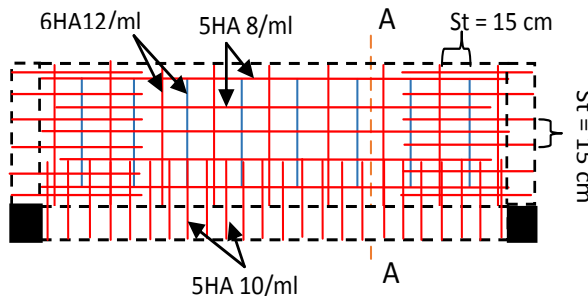


Figure 19: Coupe A-A de la dalle sur 3 appuis RDC

Figure 18: schémas de Ferrailage de la dalle sur 3appuis (Dp2 RDC)

### III.3. Etude des escaliers

L'escalier est une construction architecturale constitué d'une suite régulière de marches permettant d'accéder a un étage supérieure . L'escalier doit être capable de supporter les charges qui lui sont appliquées .Son étude se fait a la flexion simple .

Dans notre structure ; nous avons un seul type d'escalier a trois volée différent du Sous –sol au rez de chaussé et identique a partir de 1<sup>er</sup> étage jusqu'au 8eme étage , la différence réside dans les dimensions des différents volées ainsi que les chargement assignés

Dans ce qui suit nous présentons un calcul détaillé de l'escalier relative au niveau **RDC** fig (12 ) chapitre II voir page 19

#### III.3.1. Etude de la volée 1 RDC :

schémas statique

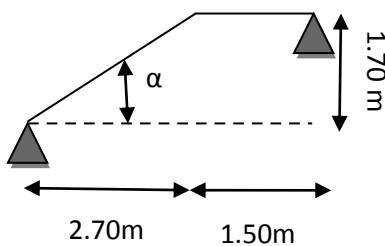


Figure 21: schémas statique de la volée

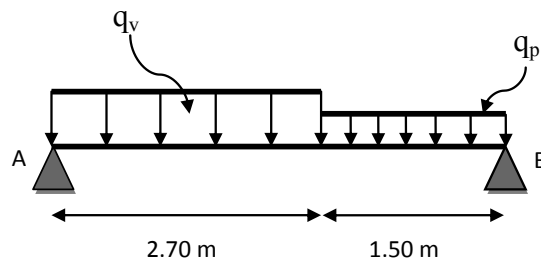


Figure 20: schémas statique équivalent de la volée

Les Charges de l'escalier :

$$G_p = 5.18 \text{ KN/m}^2$$

avec

$G_p$  : poids propre de palier

$$G_{v1} = 8.59 \text{ KN/m}^2$$

avec

$G_v$  : poids propre de la volée

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

Les charges sur le palier et la volée

Tableau 39: Le calcul des charges

Localisation	ELU	ELS
Palier ( $q_p$ ) KN/m	10.74	7.68
Volée 1 ( $q_v$ ) KN/m	15.346	11.09

Réactions d'appuis :

$$\varepsilon F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (2.70 \times 15.346) + (1.50 \times 10.74)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 41.43 + 16.11 = 57.54 \text{ KN}$$

$$\varepsilon M/A = 0 \Rightarrow R_B = \left[ \frac{1.35 \times 41.43 + 3.45 \times 16.11}{4.2} \right] = \frac{111.51}{4.2} \Rightarrow \begin{cases} R_B = 26.55 \text{ KN} \\ R_A = 30.99 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant et effort tranchant :

La poutre est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (méthode de la RDM).

Tronçon 1 :  $0 \leq x \leq 2.70$

$$T(x) = -15.346x + 30.99$$

$$\begin{cases} T(0) = 30.99 \text{ KN} \\ T(2.70) = -10.44 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -7.673 x^2 + 30.99 x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.70) = 27.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

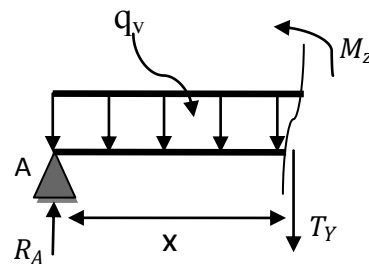


Figure 22: tronçon 1

Calcul de l'extremum :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -15.346 x + 30.99 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.01 \text{ m}$$

$$\text{On trouve } \begin{cases} M^{max} = 31.29 \text{ KN.m} \\ V^{max} = R_A = 30.99 \text{ KN} \end{cases}$$

Tronçon 2 :  $2.70 \leq x \leq 4.20$

$$T(x) = -10.74 x + 18.558$$

$$\begin{cases} T(2.70) = -10.44 \text{ KN} \\ T(4.20) = -26.55 \text{ KN} \end{cases}$$

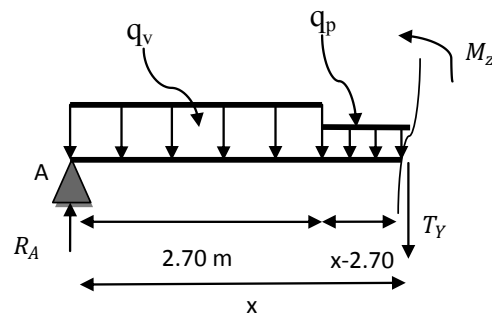


Figure 23: tronçon 2

$$M(x) = -5.37 x^2 + 18.558 x + 16.79$$

$$\begin{cases} M(2.70) = 27.74 \text{ KN.m} \\ M(4.20) = 00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les réactions et les Moment fléchissant (ELS) :

Tableau 40: Les réactions et les Moment fléchissant (ELS)

Sollicitations	Réaction (KN)		M <sup>max</sup> (KN.m)
	R <sub>A</sub>	R <sub>B</sub>	
ELS	24.87	16.59	27.58

Calcul des moments pour le ferrailage :

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t^{max} = 0.75 \times 31.29 = 23.46 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0.5 \times 23.29 = -15.64 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_t^{max} = 20.68 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -13.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Ferrailage de l'escalier**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 41:Le ferrailage à l'ELU

Sens	Mu (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	23.46	0.114	0.153	0.11	6.13	1.45	6HA12 = 6.79
En appui	-15.64	0.076	0.100	0.12	3.75	1.45	4HA12 = 4.52

**Vérification à l'ELU**

**Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \tau^{adm} = \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } v_u = 30.99 \text{ KN}$$

$$, \tau_u = \frac{30.99 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.26 \text{ MPa} < \tau^{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

**Vérification à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à l'ELS sont :

Tableau 42:Les vérifications à l'ELS

Endroit	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub>	Observation
Travée	20.68	4.029	8651.30	9.63 < 15	Vérfiée
Appui	-13.79	3.41	6324.56	7.44 < 15	Vérfiée

**Etat limite de déformation**  
**Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{4.30} = 0.035 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

La vérification de la flèche est nécessaire

**Sollicitations**

$$\begin{cases} M_j = 10.62 \text{ KN.m} \\ M_g = 14.51 \text{ KN.m} \\ M_p = 19.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau 43:** La vérification de la flèche

$f_{ji}(\text{mm})$	$f_{gi}(\text{mm})$	$f_{pi}(\text{mm})$	$f_{gv}(\text{mm})$	$\Delta f(\text{mm})$	$f^{adm}(\text{mm})$	Observation
0.6	1	1.57	1.88	1.78	8,40	<i>vérifiée</i>

**Vérification des armatures de répartitions :**

**En travée :**  $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$  on choisit 4HA8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml  
 $s_t = 25 \text{ cm}$

**En Appuis :**  $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  on choisit 4HA8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml  
 $s_t = 20 \text{ cm}$

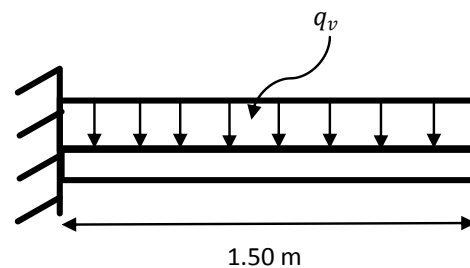
**Vérification des espacements :**

**Armature de répartition :**  $s_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

**III.3.2. Etude de la volée intermédiaire (console)RDC**

Cette partie se calcule comme une console.

On a :  $\begin{cases} G_v = 8.69 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \\ e = 15 \text{ cm} \end{cases}$



**Figure 24:** Schéma statique de la console

**Evaluation des charges à l'ELU :**

$$q_v = (1.35G_v + 1.5Q_v) = (1.35 \times 8.69 + 1.5 \times 2.5)$$

$$q_v = 15.427 \text{ KN/m}$$

**Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} M_u = -\frac{q_v l^2}{2} = -\frac{15.427 \times (1.50)^2}{2} = -17.35 \text{ KN.m} \\ V_u = q_v l = 15.427 \times 1.50 = 23.14 \text{ KN} \end{cases}$$

**Calcul de ferrailage :**

*Tableau 44: le calcul du ferrailage de la console à l'ELU*

M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{choisis}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
-17.35	0.0848	0.111	0.11	4.51	1.45	5HA12 =5.65

**Armature de répartition :**

$$A_l = \frac{A^{choisis}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :  $A_l = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{23.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Calcul à l'ELS :**

$$q_v = (G + Q) = (8.65 + 2.5) = 11.15 \text{ KN/m}$$

$$M_s = -12.54 \text{ KN.m}$$

**Vérification des contraintes :**

*Tableau 45: Vérification de la contrainte du béton.*

$M_s$ (KN.m)	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
-12.54	3.42	7526.08	6.23	15	<i>vérifiée</i>

**Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 15 \text{ cm} \geq \left( \frac{M_t}{10M_0} \right) * l = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ A_t = 5.65 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 b \times d}{f_e} = 12.60 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

**III.3.3. Etude de la volée 3 RDC :**

**Les Charges de l'escalier :**

- $G_p = 5.18 \text{ KN/m}^2$  avec  $G_p$ : poids propre de palier
- $G_{v3} = 8.65 \text{ KN/m}^2$  avec  $G_v$ : poids propre de la volée
- $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Les charges sur le palier et la volée

Tableau 46: Le calcul des charges

Localisation	ELU	ELS
Palier ( $q_p$ )	10.74	7.68
Volée 1 ( $q_v$ )	15.427	11.15

Réactions d'appuis :

$$\varepsilon F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (1.80 \times 15.427) + (1.80 \times 10.74)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 47.105 \text{ KN}$$

$$\varepsilon M/A = 0 \Rightarrow R_A = \left[ \frac{2.7 \times 19.33 + 0.9 \times 27.76}{3.6} \right] = \frac{77.18}{3.6} \Rightarrow \begin{cases} R_b = 25.66 \text{ KN} \\ R_A = 21.44 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant et effort tranchant :

La poutre est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (méthode de la RDM).

Tronçon 1 :  $0 \leq x \leq 1.80$

$$T(x) = -10.74x + 21.44$$

$$\begin{cases} T(0) = 21.44 \text{ KN} \\ T(1.80) = 2.58 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -5.27 x^2 + 21.44 x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.80) = 21.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

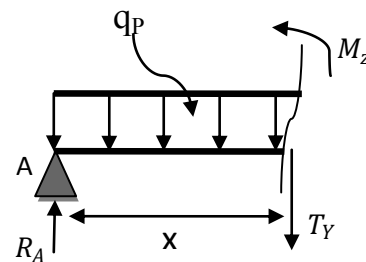


Figure 25: tronçon 1

Tronçon 2 :  $0 \leq x \leq 1.80$

$$T(x) = -15.427x + 25.66$$

$$\begin{cases} T(0) = 25.66 \text{ KN} \\ T(1.80) = 2.58 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -7.73 x^2 + 25.66 x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.80) = 21.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

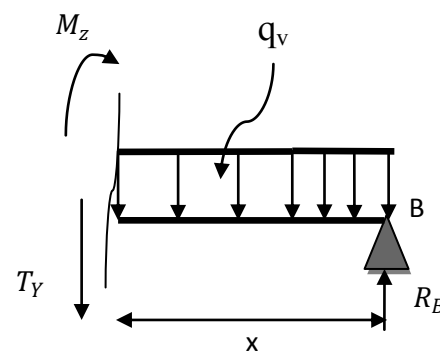


Figure 26: tronçon 2

Calcul de l'extremum :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -15.427x + 25.66 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.66m$$



On trouve :  $\begin{cases} M^{max} = 21.34 \text{ KN.m} \\ V^{max} = R_B = 25.66 \text{ KN} \end{cases}$

Les réactions et les Moment fléchissant (ELS) :

Tableau 47: Les réactions et les Moment fléchissant (ELS)

Sollicitations	Réaction (KN)		M <sup>max</sup> (KN.m)
	R <sub>A</sub>	R <sub>B</sub>	
ELS	15.37	18.51	15.46

Calcul des moments pour le ferrailage :

ELU  $\begin{cases} M_t^{max} = 0.75 \times 21.34 = 16.00 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0.5 \times 21.34 = -10.67 \text{ KN.m} \end{cases}$       ELS  $\begin{cases} M_t^{max} = 11.59 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -7.73 \text{ KN.m} \end{cases}$

**Ferrailage de l'escalier**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 48: Tableau de ferrailage à l'ELU

Sens	Mu (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	16.00	0.0783	0.102	0.12	3.83	1.45	4HA12 = 4.52
En appui	-10.67	0.052	0.067	0.12	2.56	1.45	4HA10 = 3.14

**Vérification à l'ELU**

**Vérification de l'effort tranchant**

$\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \tau^{adm} = \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}$  avec :  $v_u = 25.66 \text{ KN}$   
 $\tau_u = \frac{25.66 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.213 \text{ MPa} < \tau^{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

**Vérification à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à l'ELS sont :

Tableau 49: les vérifications à l'ELS

Endroit	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub>	Observation
Travée	11.19	3.14	6324.56	6.25 < 15	Vérifiée
Appui	-7.73	2.92	4713.12	4.79 < 15	Vérifiée

**Etat limite de déformation**

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{3.60} = 0.041 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

La vérification de la flèche est nécessaire

**Sollicitations**

$$\begin{cases} M_j = 7.008 \text{ KN.m} \\ M_g = 9.64 \text{ KN.m} \\ M_p = 13.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau 50: La vérification de la flèche

$f_{ji}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gv}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f^{adm}$ (mm)	Observation
0.23	0.46	0.80	0.89	0.99	7.20	<i>vérifiée</i>

**III.3.4. Schéma de ferrailage :**

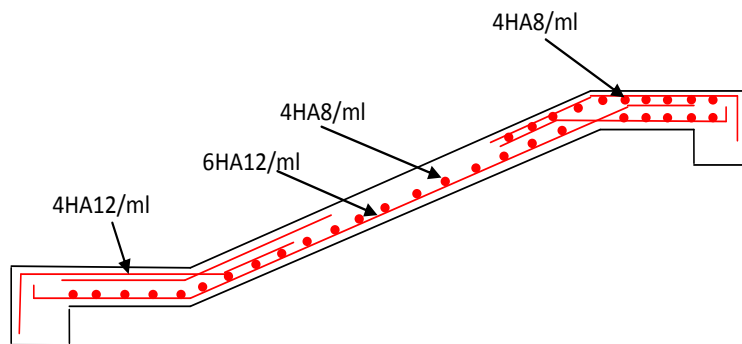


Figure 27: Ferrailage de la volée 1

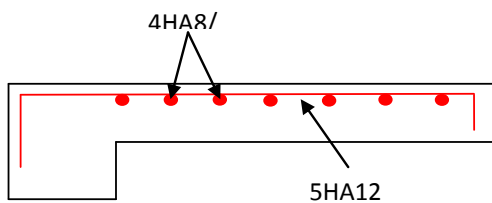


Figure 28: Ferrailage de la volée intermédiaire

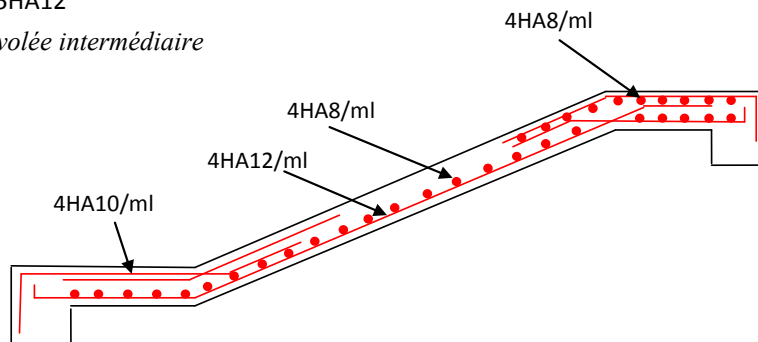


Figure 29: Ferrailage de la volée 3

III.4. Etude de la poutre brisée

schémas statique de la poutre brisé du sous –sol :

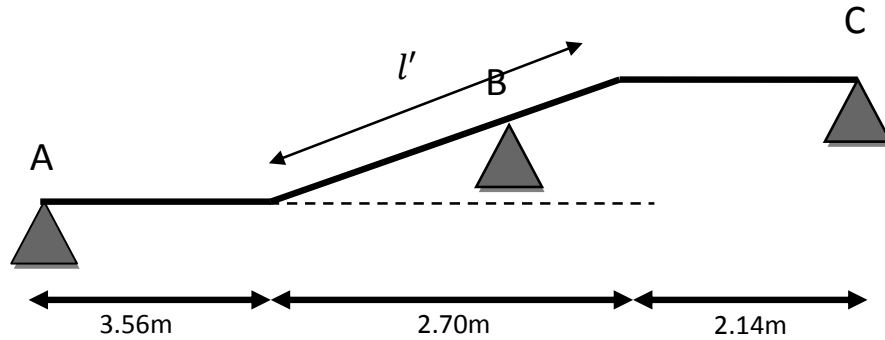


Figure 30:schémas statique de la poutre brisée

**Dimensionnement :**

On a :

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

$$l' = 1.70 + 1.86 + \frac{0.86}{\cos 32.19} = 4.57 \text{ m}$$

$$\frac{457}{15} \leq h \leq \frac{457}{10} \Rightarrow 30.46 \leq h \leq 45.7$$

Donc soit : h = 40 cm ; b = 35 cm

La poutre brisée est soumise à la flexion simple et à la torsion

**Calcul à la flexion simple :**

✓ **Calcul de chargement :**

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.35 \times 0.4 = 3.5 \text{ KN/m} \dots \dots \dots (\text{partie horizontale})$$

$$g_{0'} = 25 \times 0.4 \times \frac{0.35}{\text{Cos}(32.19)} = 4.13 \text{ KN/m} \dots \dots \dots (\text{partie inclinée})$$

Poids du mur :

$$g_1 = 20 \times 0.25 \times (3.04 - 0.51) = 12.65 \text{ KN/m}$$

En plus, elle est soumise aux charges transmises par l'escalier qui sont comme suite:

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 11.73 \text{ KN} \\ R_B = 23.02 \text{ KN} \\ R_p = 19.89 \text{ KN} \end{array} \right.$$

✓ Calcul des sollicitations à l'ELU :

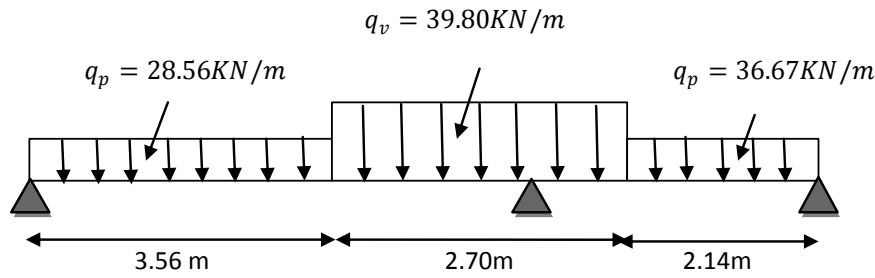


Figure 31: schémas statique équivalent de la poutre brisée

Le résultat de calcul a été fait par le logiciel SAP 2000 :

Tableau 51: Tableau récapitulatif des sollicitations

	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a int</sub> (KN.m)	M <sub>a rive</sub> (KN.m)	V <sub>u</sub> (KN)
ELU	34.87	-68.44	-68.93	109.81
ELS	25.83	-51.06	-50.70	

Ferrailage de la poutre brisée ( à la flexion simple) :

Soit : b = 35 cm ; d = 38 cm

Tableau des ferrillages à la flexion simple.

Tableau 52: le ferrillages à la flexion simple

Endroit	M (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Travée	34.87	0.0486	0.062	0.37	2.71	1.61	vérifié
Appui int	- 68.44	0.095	0.126	0.36	5.46	1.61	vérifié
Appui rive	- 68.93	0.096	0.126	0.36	5.50	1.61	vérifié

✓ Calcul de contrainte de cisaillement en flexion simple :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{109.81 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.38} = 0.82 \text{ MPa}$$

✓ Armatures transversales à la flexion simple :

Soit S<sub>t</sub> = 15 cm et on calcul A<sub>trans</sub>

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.525 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \times f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.277 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{trans} = \max(0.525, 0.277)$$

Donc on prend A<sub>trans</sub> = 0.525 cm<sup>2</sup>

Calcul à la torsion :

Moment de torsion :

$$M^{tor} = -\frac{17.70 \times 4}{2} = -35.40 \text{ KN.m}$$

Ferraillage à la torsion :

Tableau 53: Tableau du ferraillage à la torsion

e (cm)	$\Omega$ (m <sup>2</sup> )	U(m)	$A_l^{tor}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{tor}$ (cm <sup>2</sup> )
5.83	0.0998	1.268	6.46	0.76

✓ **Contrainte de cisaillement en torsion :**

$$\tau^{tor} = \frac{M^{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{35.40 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0998 \times 0.0583} = 3.05 \text{ MPa}$$

**Ferraillage global (flexion simple + torsion):**

✓ **Ferraillage longitudinal :**

**En travée :**

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2.71 + \frac{6.46}{2} = 5.94 \text{ cm}^2$$

**En appui int :**

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 5.46 + \frac{6.46}{2} = 8.69 \text{ cm}^2$$

**En appui de rive :**

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 5.50 + \frac{6.46}{2} = 8.73 \text{ cm}^2$$

**Vérification des conditions du RPA des armatures longitudinales (art 7.5.2.1) :**

$$\begin{cases} A_{min} = 0.5\% \times B = 7 \text{ cm}^2 \\ A_{max} = 4\% \times B = 56 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow$$

$$\begin{cases} \text{en travée: } A_{min} \geq A_l^{tot} = 5.94 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots \text{ Non vérifiée} \\ \text{en appui: } A_{min} \leq A_l^{tot} = 8.73 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots \dots \text{ vérifiée} \end{cases}$$

Avec :

B : section de la poutre brisée.

✓ **Ferraillage longitudinal choisis :**

**En travée :** on ferraille avec  $A_{min}$

$$A_l^{choisis} = 4HA14 + 2HA12 = 8.42 \text{ cm}^2$$

**En appui :**

$$A_l^{choisis} = 6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

$$A_{trans}^{tot} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tor} = 0.525 + 0.76 = 1.29 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>

Soit un cadre Ø8 + un étrier de Ø8.

**Vérification au cisaillement :**

On a :  $\begin{cases} \tau_u^{F.S} = 0.82 \text{ MPa} \\ \tau_u^{tor} = 3.05 \text{ MPa} \end{cases}$

$\tau_u^{tot} = \sqrt{(\tau_u^{F.S})^2 + (\tau_u^{tor})^2} = \sqrt{(0.82)^2 + (3.05)^2} = 3.16 \text{ MPa}$

$\tau_u^{tot} = 3.16 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

**Vérification à l'ELS**

*Tableau 54: Vérifications des contraintes à l'ELS.*

Endroit	M (KN)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
travée	25.83	13.34	104500.82	3.29	15	Vérifiée
Appui inter	- 51.06	13.79	111215.6	6.33	15	Vérifiée
Appui rive	-50.70	13.79	111215.6	6.29	15	Vérifiée

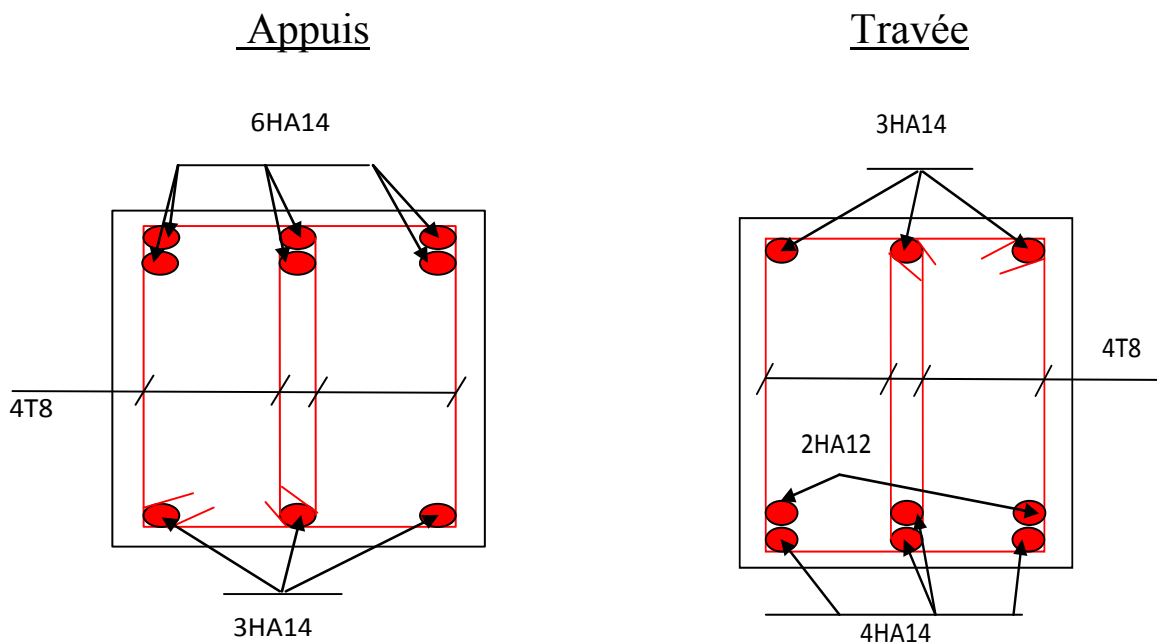
**Vérification de la flèche**

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées on doit calculer la flèche :

$\begin{cases} \frac{h}{l} = 0.09 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = 0.0063 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.4.1. Schéma de ferrailage**



**Figure 32:** schémas de ferrailage de la poutre brisée

### III.5. Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

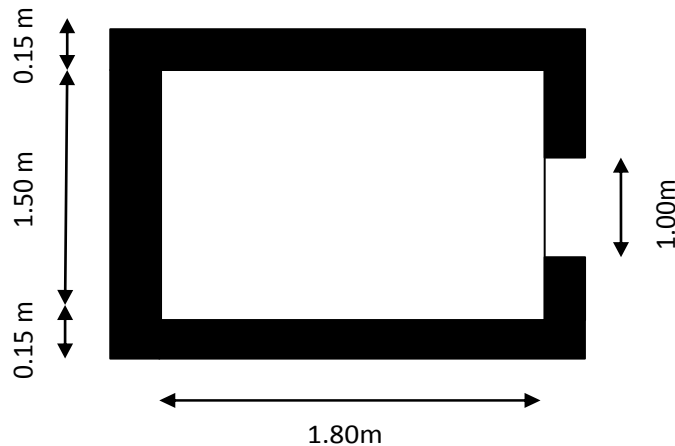


Figure 33: les dimensions de l'ascenseur

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes : (**Annexe IV**) et (**Annexe V**)

- L : Longueur de l'ascenseur = 180cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 150cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm.
- $F_c$  : Charge due à la cuvette = 145KN.
- $P_m$  : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- $D_m$  : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse  $V = 1\text{m/s}$ .

#### Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

- **L'épaisseur de la dalle :**

On a  $l_x = 1.5\text{ m}$  ;  $l_y = 1.8\text{ m}$  ;  $S = 2.70\text{ m}^2$  .

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{1.8} = 0.83 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les 2 sens}$$

La dalle reprend une charge importante, on choisit alors une épaisseur de 20cm

- **Evaluation des charges et surcharges :**

$$\text{On a: } g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3\text{ KN}$$

• Poids propre de la dalle et du revêtement

$$G_p = 25 \times 0.20 = 5 \text{ KN/m}^2$$

Calcul pour un revêtement de 5 cm

$$G_r = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_1 = G_p + G_r = 6.1 \text{ KN/m}^2$$

• Poids de l'ascenseur

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{2.70} = 53.70 \text{ KN/m}^2$$

• Poids total

$$G^{tot} = G_1 + G_2 = 6.1 + 53.70 = 59.80 \text{ KN/m}^2$$

• Combinaison d'action

$$\begin{cases} ELU \Rightarrow q_u = 1.35G^{tot} + 1.5Q = 1.35 \times 59.80 + 1.5 \times 1 = 82.23 \text{ KN/m}^2 \\ ELS \Rightarrow q_s = 59.80 + 1 = 60.80 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Calcul des sollicitations à l'ELU

$$\Rightarrow \rho = 0.83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.6494 \end{cases}$$

Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0528 \times 82.23 \times (1.5)^2 = 9.77 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.6494 \times 9.77 = 6.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments (compte tenu de l'encastrement)

$$\text{En travée} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 9.77 = 7.33 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 6.34 = 4.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui} \Rightarrow M_0^x = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 9.77 = -4.88 \text{ KN.m}$$

• Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple..

Tableau 55: Le ferrailage de dalle

Endroit	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	choix	$s_t$ (cm)
Travée	X-X	7.33	0.018	0.023	0.168	1.25	1.74	4HA8=2.01	25
	Y-Y	4.75	0.011	0.014	0.169	0.81	1.60	4HA8=2.01	25
Appui		-4.88	0.012	0.015	0.169	0.83	1.74	4HA8=2.01	25



**Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifiée que :  $\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} V_u^x = 41.61 \text{ KN} \\ V_u^y = 20.06 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{41.61 \times 10^{-3}}{0.17 \times 1} = 0.245 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \implies \text{Pas besoin d'armatures transversales.}$$

**Vérification à l'ELS**

$$q_s = 60.80 \text{ KN/m}^2$$

$$\implies \rho = 0.83 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.7518 \end{cases} \implies \begin{cases} M_0^x = 8.15 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 6.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moments corrigés**

$$\begin{cases} M_t^x = 6.11 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 4.60 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -4.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

*Tableau 56: La vérification des contraintes*

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
x-x	6.11	2.51	3844.82	3.82 < 15	<i>vérifiée</i>
y-y	4.60	2.51	3844.82	3.14 < 15	<i>vérifiée</i>
Appui	-4.07	2.51	3844.82	2.55 < 15	<i>vérifiée</i>

- **Vérification à la flèche**
- **Sens X-X**

$$\begin{cases} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \end{cases} \implies \begin{cases} 0.133 \geq 0.0375 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0.0015 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

- **Sens Y-Y**

$$\begin{cases} 0.0375 \geq 0.0375 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0.0015 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées dans les deux sens le calcul de la flèche est inutile.

**Dalle de salle machine**

On a le schéma représentant la surface d'impact :

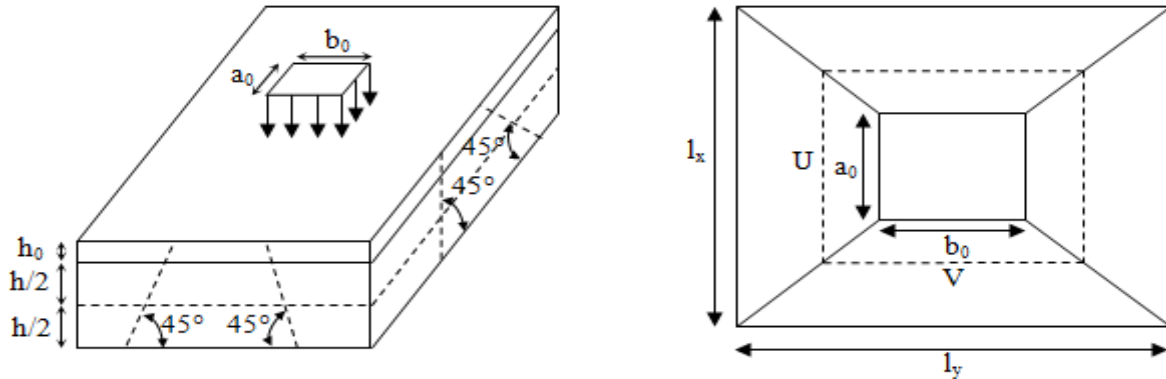


Figure 34: Illustration de la surface d'impact.

On a :

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1 \end{cases}$$

Avec :

$a_0$  et  $U$  sont les dimensions parallèles à  $L_x$ .

$b_0$  et  $V$  sont les dimensions parallèles à  $L_y$ .

$h_0$  est l'épaisseur de la dalle pleine.  
 $h_1$  est l'épaisseur du revêtement moins rigide.

$$\xi = 1 \quad h_1 = 5 \text{ cm}$$

$a_0 \times b_0 = 80 \times 80$  est la surface du chargement.

On aura donc :

$$U = 80 + 20 + (2 \times 0.75 \times 5) = 110 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 20 + (2 \times 0.75 \times 5) = 110 \text{ cm}$$

• À l'ELU :

$$\text{On a : } g = 72.3 \text{ KN} \Rightarrow P_u = 1.35 \times g = 97.605 \text{ KN}$$

• Calcul des sollicitations :

$$\text{On a selon le BAEL : } \begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec :

$M_1$  et  $M_2$  sont des coefficients donnés par les **abaques de PIGEAU (Annexe VI)** en fonction de  $\rho$ .

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{U}{l_x}, \beta = \frac{V}{l_y}$$

$$\nu : \text{coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \Rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

Soit :

$$\rho = 0.83 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.73 \\ \beta = 0.61 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.082 \\ M_2 = 0.055 \end{cases}$$

- Evaluation des moments de  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.082 = 8.003 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.055 = 5.368 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.83 \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.6494 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0528 \times 9.73 \times 1.5^2 = 1.15 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.6494 \times 1.15 = 0.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Superposition des moments :

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.003 + 1.15 = 9.15 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.368 + 0.75 = 6.118 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 9.15 = 6.86 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 6.118 = 4.58 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0.5 \times 9.15 = -4.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur  $b=1 \text{ m}$ ,  $d=0.17 \text{ m}$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 57: Le ferrailages de la dalle

Endroit	Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$s_t$ (cm)
Travée	X-X	6.86	0.016	0.021	0.17	1.16	1.47	4HA8=2.01	25
	Y-Y	4.58	0.011	0.014	0.17	0.77	1.36	4HA8=2.01	25
Appui		-4.58	0.011	0.014	0.17	0.77	1.36	4HA8=2.01	25

- Vérification à l'ELU
- Vérification des espacements :

$$s_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Vérification au poinçonnement :

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_c}{\gamma_b}$$

$P_u$  : Charge de calcul à l'ELU.

$h$ : Hauteur de la dalle.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (110 + 110) \Rightarrow U_c = 440 \text{ cm} ; P_u = 97.605 \text{ KN}$$

$$P_u = 97.605 < 0.045 \times 440 \times 10^{-2} \times 0.20 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 660 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

On a:

$$v = u \Rightarrow V_{max} = \frac{P_u}{3 \times v} = 29.57 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.244 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$$

• **Calcul à l'ELS :**

• **Les moments engendrés par le système de levage :**  $q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN}$ .

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.082 + 0.2 \times 0.055) = 6.72 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.055 + 0.2 \times 0.082) = 5.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Les moments dus au poids de la dalle :**

$$q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.0596 \times 7.1 \times 1.5^2 = 0.95 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.7518 \times 0.95 = 0.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.72 + 0.95 = 7.67 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.16 + 0.71 = 5.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moments corrigé**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 7.67 = 5.75 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 5.87 = 4.40 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0.5 \times 7.67 = -3.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Vérification des contraintes**

Tableau 58: vérification des contraintes

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
x-x	5.75	2.91	6807.02	2.46 < 15	<i>vérifiée</i>
y-y	4.40	2.91	6807.02	1.88 < 15	<i>vérifiée</i>
Appui	-3.83	2.91	6807.02	1.64 < 15	<i>vérifiée</i>

• **Vérification de la flèche**

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

• Sens X-X :

$$\begin{cases} 0.133 > 0.037 \\ 0.0011 < 0.005 \end{cases}$$

• Sens Y-Y :

$$\begin{cases} 0.111 > 0.037 \\ 0.0011 < 0.005 \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées dans les deux sens, donc le calcul de la flèche est inutile.

III.5.1.Schéma de ferrailage :

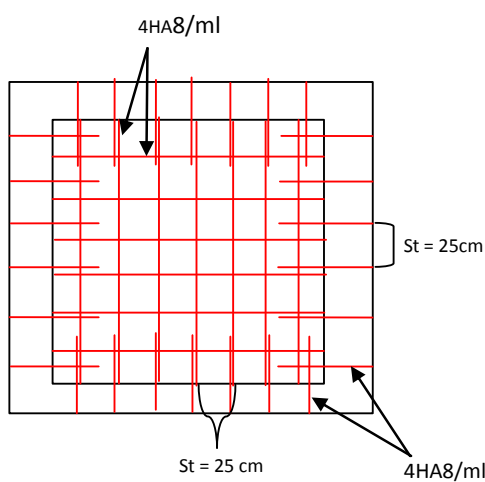


Figure 36: Schémas de ferrailage de la dalle au-dessous

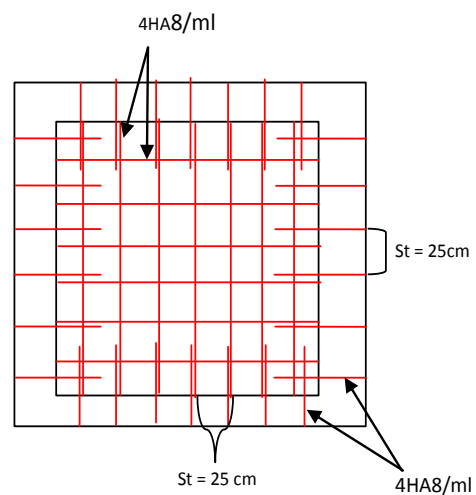


Figure 35: Ferrailage de la dalle des machines.

III.6. Étude de l'acrotère

L'acrotère est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert aussi de support lors de l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

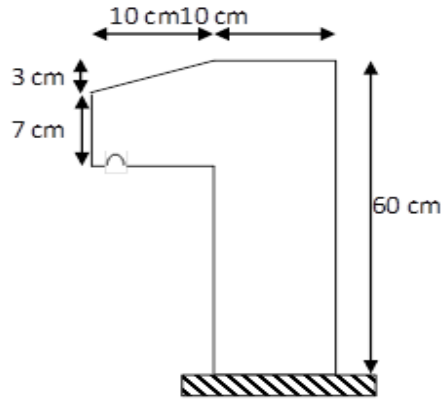


Figure 37: les dimensions de l'acrotère

**Hypothèses de calcul :**

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

**Évaluation des charges et surcharges :**

➤ **Verticales :**

Tableau 59: Les charges verticales

Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment KN/ml	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.0685	1.7125	0.03*0.6* 20 = 0.36	2.0725	1

➤ **Horizontales :** (dues au séisme).

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis

$F_p$  : une force horizontale due au séisme

- ✓ **A** : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés.
- ✓ **C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab. 6.1** du **RPA99**).
- ✓ **W<sub>p</sub>** : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas :

- Groupe d'usage
- Zone II<sub>a</sub> (Bejaia). Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 2.0725 \end{array} \right.$$

$$F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 2.0725 \implies F_p = 1 \text{ KN}$$

**NB :** La section de calcul en flexion composée sera de  $(100*10) \text{ cm}^2$ , car le calcul se fait pour une bande de 1 mètre linéaire.

**Calcul des sollicitations :**

**A. Calcul du centre de pression :**

$$x_c = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i} \text{ et } y_c = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i}$$

A.N :

$$A_1 = 60 * 10 = 600 \text{ cm}^2 \quad ; \quad x_1 = 5 \text{ cm} \quad ; \quad y_1 = 30 \text{ cm}$$

$$A_2 = \frac{3*10}{2} = 15 \text{ cm}^2 \quad ; \quad x_2 = 13.33 \text{ cm} \quad ; \quad y_2 = 58 \text{ cm}$$

$$A_3 = 7 * 10 = 70 \text{ cm}^2 \quad ; \quad x_3 = 15 \text{ cm} \quad ; \quad y_3 = 53.5 \text{ cm}$$

$$x_c = \frac{600*5+15*13.33+70*15}{(600+15+70)} = 6.204 \text{ cm} \quad \text{D'où : } x_c = 0.06204 \text{ m}$$

$$y_c = \frac{600*30+15*58+70*53.5}{(600+15+70)} = 33.014 \text{ cm} \quad \text{D'où : } y_c = 0.3301 \text{ m}$$

**B. Moment engendré par les efforts normaux :**

$$N_G = 2.0725 \quad \Rightarrow \quad M_G = 0$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow \quad M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_{F_p} = 0.3301 \text{ KN.m}$$

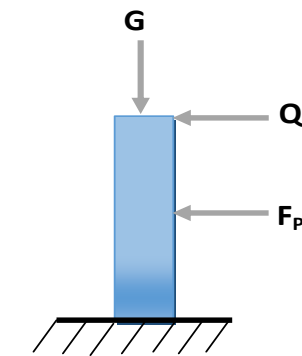


Figure 38: schémas statique de l'acrotère

**NB :** La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau 60: Différentes combinaisons à utiliser

Sollicitation	RPA 99/2003	ELU	ELS
		G + Q + F <sub>p</sub>	1,35*G + 1,5*Q
N (KN)	2.0725	4.297	3.0725
M (KN)	0.930	0,9	0,6

**Calcul de l'excentricité :**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{0.93}{2.072} = 0.45 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0.1 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$ .

Tels que :

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{h}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}, 0.24 \text{ cm}) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

$\phi$  : c'est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$\alpha$  : Le rapport du au premier ordre, dû aux charges permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 1.2 \text{ m}$

$h_0$  : Hauteur de section qui est égale à 15 cm.

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{0.1 \times 10^4} = 0.00864 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.478 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 2.0725 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e = 2.0725 \times 0.478 = 0.99 \text{ KN.m}$$

**Ferrailage :**

**A. ELU :**

$$h = 10 \text{ cm}; d = 8 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple :  $M_{uA} = M_{uG} + N_u * (d - \frac{h}{2})$

- ✓  $M_{uG}$  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

$$M_{uA} = 0.99 + 4.297 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2}\right) = 1.12 \text{ KN.m}$$



flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0123 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0155$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.0155) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.12 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 3.82 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.407 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.407 \times 10^{-4} - \frac{4.297 \times 10^{-3}}{348} = 2.83 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.283 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A \dots \dots \dots$  *non vérifiée*

On prend  $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 = (1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}).$$

• **Espacement :**

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$  **on adopte  $S_t = 25 \text{ cm}$ .**

2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 60/4 = 15 \text{ cm} \rightarrow$  **on adopte  $S_t = 15 \text{ cm}$ .**

• **Vérification au cisaillement :**

• **ELU :**  $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0187 \text{ MPa} ; \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots$  *vérifiée*

• **Situation accidentelle :**  $V_u = F_p + Q = 1 + 1 = 2 \text{ KN}$

•  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.00 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.016 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  *vérifiée*

**ELS : (vérification des contraintes).**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \\ \sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times \frac{(d-y)}{\mu_t} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} , N_{ser} = 3.0725 \text{ KN}; d = 0.08 \text{ m}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

✓  $c = d - e_1$

✓  $e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \left(\frac{0.6}{3.0725} + \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right)\right) = 0.225 \text{ m}$

✓  $e_1 > d \Rightarrow c \text{ à l'extérieur de la section} \Rightarrow c = 0.08 - 0.225 = -0.145 \text{ m}$

Tel que :

$$p = -3 * c^2 + (d - c) * \frac{90 * A_s}{b} \quad \text{D'où } \begin{cases} P = -0.1297 \text{ m}^2 \\ q = 0.0164 \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$q = -2 * c^3 - (d - c)^2 * \frac{90 * A_s}{b}$$

Pour résoudre l'équation  $y_c^3 + p y_c + q = 0$ , avec  $y = y_c + c$ ;

On calcul le  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si  $\Delta < 0 \Rightarrow$  on a trois racines réelles :

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos \frac{\varphi}{3} \\ y_{c2} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_{c3} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \\ \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \end{cases}$$

Si  $\Delta \geq 0 \Rightarrow$  on a une seule racine réelle :

On calcul  $\Rightarrow \begin{cases} t = (\sqrt{\Delta} - q) \\ z = t^{1/3} \\ y_c = z - \frac{p}{3z} \end{cases}$

Dans notre cas, on a :

**Tableau 61:** calcul de la position de l'axe neutre

$\Delta = -3.594 * 10^{-6} < 0$	
$a = 0.280$	$\varphi = 159.89^\circ$
$y_{c1} = 0.167 \text{ m}$	$y_1 = 0.022 \text{ m}$
$y_{c2} = -0.278 \text{ m}$	$y_2 = -0.423 \text{ m}$
$y_{c3} = 0.111 \text{ m}$	$y_3 = -0.034 \text{ m}$

On a :  $y = y_1 = 0.022 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \mu_t &= \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t \\ &= \frac{1 \times (0.022)^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.08 - 0.022) \\ &\Rightarrow \mu_t = 6.713 \times 10^{-5} \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{3.0725 \times 10^{-3} \times 0.022}{6.713 \times 10^{-5}} = 1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée} \\ \sigma_{st} = 15 \times 3.0725 \times 10^{-3} \times \frac{(0.08 - 0.022)}{6.713 \times 10^{-5}} = 39.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.64 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

**III.6.1. Schéma de Ferrailage :**

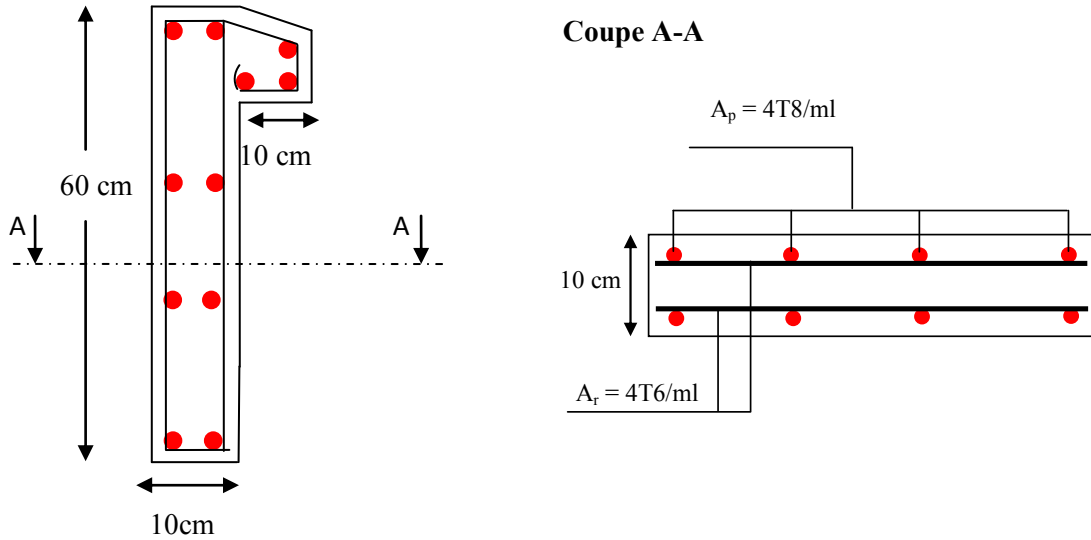


Figure 39: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

**III.7. Etude de la poutre de chaînage**

C'est une poutre horizontale en béton armé qui sert à supporter le poids des cloisons, Son calcul se fait à la flexion simple

Dans notre structure la poutre de chaînage sert d'appui pour la cloison extérieur.

- Dimensionnement

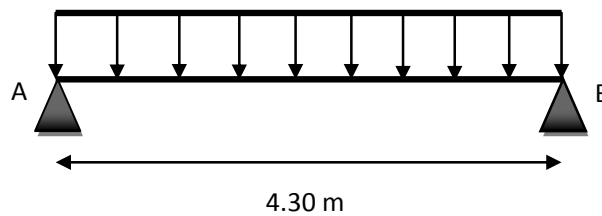


Figure 40: Schéma statique de la poutre de chaînage

- Selon la condition de la flèche :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10} \Rightarrow \frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \Rightarrow 28.66 \leq h \leq 43$$

Soit : h = 45 cm ; b = 40 cm

• **Calcul des sollicitations**

Le chaînage est conçu pour reprendre, outre son poids propre, le poids des cloisons.

- Poids propre de chaînage :  $G_p = 25 \times 0.30 \times 0.40 = 3 \text{ KN/m}$
- Poids du mur :  $G_m = 2.74 \times (3.06 - 0.40) = 7.28 \text{ KN/m}$

$$\text{D'où : } \begin{cases} q_u = 1.35(G_p + G_m) = 13.88 \text{ KN/m} \\ q_s = (G_p + G_m) = 10.28 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{13.88 \times (4.3)^2}{8} = 32.08 \text{ KN.m} \\ V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{13.88 \times 4.3}{2} = 29.84 \text{ KN} \\ M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{10.28 \times (4.3)^2}{8} = 23.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Correction des moments**

**ELU :**

$$\begin{cases} M_u^t = 0.85 \times M_u = 0.85 \times 32.08 = 27.27 \text{ KN.m} \\ M_u^a = -0.5 \times M_u = -0.5 \times 32.08 = -16.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_s^t = 0.85 \times M_s = 0.85 \times 23.76 = 20.20 \text{ KN.m} \\ M_s^a = -0.5 \times M_s = -0.5 \times 23.76 = -11.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Ferraillage de la poutre de chaînag**

*Tableau 62: Le ferraillage de la poutre de chaînage*

Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal} (cm^2)$	$A^{min} (cm^2)$	$A^{choisis} (cm^2)$
En travée	27.27	0.044	0.056	0.371	2.11	2.08	3HA12 = 3.39
En appui	-16.04	0.026	0.033	0.375	1.23	2.08	3HA10 = 2.36

- **Vérification à l'ELU :**
- **Effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{29.84 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} = 0.262 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Calcul des armatures transversales :**

On fixe  $S_t = 15 \text{ cm}$ , puis on calcul  $A_{trans}$  :

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9 \times f_e} < 0 \end{cases}$$

Soit un cadre de  $\varnothing 8$  + une épingle de  $\varnothing 8 \rightarrow A_t = 3\varnothing 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

• **Vérification à l'ELS :**

• Vérification de la contrainte dans le béton :

On a :

$$\begin{cases} M_t^s = 20.20 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -11.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau 63:** vérification des contraintes

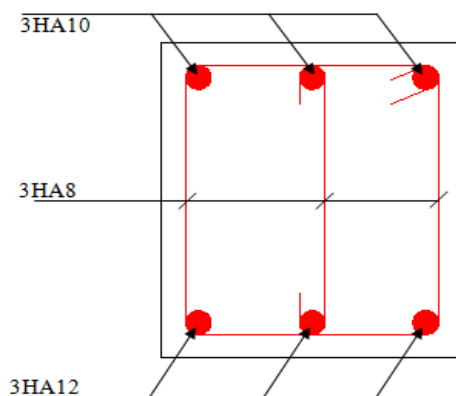
Endroit	$M^s$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	32.75	9.26	68473.98	4.43	15	<i>vérifiée</i>
En appui	-11.56	7.884	50186.92	1.82	15	<i>vérifiée</i>

• **Vérification de la flèche :**

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ l < 8m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.093 \geq 0.085 \dots\dots\dots \textit{vérifiée} \\ 0.00297 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \textit{vérifiée} \\ 4.3 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \textit{vérifiée} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

**III.7.1. Schéma de ferrailage**



**Figure 41:** Ferrailage de la poutre de chaînage

# *Chapitre IV :*

## *Etude dynamique*

**IV.1. Introduction :**

Etant donné que notre structure est de forme en L, et implantée à Bejaia zone IIa (sismicité moyenne) selon le classement du (RPA99/Version2003), alors le comportement de la structure sous action dynamique a fait l'Object d'étude dans ce chapitre a fin de déterminer un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique

**IV.2. Modélisation :**

Pour la modélisation de notre structure on a fait appel au logiciel **ETABS 16** qui est destiné à la conception et l'analyse des structures, et ouvrages de génie civil catégorie bâtiments .Ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autres matériau....Ce logiciel permet d'effectuer des divers options de saisie des données, la visualisation des données et des résultats, L'analyse statique, l'analyse dynamique éventuellement, le dimensionnement et la vérifications des sections des éléments de la structure complète.

**IV.3. Méthodes utilisables :**

Selon le RPA99/2003 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente ;
- Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunis pour cause de sa hauteur qui dépasse largement les 23m , elle est irrégulière en plan, se situe en zone II<sub>a</sub> et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

**IV.3.1. Méthode Dynamique Modale Spectrale (RPA99/version2003 article 4.3)****IV.3.1.1. Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**IV.3.1.2. Modélisation :**

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

**IV.3.1.3. Calcul de la force sismique V statique :**

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \dots \dots \dots (RPA99/2003 Art (4.2.3))$$

Tel que :

**A:** coefficient d'accélération de la zone .... (RPA99/2003 tableau (4.1))

**D:** facteur d'amplification dynamique moyen ... (RPA99/2003 (4.2))

**R:** coefficient de comportement global de la structure ..... (RPA tableau (4.3))

**Q:** facteur de qualité ..... (RPA (4 - 4))

**W:** poids total de la structure ... (RPA(4 - 5))

Détermination des paramètres cités au dessus selon notre structure :

**IV.3.1.3.1. Coefficient d'accélération de la zone :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone II}_a \end{array} \right. \implies A = 0.15$$

**IV.3.1.3.2. Coefficient de comportement global de la structure :**

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction  $\implies R = 5$ .

**IV.3.1.3.3. Facteur d'amplification dynamique moyen :**

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases} \dots \dots \dots RPA99/2003 (Formule 4.2)$$

Facteur de correction d'amortissement  $\eta$  donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad RPA99/2003 (Formule 4.3)$$

Avec :  $\xi$  est le pourcentage d'amortissement critique Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \quad \text{D'où } \eta = 0.816$$

On a un site meuble  $S_3 \implies \begin{cases} T_1 = 0.15 s \\ T_2 = 0.5 s \end{cases} \quad RPA99/2003 (Tableau 4.7)$

Avec :  $T_1, T_2$  périodes caractéristiques associé à la catégorie de site.

**Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\implies \begin{cases} T = C_T H^{3/4} & RPA99/2003 (Formule 4 - 6) \\ T = 0.09 H/\sqrt{L} & RPA99/2003 (Formule 4 - 7) \end{cases}$$

Tel que :

$C_T = 0.05$  : coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. RPA99/2003 (Tableau 4.6)



$H = 31.45 \text{ m}$  : hauteur total du bâtiment.

$L$  = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\{ L_x = 31.10 \text{ m}$$

$$\{ L_y = 19.40 \text{ m}$$

On aura :  $\begin{cases} T_x = 0.508 \text{ s} \\ T_y = 0.643 \text{ s} \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \implies \begin{cases} D_x = 0.508 \text{ s} \\ D_y = 0.643 \text{ s} \end{cases}$$

#### IV.3.1.3.4. Facteur de qualité

Tableau 1: valeurs des pénalités

N°	Critère (q)	Observée	$P_q/xx$	Observée	$P_q/yy$
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Oui	0
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$  RPA99/2003 (Formule (4-4))

Avec :

$P_q$ : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

$$D'où : \begin{cases} Q_x = 1.15 \\ Q_y = 1.1 \end{cases}$$

#### IV.3.1.3.5. Poids total de la structure :

$W$  est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule (4-5))}$$

Avec :

$W_{Gi}$  : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, est donné par le tableau du (RPA tableau 4.5)

$$\text{Dans notre cas : } \beta = \begin{cases} 0.2 \text{ (habitation)} \\ 0.6 \text{ (comercial)} \end{cases}$$

Dans notre cas, on a :  $W = 49243.4509 \text{ KN}$

$$\text{La force sismique statique à la base de la structure est : } \begin{cases} V_x^{st} = 3430.07 \text{ KN} \\ V_y^{st} = 2803.18 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.3.1.4. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad RPA99/2003(4.13)$$

IV.3.2. Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est *L'ETABS 16*

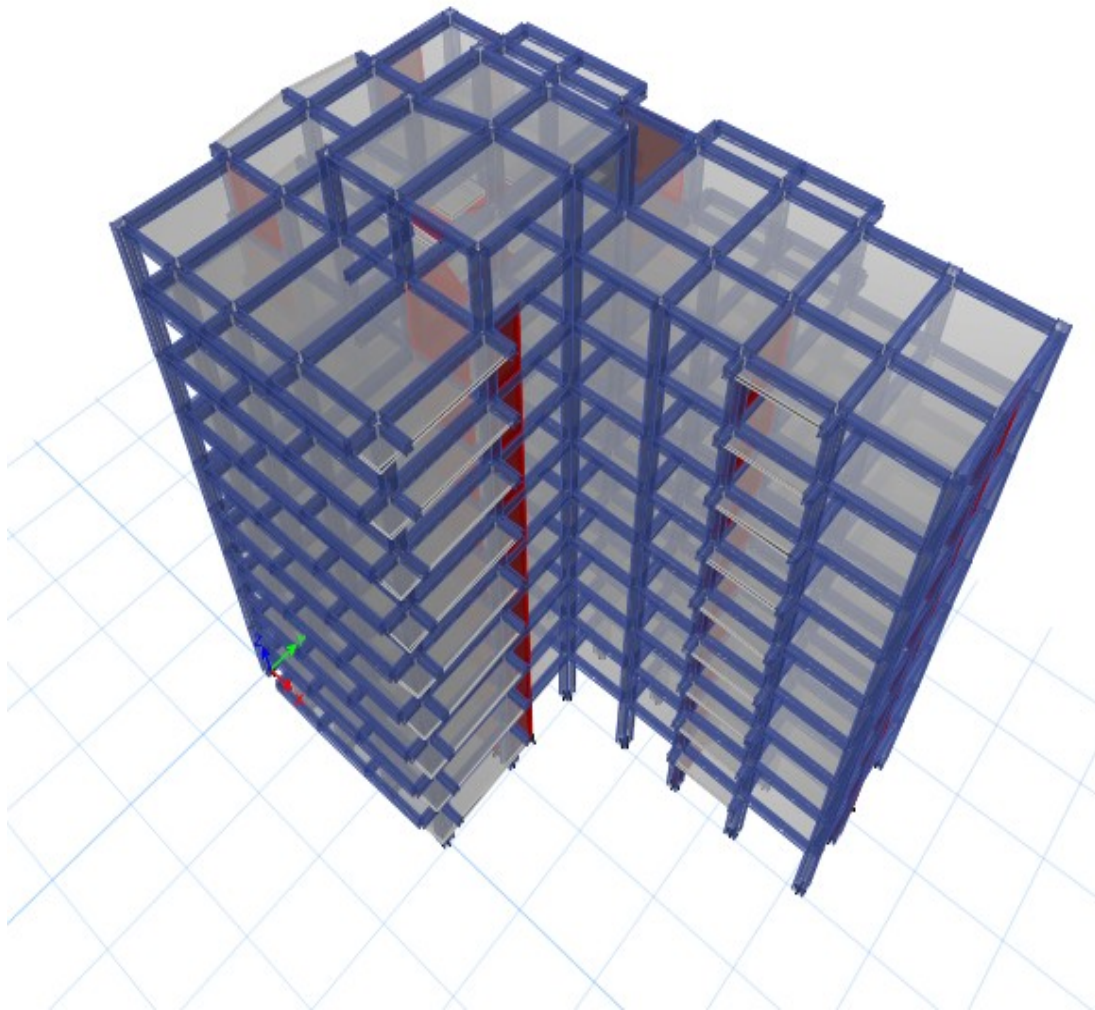


Figure 1: Vu en 3D de la structure modélisé avec le logiciel ETABS 16

**IV.3.2.1. Disposition des voiles de contreventement :**

La forme complexe de notre structure (forme L), la présence de la rampe et le parkings au sous sol ainsi l'aspect architectural ont rendus difficile le choix de la disposition de contreventement. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques. Dans ce qui suit ; nous présentons la disposition des voiles que nous avons adopté .

Cette disposition n'est certainement pas la disposition parfaite ; malgré qu'elle vérifie les conditions éditées par le RPA99/2003

Les section des poteaux ont été revu a la hausse

**Remarque :** le voile **Vx3** est plein au niveau RDC et avec ouverture dans les niveau supérieure

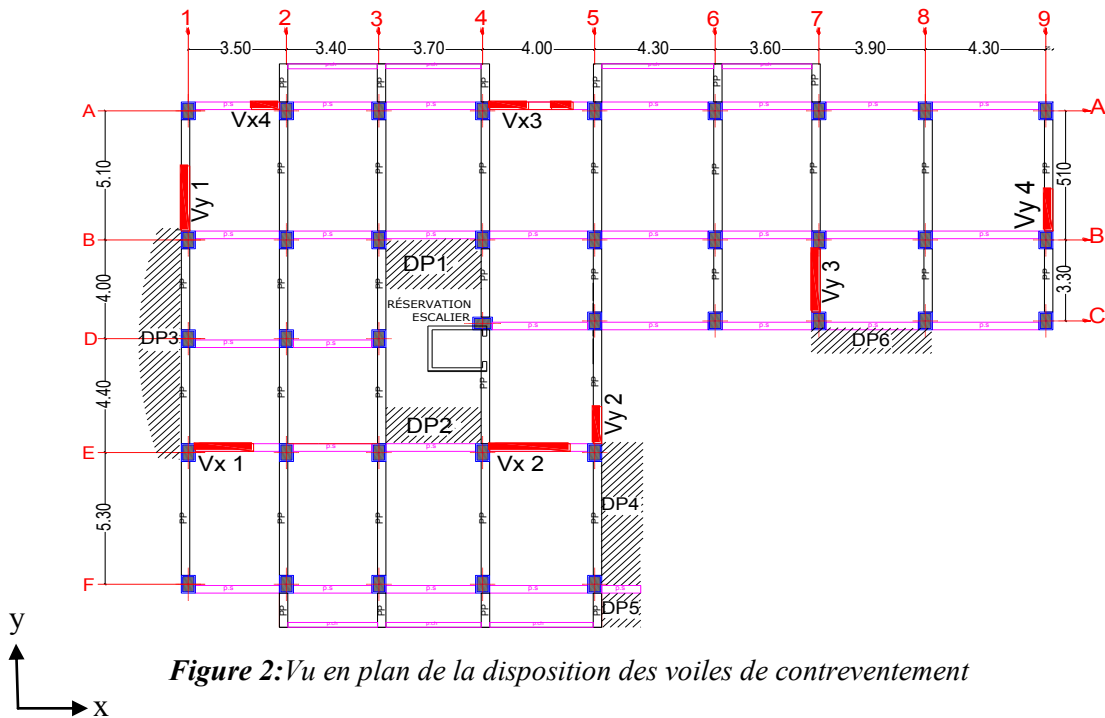


Figure 2: Vu en plan de la disposition des voiles de contreventement

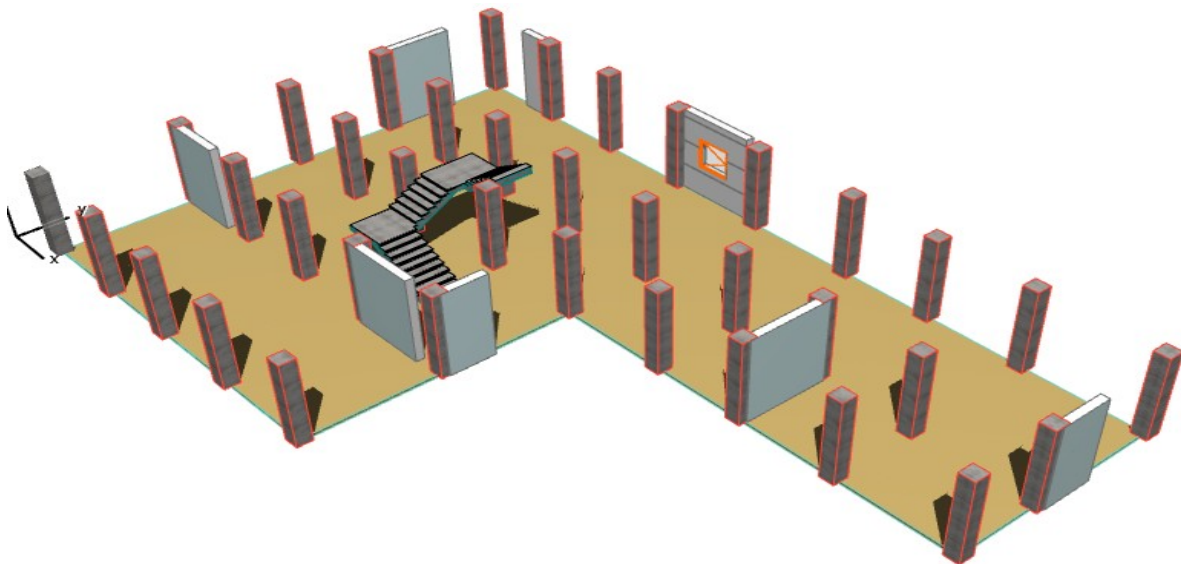


Figure 3: Vu en 3D de la disposition des voiles réaliser avec le logiciel ArchiCAD 16

**IV.3.2.2. Mode de vibration et taux de participation des masses**

D'après le (RPA99/version 2003 Art4.3.4) les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que la somme des masses modales pour les modes retenus, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. Le tableau ci-dessous illustre les résultats des douze modes de vibration

*Tableau 2:période et taux de participation massique de la structure*

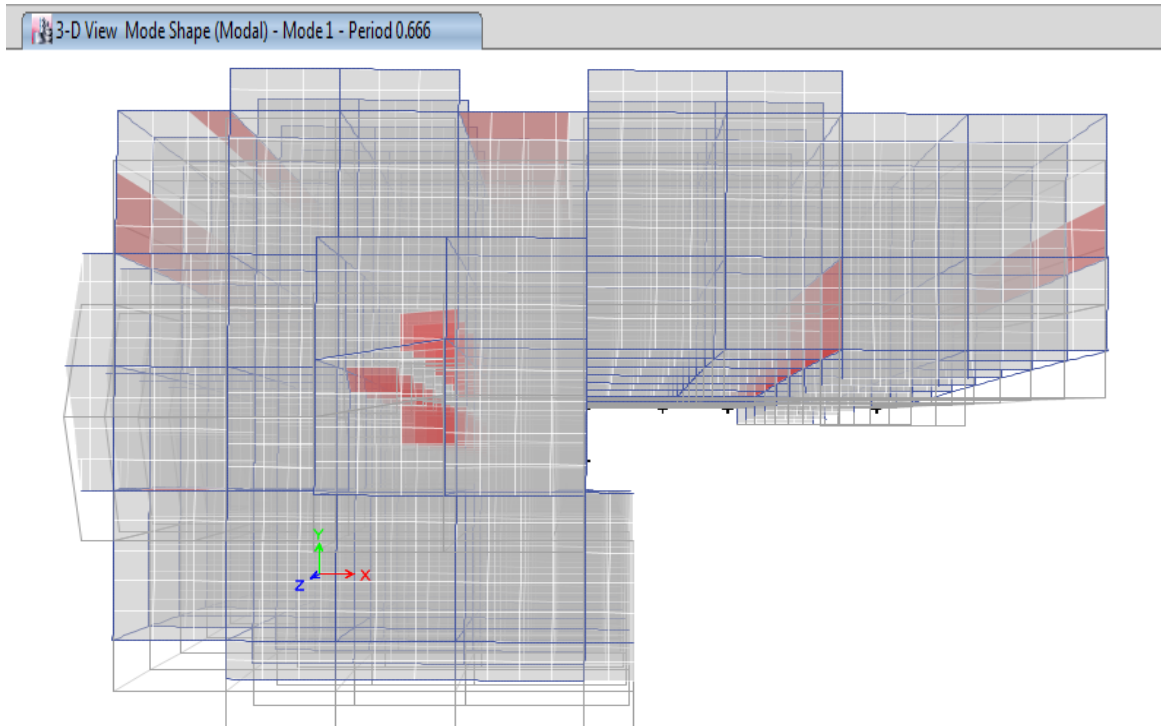
Mode	Période (s)	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	Sum U <sub>x</sub>	Sum U <sub>y</sub>
1	0.666	0.0010	0.7467	0.0010	0.7467
2	0.657	0.7385	0.0008	0.7385	0.7475
3	0.583	0.0041	0.0017	0.7435	0.7493
4	0.201	0.0010	0.1222	0.7445	0.8715
5	0.194	0.1414	0.0017	0.8859	0.8732
6	0.167	0.0019	0.0122	0.8878	0.8854
7	0.108	0.0085	0.0287	0.8963	0.9142
8	0.105	0.0241	0.0121	0.9204	0.9263
9	0.086	0.2560	0.0001	0.9459	0.9263
10	0.085	0.0010	0.0031	0.9469	0.9295
11	0.08	0.0002	0.0157	0.9471	0.9452
12	0.072	0.000022	0.0002	0.9471	0.9454

- A travers le tableau on voit bien que la condition du **RPA (Art 4.3.4)** sur le nombre de modes à retenir est satisfaite pour les deux directions principales x et y à partir du 8<sup>ème</sup> mode
- Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS 16 dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30%. (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

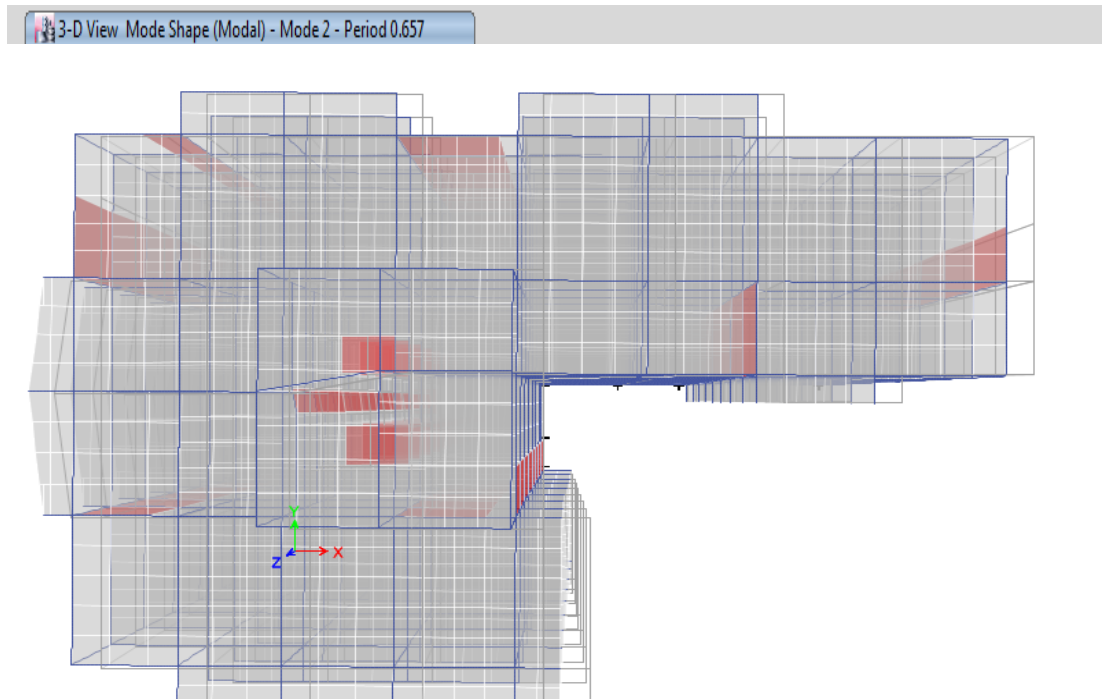
$$\text{Les périodes majorées de 30\%} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.660 \text{ s} \\ T_y = 0.836 \text{ s} \end{cases}$$

**IV.3.2.3. Les modes de vibrations :**

Les trois premiers modes de vibrations sont montrés sur les figures suivantes :



*Figure 4: 1er mode de vibration selon l'axe y-y (translation)*



*Figure 5: 2ème mode de vibration selon l'axe x-x(translation)*

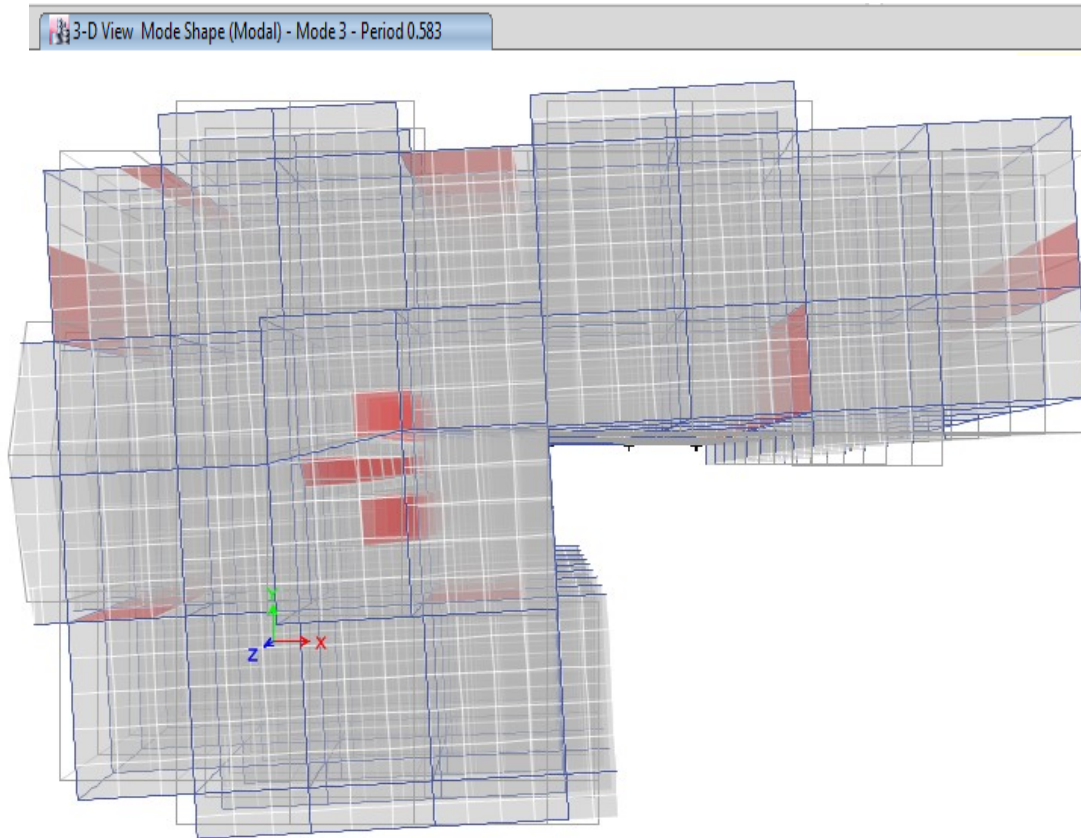


Figure 6:3ème mode de vibration (Torsion autour de l'axe Z-Z)

### IV.3.3. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

#### IV.3.3.1. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st} \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.3.6)}$$

Avec :

$V_{dyn}$  : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

Si  $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport 0.8  $V_{st}/V_{dyn}$ .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3:Vérification de la résultante des forces sismiques a la base

Sens	$V_{statique}$ (KN)	$0.8 V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	Observation
X-X	3430.07	2744.06	3004.57	Vérifiée
Y-Y	2803.18	2242.54	2869.65	Vérifiée

#### IV.3.3.2. Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.3.1})$$

Tel que:

$N_d$  : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B$  : section du béton.

$f_{c28}$  : résistance caractéristique du béton à la compression.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

*Tableau 4: Vérification de l'effort normal réduit*

Niveau	Section ( $cm^2$ )	$N_d$ (KN)	Combinaison	v	observation
RDC	60*70	2581.406	G+Q+EX	0.245	vérifiée
1	60*60	2044.866	G+Q+EX	0.227	vérifiée
2	60*60	1539.097	G+Q+EX	0.171	vérifiée
3	55*60	1297.857	G+Q+EX	0.157	vérifiée
4	55*60	1070.811	G+Q+EX	0.129	vérifiée
5	55*55	845.627	G+Q+EX	0.111	vérifiée
6	55*55	640.333	G+Q+EY	0.084	vérifiée
7	50*55	475.678	G+Q+EY	0.069	vérifiée
8	50*55	312.431	G+Q+EY	0.045	vérifiée
9	50*50	182.406	G+Q+EX	0.029	vérifiée

#### IV.3.3.3. Justification de l'interaction (voiles-portiques) :

Pour justifier le contreventement mixte, le RPA exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. (RPA99/2003 Art 3.4.a)
-

**Sous charges verticales :**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés dans le tableau suivant :

*Tableau 5:l'interaction sous charges vertical*

Niveau	Charges verticales (KN)		(% ) des charge verticales	
	Portiques	voiles	Portiques	voiles
RDC	43652.156	8852.606	83.13	16.86
1	38994.034	7499.579	83.86	16.13
2	33948.234	6537.050	83.85	16.14
3	28773.268	5788.159	83.25	16.74
4	23788.513	4861.697	83.03	16.96
5	18798.803	4017.252	82.39	17.60
6	13957.383	2997.469	82.32	17.67
7	9155.484	2015.112	81.96	18.03
8	4518.556	862.576	83.97	16.02
9	616.839	/	100	0

**Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voiles-portiques sous charge verticale est vérifiée dans tout les niveaux

**Sous charges horizontale**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$



Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont récapitulés dans le tableau suivant :

*Tableau 6:l'interaction sous charges horizontal*

niveau	Chargement horizontal (KN)				(%) du chargement horizontal			
	sens X-X		sens Y-Y		sens X-X		sens Y-Y	
	portiques	voiles	portiques	Voiles	portiques %	voiles %	portiques %	voiles %
RDC	742.828	2149.324	1009.706	1799.816	25.684	74.315	35.938	64.061
1	1182.233	1651.386	1346.271	1354.140	41.721	58.278	49.854	50.145
2	1307.949	1375.460	1472.914	1079.061	48.742	51.257	57.716	42.283
3	1222.977	1256.086	1419.298	950.670	49.332	50.667	59.886	40.113
4	1166.263	1069.343	1338.663	810.528	52.167	47.832	62.286	37.713
5	1051.320	877.690	1121.506	722.465	54.500	45.499	60.820	39.179
6	1022.445	550.984	1038.053	445.059	65.015	34.984	69.991	30.008
7	762.549	409.877	789.783	303.629	65.040	34.959	72.231	27.768
8	768.848	250.370	716.938	200.871	75.435	24.564	78.114	21.885
9	128.375	0	112.370	0	100	0	100	0

**Analyse des résultats :**

On remarque que, l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

**IV.3.3.4. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : (RPA99/ version 2003 (Art 5.10))

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec :  $\delta_k = R\delta_{ek}$

Tel que :

$\delta_k$  : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003 (Art 4.43).

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après

Tableau 7: Vérification des déplacements relatifs

$h_k$ (cm)	Sens X-X					Sens Y-Y				
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
RDC	0.083	0.415	0	0.415	0.106	0.092	0.46	0	0.46	0.117
391										
306	0.212	1.060	0.415	0.645	0.210	0.231	1.155	0.46	0.695	0.227
306	0.366	1.830	1.060	0.770	0.251	0.392	1.96	1.155	0.805	0.263
306	0.532	2.660	1.830	0.830	0.271	0.559	2.795	1.96	0.83	0.272
306	0.699	3.495	2.660	0.835	0.272	0.721	3.605	3.795	0.81	0.264
306	0.858	4.290	3.495	0.795	0.259	0.868	4.34	3.605	0.735	0.240
306	0.999	4.995	4.290	0.705	0.230	0.991	4.955	4.34	0.615	0.200
306	1.123	5.615	4.995	0.620	0.202	1.091	5.455	4.995	0.500	0.163
306	1.229	6.145	5.615	0.530	0.173	1.168	5.840	5.455	0.385	0.125
306	1.291	6.455	6.145	0.310	0.101	1.217	6.085	5.840	0.245	0.08

**Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

**IV.3.3.5. Justification vis à vis de l'effet P-Delta:**

Selon le RPA99/ version 2003 (Art 5.9), Les effets du 2° ordre (où effet P -  $\Delta$ ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k :

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1).

$h_k$  : hauteur de l'étage k.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

*Tableau 8: Vérification de l'effet P-Delta*

niveau	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	sens x-x			sens y- y		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta$	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta$
RDC	391	47207.566	0.415	2892.152	0.017	0.460	2809.522	0.019
1	306	41792.478	0.645	2833.620	0.031	0.695	2700.411	0.035
2	306	36379.227	0.770	2683.409	0.034	0.805	2551.975	0.037
3	306	31050.351	0.830	2479.063	0.033	0.835	2369.968	0.035
4	306	25734.108	0.835	2235.607	0.031	0.810	2149.192	0.031
5	306	20495.029	0.795	1929.011	0.027	0.735	1843.112	0.026
6	306	15229.339	0.705	1572.617	0.022	0.615	1483.112	0.020
7	306	10040.673	0.620	1172.426	0.017	0.500	1093.412	0.015
8	306	4846.483	0.530	1019.219	0.008	0.385	917.810	0.006
9	306	565.0954	0.310	128.375	0.004	0.245	112.370	0.004

D'après les résultats obtenus dans le tableau les efforts P- $\Delta$  peuvent être négligés.

#### IV.4. Conclusion :

l'objectif de ce chapitre a été l'étude de la structure sous sollicitations dynamiques pour se faire ; nous avons modélisé notre structure grâce au logiciel ETABS 16 la disposition des voiles de contreventement a été un véritable challenge , la présence de la rampe de passage au parking ,le parking ,l'aspect architectural ainsi que la forme de la structure ont rendu difficile ce choix de disposition

finalement nous avons abouti a une disposition qui satisfait toutes les exigences du RPA 99/2003 , Les sections des poteaux et des poutres ont été augmenté .

# *Chapitre V :*

## *Etude des éléments Principaux*

**V.1. Introduction :**

Dans ce chapitre nous allons déterminer le ferrailage nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. les différentes sollicitations qui sont utilisé sont tirées de l'analyse sismique réalisée par le logiciel **ETABS V16**.

**V.2. Etude des poutres :**

Les poutres sont soumises aux moments fléchissants et aux efforts tranchants, elles sont donc calculées à la flexion simple.

**Les combinaisons de calcul :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \dots\dots Accidentelles \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

Concernant notre structure, nous avons deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales (35 × 45).
- Poutres secondaires (30 × 40).

**V.2.1. Sollicitations et ferrillages des poutres :**

*Tableau 1: Sollicitations et ferrillages des poutres*

Niv	Poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Local	comb	M (KN.m)	V (KN)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC et étage	P.P	35*45	Appui	ELU	-117	119.40	7.875	7.13	4HA16=8.04
			Travée	ELU	93.87			6.74	4HA16=8.04
	P.S	30*40	Appui	ELU	-68.50	58.78	6	4.76	4HA14=6.16
			Travée	ELU	82.28			5.71	4HA14=6.16
Terrasse	P.P	35*45	Appui	ELA	-71.28	152.49	7.875	5.12	4HA16 = 8.04
			Travée	ELU	43.64			3.06	4HA16 = 8.04
	P.S	30*40	Appui	ELA	-49.40	96.99	6	4.06	4HA14=6.16
			Travée	ELA	40.92			3.27	4HA14=6.16

### Recommandation du RPA99 Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales} \implies A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 0.5\%(35 \times 45) = 7.875 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires} \implies A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 0.5\%(30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

#### ✓ Poutres principales :

$$A_{max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone de recouvrement.}$$

#### ✓ Poutres secondaires :

$$A_{max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone de recouvrement}$$

### Les longueurs de recouvrement

En zone II selon le RPA99 (Art 7.5.2.1), la longueur de recouvrement est donnée par la formule suivante :  $l_r = 40 \times \emptyset$

Donc pour :

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \implies L_r = 64 \text{ cm on adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \implies L_r = 56 \text{ cm on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm} \implies L_r = 48 \text{ cm on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

### Les armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donnée par :

#### ✓ Poutres principales :

$$\emptyset \leq \min\left(\emptyset_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = \min(1.6, 1.28, 3.5)$$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ soit un cadre de T8 + 1 étrier de T8}$$

#### ✓ Poutres secondaires :

$$\emptyset \leq \min\left(\emptyset_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = \min(1.4, 1.14, 3)$$

on opte pour

$$\text{Et } A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ soit un cadre de T8 et une épingle de T8}$$

**Calcul des espacements des armatures transversales : (RPA99 Art 7.5.2.1)**

✓ **Poutres principales :**

Zone nodale :  $S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l\right) = \min(11.25 ; 19.2) \text{ soit } st = 10 \text{ cm}$

Zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$

✓ **Poutres secondaires**

Zone nodale :  $S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l\right) = \min(10 ; 16.8) \text{ soit } st = 10 \text{ cm}$

Zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$

**V.2.2. Vérification à l'ELU**

**Contrainte tangentielle**

$\tau = \frac{v_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

*Tableau 2:Vérification des contraintes tangentielles*

Poutres	$V_u(\text{KN})$	$\tau \text{ (MPa)}$	$\bar{\tau} \text{ (MPa)}$	Observation
Principale	152.49	1.01	3.33	Vérifiée
Secondaire	96.99	0.85	3.33	Vérifiée

**Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$A_l > \frac{V_u \cdot y_s}{f_e} \dots \dots \dots$  Appuis de rives

$A_l \geq \frac{y_s}{f_e} \times \left( V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) \dots \dots \dots$  Appuis intermédiaires

*Tableau 3:Vérification des armatures longitudinales au cisaillement*

Poutres	$A_l(\text{cm}^2)$	$V_u(\text{KN})$	$M_a(\text{KN.m})$	$A_l^{rive}(\text{cm}^2)$	$A_l^{inter}(\text{cm}^2)$	Observation
Principale	8.04	119.40	-117	3.43	-5.25	Vérifiée
Secondaire	6.03	96.99	-49.40	2.78	-1.36	Vérifiée

**V.2.3. Vérification à l'ELS :**

**Etat limite de compression du béton**

$\frac{b}{2}y^2 + 15.A_s.y - 15.d.A_s = 0$

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

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

Tableau 4: Vérification de l'état limite de compression

Poutres	Local	$M_{ser}$ (KN.m)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$Y$ (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Principale	Appui	-51.39	133430.51	14.11	5.43	15	Vérifiée
	Travée	40.97	133430.51	14.11	4.33	15	Vérifiée
Secondaire	Appui	-25.60	78343.37	12.42	4.058	15	Vérifiée
	Travée	18.01	78343.37	12.42	2.85	15	Vérifiée

Etat limite de déformation

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 0.084 \geq 0.06 \quad \text{Vérifiée} \\ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots 0.084 \geq 0.075 \quad \text{Vérifiée} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots 0.005 \leq 0.01 \quad \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Tous les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

V.2.4. schémas de ferrailage

Tableau 5: Les schémas ferrailage des poutres

	Poutres secondaires		Poutres principales	
	Appui	travée	Appui	travée
RDC + Etages courants				
Terrasse				



**V.3. Etude des poteaux**

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, et des moments fléchissant, ils sont donc calculés en flexion composée, les efforts normaux(N) et les moments fléchissant(M) sont donner par les combinaisons les plus défavorables introduites dans le sap2000 comme suite :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q±E
- 0.8G±E

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} \Rightarrow M_{corr} \dots \dots A_1 \\ N_{min} \Rightarrow M_{corr} \dots \dots A_2 \\ M_{max} \Rightarrow N_{corr} \dots \dots A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

**V.3.1. Calcul du ferrailage longitudinal**

Le ferrailage des poteaux est calculé par les sollicitations de calcul résultant les combinaisons les plus défavorables qui sont tirées directement du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**V.3.1.1. Sollicitations et ferrailages dans les poteaux :**

*Tableau 6:Sollicitations et ferrailages dans les poteaux*

niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	Combinaison	Type de section	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC	60*70	N <sub>max</sub> ⇔ M <sub>cor</sub>	2581.40	84.43	159.94	ELA	SPC	0	33.60	12HA20 =37.70
		N <sub>min</sub> ⇔ M <sub>cor</sub>	-907.45	10.37		ELA	SET	22.05		
		M <sub>max</sub> ⇔ N <sub>cor</sub>	1296.17	141.11		ELA	SPC	0		

Etage 1+2	60×60	$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$	2044.86	11.93	103.95	ELU	SPC	0	28.80	8HA20+ 4HA16+ =33.17
		$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$	-420.31	8.76		ELA	SET	18.90		
		$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$	988.15	122.26		ELA	SPC	0		
Etage 3+4	55*60	$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$	1470.23	21.71	88.17	ELU	SPC	0	26.40	4HA20+ 8HA16= 26.9
		$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$	-21.65	47.38		ELA	SET	17.32		
		$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$	724.08	125.08		ELA	SPC	0		
Etage 5+6	55*55	$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$	1030.56	9.08	159.94	ELA	SPC	0	24.20	8HA14+ 4HA20+ =24.89
		$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$	-50.84	15.07		ELA	SET	15.88		
		$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$	566.29	119.69		ELA	SPC	0		
Etage 7+8	50*55	$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$	599.89	4.21	103.95	ELU	SPC	0	22.00	8HA16+ 4HA14+ =22.24
		$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$	-98.67	8.09		ELA	SET	14.43		
		$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$	327.22	74.25		ELA	SPC	0		

Etage 9	50*50	$N_{\max} \Leftrightarrow M_{\text{cor}}$	229.09	4.50	88.17	ELU	SPC	0	20.00	8HA14+ 4HA16 =20.36
		$N_{\min} \Leftrightarrow M_{\text{cor}}$	-3.07	10.06		ELA	SET	0.45		
		$M_{\max} \Leftrightarrow N_{\text{cor}}$	49.27	97.91		ELA	SPC	2.62		

### V.3.1.1.1. Exemple de calcul :

Le calcul de ferrailage se fera pour un seul poteau de RDC ( $60 \times 70$ )  $\text{cm}^2$  comme exemple de calcul et les autres sont résumés dans le précédent :

Données :

Soit :  $N_{\min} = 907.458 \text{ KN}$  ;  $M_{\text{corres}} = 10.377 \text{ KN.m}$

$b = 60 \text{ cm}$  ;  $h = 70 \text{ cm}$  ;  $d = 67 \text{ cm}$  ;

Situation accidentelle :  $\gamma_b = 1.15$  et  $\gamma_s = 1$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.011 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.35 \text{ m} \Rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieure de la section.

$N$  est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$$

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 10.377 \times 10^{-3} + 907.458 \times 10^{-3} \left( 0.67 - \frac{0.7}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 0.301 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 907.458 \times 10^{-3}(0.67 - 0.03) - 0.301 = 0.279 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b h f_{bu} = (0.337 \times 0.7 - 0.81 \times 0.03) \times (0.6) \times (0.7) \times 18.48 = 1.642 \text{ MN.m}$$

Donc :

$0.279 < 1.642 \Rightarrow$  Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.0604 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0;$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.650 \\ z = 0.65 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 11.57 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -11.11 \text{ cm}^2$$

Donc, on prend  $A = 0$

**V.3.2. Vérification du ferrailage transversal :**

ce tableau résume les résultats de ferrailage transversal des poteaux des différents niveaux

*Tableau 7: Vérification du ferrailage transversal des poteaux*

Niveau	RDC	Etage 1+2	Etage 3+4	Etage 5+6	Etage 7+8	Etage 9
Section	60*70	60*60	55*60	55*55	50*55	50*50
$\phi_l^{min}$ (cm)	2	1.6	1.4	1.4	1.4	1.4
lf (cm)	2.421	1.827	1.827	1.827	1.827	1.827
$\lambda_g$	3.46	3.04	3.04	3.02	3.32	3.65
V (KN)	102.56	117.79	135.36	126.97	87.50	31.417
$t_{z,nodale}$ (cm)	10	10	10	10	10	10
$t_{z,recouv}$ (cm)	10	10	10	10	10	10
P	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	2.40	2.93	2.98	2.24	0.80	0.88
$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3.78	4.70	4.34	3.96	3.60	3.14
$A_t^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	6HA10 = 4.71	6HA10 = 4.71	6HA10 = 4.71	6HA10 = 4.71	6HA10 = 4.71	4HA10 = 3.14

**V.3.3. Vérification au flambement**

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L'élancement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b} \dots \dots \dots \text{pour une section rectangulaire.}$$

$l_f$  : longueur de flambement.

$A_s$  : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$Br = (b - 2) \times (h - 2) \Rightarrow$  section réduite du poteau.

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 8: Vérification au flambement des poteaux

Niv	h (m)	b (m)	l <sub>r</sub> (m)	λ	α	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (m)	N <sub>u</sub> (KN)	N <sub>d</sub> (KN)	Obs
RDC	0.7	0.6	2.422	13.97	0.82	39,84	0.3944	7125.34	2581.406	vérifiée
Etg1+2	0.6	0,6	1.827	10.54	0.83	31,98	0.3364	6093.84	2044.86	vérifiée
Etg3+4	0,6	0,55	1.827	11.49	0,83	26,9	0,3074	5501,44	1470.239	vérifiée
Etg5+6	0,55	0,55	1.827	11.49	0,83	22,24	0.2809	4959,60	1030.568	vérifiée
Etg7+8	0.55	0.50	1.827	12.64	0.83	22.24	0.2544	4552.28	599.898	vérifiée
Etg 9	0.50	0.50	1.827	12.64	0.83	22.24	0.2304	4183.39	229.096	vérifiée

### V.3.4. Vérification des contraintes

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

Pour une section entièrement comprimé la vérification des contraintes ca sera comme suit :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' > 0 \end{cases}$$

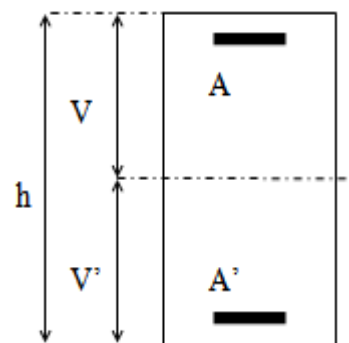
Tel que :

$S = b \times h + 15(A + A')$  : Section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A'+A)} \text{ et } V' = h - V$$



Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 9: Vérification des contraintes dans les poteaux**

Niveaux	RDC	1+2	3+4	5+6	7+8	9
Sections (cm <sup>2</sup> )	60*70	60*60	55*60	55*55	50*55	50*50
d (cm)	67	57	57	52	52	47
d' (cm)	3	3	3	3	3	3
A (cm <sup>2</sup> )	18.85	15.645	14.325	12.445	11.12	10.18
A' (cm <sup>2</sup> )	18.85	15.645	14.325	12.445	11.12	10.18
N <sub>ser</sub> (KN)	1658.55	1450.05	1074.04	751.79	438.37	167.997
M <sub>ser</sub> (KN.m)	18.54	34.169	35.29	35.02	42.296	34.80
V (cm)	35	30	30	27.5	27.5	25
V' (cm)	35	30	30	27.5	27.5	25
M <sub>G<sup>ser</sup></sub> (KN.m)	18.54	34.169	35.29	35.02	42.296	34.80
I <sub>yy'</sub> (cm <sup>4</sup> )	2294072	1422156.15	1303287.75	986655.42	893472.56	668646.93
S (cm <sup>2</sup> )	4765.50	4069.35	3729.75	3398.35	3083.60	2805.40
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	3.76	4.28	3.69	3.20	2.72	1.90
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	3.20	2.84	2.07	1.23	0.12	0.10
σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

**Vérification des contraintes de cisaillements**

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2),}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 10: Vérification des contraintes de cisaillements**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	Obs
RDC	60*70	3.46	0.04	67	102.56	0.26	1	Vérifiée
Etage 1+2	60*60	2.81	0.04	57	117.79	0.34	1	Vérifiée
Etage 3+4	55*60	3.04	0.04	57	135.36	0.43	1	Vérifiée
Etage 5+6	55*55	3.04	0.04	52	126.97	0.44	1	Vérifiée
Etage 7+8	50*55	3.32	0.04	52	87.50	0.33	1	Vérifiée
Etage 9	50*50	3.32	0.04	47	31.417	0.13	1	Vérifiée

### V.3.5. Vérification de la zone nodale :

Pour éviter la formation des rotules plastiques dans les poteaux en tolérant leurs formation dans les poutres, il convient de vérifier que la somme des moments résistants ultimes des poteaux ou des montants aboutissant aux nœuds et au moins égale en valeur absolue à la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectées d'un coefficient de majoration de 1.25.

Le **RPA99/version2003** (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

### Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans 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 ;
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers.

On a:  $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$

Avec :  $z = 0.9h$ ,  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  et  $\gamma_s = 1.15$  (cas le plus défavorable).

**Tableau 11:** Moment résistant dans les poteaux

Niveaux	poteaux				
	h (m)	z (m <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	M <sub>R</sub> (KN.m)
RDC	0,7	0,63	18.85	348	413.27
Etages 1+2	0,60	0.54	15.645	348	294
Etages 3+4	0,60	0,54	15.645	348	269.19
Etage 5+6	0,55	0,495	12.445	348	214.38
Etage 7+8	0.55	0.495	11.120	348	191.55
Etage 9	0.50	0.450	10.180	348	159.42

**Tableau 12:** Moment résistant dans les poutres

Niveaux	Local	h (m)	z (m <sup>2</sup> )	As (m <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	M <sub>R</sub> (KN.m)
RDC+	P.P	0,45	0.405	8.04	348	114.71
Etages courants	P.S	0,4	0,36	6,03	348	75,54
Terrasse inaccessible	PP	0,45	0,405	6.03	348	86.03
	PS	0,4	0,36	6,03	348	75,54

Tableau 13: Vérification des zones nodales (poutres principales)

Niveaux	Poutres principales						Observation
	$M_n$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$M_n+M_s$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
RDC	413.27	413.27	826.54	114.71	114.71	286.77	vérifiée
1	337.64	413.27	750.91	114.71	114.71	286.77	vérifiée
2	337.64	337.64	675.28	114.71	114.71	286.77	vérifiée
3	294	337.64	631.64	114.71	114.71	286.77	vérifiée
4	294	294	558	114.71	114.71	286.77	vérifiée
5	269.19	294	563.19	114.71	114.71	286.77	vérifiée
6	269.19	269.19	538.38	114.71	114.71	286.77	vérifiée
7	214.38	269.19	483.57	114.71	114.71	286.77	vérifiée
8	214.38	214.38	428.76	114.71	114.71	286.77	vérifiée
9	191.55	214.38	405.93	114.71	114.71	286.77	vérifiée

Tableau 14: Vérifications des zones nodales (poutres secondaires)

Niveaux	Poutres secondaires						Observation
	$M_n$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$M_n+M_s$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
RDC	413.27	413.27	826.54	75.54	75.54	151.08	vérifiée
1	337.64	413.27	750.91	75.54	75.54	151.08	vérifiée
2	337.64	337.64	675.28	75.54	75.54	151.08	vérifiée
3	294	337.64	631.64	75.54	75.54	151.08	vérifiée
4	294	294	558	75.54	75.54	151.08	vérifiée
5	269.19	294	563.19	75.54	75.54	151.08	vérifiée
6	269.19	269.19	538.38	75.54	75.54	151.08	vérifiée
7	214.38	269.19	483.57	75.54	75.54	151.08	vérifiée
8	214.38	214.38	428.76	75.54	75.54	151.08	vérifiée
9	191.55	214.38	405.93	75.54	75.54	151.08	vérifiée



V.3.6. Schémas de Ferrailages des poteaux

Tableau 15: schémas de Ferrailages des poteaux

Sous sol + RDC	étage 1+2
étage 3+4	étage 5+6
Étage 7+8	Terrasse

**V.4. Etude des voiles**

**V.4.1. Définition**

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grands par rapport à la troisième appelée épaisseur, d’après le **RPA99 Version2003 (Art 7.7.1)** considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition  $l \geq 4a$  (**l**, **a** : respectivement longueur et épaisseur du voile). Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

**V.4.2. Exigence du RPA**

Le **RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa. Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leurs bases, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D’où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$ ..... ①
- $G + Q \pm E$ ..... ②
- $0,8G \pm E$ ..... ③

Le ferrailage qu’on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} \implies M_{corr} \dots \dots A_1 \\ N_{min} \implies M_{corr} \dots \dots A_2 \\ M_{max} \implies N_{corr} \dots \dots A_3 \end{array} \right. \implies A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

**V.4.3. Recommandation du RPA99 version 2003**

**Armatures verticales**

La section d’armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l’espacement ne doit pas être supérieur à l’épaisseur du voile.

Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton,  $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec :

$l_t$  : longueur de la zone tendue,  
 $e$  : épaisseur du voile.

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la longueur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau 16:** Sollicitations dans le voile du RDC

Etage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	2087.94	6.685	2365.42	2000.12	589.19	2361.85	680.18

#### V.4.4. Ferrailages

Le calcul de ferrailage se fera sous  $N_{\min}$  et  $M_{\text{cor}}$ , à la flexion composée pour une section ( $e \times l$ ). La section trouvée ( $A$ ) sera comparée avec la section minimale ( $A_{\min}$ ) du **RPA99** et le ferrailage choisit est le plus défavorable entre les deux sections.

##### V.4.4.1. Exemple de calcul :

Données :

$$N_{\min} = 589.19 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{cor}} = 2361.85 \text{ KN.m.}$$

$$l = 2.7 \text{ m} ; e = 0.2 \text{ m} ; d = 2.67 \text{ m} ; d' = 0.03 \text{ m.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{2361.85}{589.19} = 4.00 \text{ m} > \frac{l}{2} = \frac{2.7}{2} = 1.35 \text{ m}$$

⇒  $N$  effort de compression et  $c$  le centre de pression est à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{uA} = M + N \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 2361.85 + 589.19 \times \left( 2.67 - \frac{2.70}{2} \right) = 3139.58 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3.1395}{0.2 \times (2.67)^2 \times 18.48} = 0.119$$

$$\mu_{bu} = 0,04 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0.159$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 4.45(1 - 0.4 \times 0.051) = 0.50 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{2.956}{4.36 \times 400} = 31.40 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 16.67 \text{ cm}^2$$

**Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :**

On a :

$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec :

$l_t$  : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

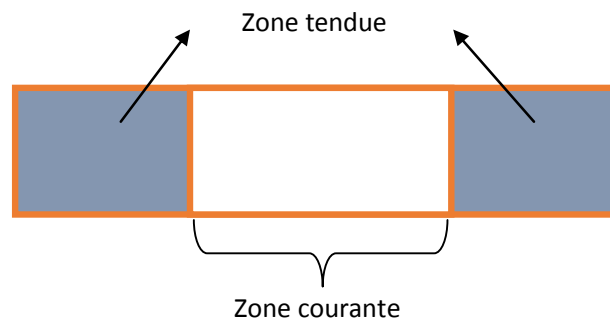
$l_c$  : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{589.19 \times 10^{-3}}{2.7 \times 0.2} + \frac{2361.85 \times 10^{-3}}{0.32805} \times 1.35 = 10.81 MPa \\ \sigma_2 = \frac{589.19 \times 10^{-3}}{2.7 \times 0.2} - \frac{2361.85 \times 10^{-3}}{0.32805} \times 1.35 = -8.63 MPa \end{cases}$$

Pour éviter tous risques de changement de signe et contraintes sur les différentes combinaisons, la zone tendue calculée avec les extrémités du voile, le voile sera donc ferrailier symétriquement.



**Figure 1:** Zone tendue et courante dans les voiles

Donc :

$$\begin{cases} l_t = \frac{8.63 \times 2.7}{10.81 + 8.63} = 1.20 \text{ m} \\ l_c = 2.70 - 2 \times 1.20 = 0.30 \text{ m} \end{cases}$$

**Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :**

On a :

$$\begin{cases} A_{min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(20 \times 120) = 4.79 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{Z.C} = 0.10\%(e \times l_c) = 0.10\%(20 \times 30) = 0.61 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**Armatures minimales dans tout le voile**

Selon le **RPA99/V2003**, on a :  $A_{min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(20 \times 270) = 8.10 \text{ cm}^2$

**Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

**Armatures horizontales.**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 680.18 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.67} = 1.78 \text{ MPa}$$

**Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \quad S_t \leq 30 \dots \dots \dots \text{ On opte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$A_h = \frac{1.78 \times 0.2 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 2.22 \text{ cm}^2$$

**Tableau 17: Ferrailage du voile Vx2**

Voile Vx2					
Section	RDC	Etage 1+2	Etage 3+4	Etage 5+6	Etage 7.8
l(m)	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
e(m)	0.2	0.15	0.15	0.15	0.15
N(KN)	589.19	1780.17	1390.67	1020.01	108.39
M(KN.m)	2361.85	113.06	116.92	123	235.62
d (m)	2.67	2.67	2.67	2.67	2.67
V(KN)	680.18	567.34	451.85	378.19	226.87
$\tau$ (MPa)	1.78	1.98	1.58	1.32	0.79
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	16.67	0	0	0	0.87
$A^{min}(cm^2)$	8.1	6.075	6.075	6.075	6.075
$I(m^4)$	0.32805	0.2460375	0.2460375	0.2460375	0.2460375
$v(m)$	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
$\sigma_1$ (MPa)	10.81	5.02	4.08	3.19	1.56
$\sigma_2$ (MPa)	-8.63	3.78	2.79	1.84	-1.03
$l_t$ (m)	1.20	1.16	1.10	0.99	1.07
$l_c$ (m)	0.30	0.38	0.51	0.72	0.55
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	4.79	3.48	3.29	2.96	3.22
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	0.61	0.57	0.76	1.09	0.83
$S_t l$ (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{v/face}^{adopté}$	4HA14+10HA12	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
$S_t t$ (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_h^{cal}(cm^2)$	2.229	1.859	1.481	1.239	0.743
$A_h^{min}(cm^2)$	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adopté}$	4HA10	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8

Tableau 18: Ferrailage de voile Vx4

Voile Vx4					
Section	RDC	Etage 1+2	Etage 3+4	Etage 5+6	Etage 7.8
l(m)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e(m)	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15
N(KN)	202.79	275.45	200.54	313.34	105.76
M(KN.m)	368.30	141.55	114.42	152.31	126.13
d (m)	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
V(KN)	164.97	99.49	111.33	105.29	96.63
$\tau$ (MPa)	1.19	0.96	1.07	1.01	0.93
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	7.82	0.48	0.60	0.40	2.01
$A^{min}(cm^2)$	3.00	2.25	2.25	2.25	2.25
$I(m^4)$	0.0166	0.0125	0.0125	0.0125	0.0125
v(m)	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500
$\sigma_1$ (MPa)	12.06	7.50	5.91	8.18	5.75
$\sigma_2$ (MPa)	-10.04	-3.83	-3.24	-4.00	-4.34
$l_t$ (m)	0.45	0.34	0.35	0.33	0.43
$l_c$ (m)	0.10	0.32	0.3	0.34	0.14
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	1.80	1.02	1.05	0.99	1.29
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	0.20	0.48	1.50	1.50	0.21
$S_t l$ (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	8HA12	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
$S_t t$ (m)	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33
$A_h^{cal}(cm^2)$	1.488	0.897	1.004	0.950	0.872
$A_h^{min}(cm^2)$	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau 19: Ferrailage de voile avec ouverture Vx3

Voile Vx3 avec ouverture					
Section	RDC	Trumeau étage 1+2	Trumeau étage 3+4	Trumeau étage 5+6	Trumeau étage 7.8
l(m)	3.10	1.1	1.1	1.1	1.1
e(m)	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15
N(KN)	1945.30	1624.93	1268.24	875.33	442.5
M(KN.m)	429.78	173.15	88.04	106.20	151.16
d (m)	3.05	1.05	1.05	1.05	1.05
V(KN)	148.78	112.24	63.85	63.88	95.53
$\tau$ (MPa)	0.34	1.00	0.57	0.57	0.85
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	0	0	0.93	0	0
$A^{min}(cm^2)$	9.30	2.475	2.475	2.475	2.475
$I(m^4)$	0.49651667	0.0166375	0.0166375	0.0166375	0.0166375
v(m)	1.55	0.55	0.55	0.55	0.55
$\sigma_1$ (MPa)	4.48	15.57	10.60	8.82	7.68
$\sigma_2$ (MPa)	1.80	4.12	4.78	1.79	-2.32
$l_t$ (m)	0.89	0.23	0.34	0.19	0.25
$l_c$ (m)	1.32	0.64	0.42	0.72	0.60
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	3.56	0.69	1.02	0.57	0.75
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	2.64	0.96	1.65	1.65	0.90
$S_t l$ (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	14HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
$S_t t$ (m)	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33
$A_h^{cal}(cm^2)$	2.13	1.89	1.17	0.81	0.80
$A_h^{min}(cm^2)$	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

**Ferrailage du Linteau :**

On a :  $H_{etg} = 3.06 \text{ m}$  ;  $e_{voile} = 0.15 \text{ m}$  ;  $h_{lint} = 0.95 \text{ m}$

**Armatures diagonales :**

$$\tau = \frac{\bar{v}}{e * d} \leq \bar{\tau}$$

Avec :

$$\bar{v} = 1.4 * V = 1.4 * 112.24$$

$$\bar{v} = 157.136 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{157.136 * 10^{-3}}{0.15 * 0.95} = 1.13 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 1.5 \text{ Mpa}$$

donc les armatures diagonales ne sont pas nécessaire

**Armatures longitudinal :**

$$A_l = \frac{M_0}{z * f_e}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{\bar{v} * l}{2} = \frac{157.136 * 1.2}{2} = 94.28 \text{ KN.m}$$

$$Z = h - 2c \implies Z = 0.85 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{94.28 * 10^{-3}}{0.85 * 400} = 2.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.15\% (15 * 95) = 2.13 \text{ cm}^2$$

$$A = \max( A_l ; A_{min} )$$

**Armatures Transversales**

$$\lambda_g = \frac{l}{h} = 1.26 > 1 \dots\dots\dots \text{lindeau long}$$

$$A_t \geq \frac{t * \bar{v}}{f_e * z}$$

On fixe t=15cm 
$$A_t \geq \frac{0.15 * 157.136 * 10^{-3}}{400 * 0.85}$$

$$A_t \geq 0.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.25\% (e * t) = 0.56 \text{ cm}^2 < A_{cal}$$

**Armatures de peau**

$$A_p = 0.20\% (e * h)$$

$$A_p = 0.20\% (15 * 95) = 2.85 \text{ cm}^2$$

**Ferraillage :**

On choisi 
$$\left\{ \begin{array}{l} A_l = 2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2 \\ A_t = \text{cadre } \emptyset 8 = 1.01 \text{ cm}^2 \\ A_p = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$



Tableau 20: Ferrailage de voile Vy3

Voile Vy3					
Section	RDC	Etage 1+2	Etage 3+4	Etage 5+6	Etage 7.8
$l(m)$	2.95	2.95	2.95	2.95	2.95
$e(m)$	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15
$N(KN)$	832.26	992.42	449.04	289.28	490.24
$M(KN.m)$	2545.57	1587.91	441.41	161.65	170.36
$d(m)$	2.92	2.92	2.92	2.92	2.92
$V(KN)$	710.77	632.04	389.75	270.46	265.41
$\tau(MPa)$	1.70	2.02	1.25	0.86	0.85
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	13.54	2.97	0	0	2.16
$A^{min}(cm^2)$	8.85	6.63	6.63	6.63	6.63
$I(m^4)$	0.02218333	0.0166375	0.0166375	0.0166375	0.0166375
$v(m)$	1.475	1.475	1.475	1.475	1.475
$\sigma_1(MPa)$	170.80	143.02	40.15	14.98	16.21
$\sigma_2(MPa)$	-167.98	-138.53	-38.12	-13.68	-14.00
$l_t(m)$	1.46	1.45	1.44	1.41	1.37
$l_c(m)$	0.03	0.05	0.07	0.13	0.21
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	5.84	4.35	4.32	4.23	4.11
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	0.06	0.075	0.105	0.195	0.315
$S_t l(m)$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	14HA12	14HA10	14HA10	14HA10	14HA10
$S_t t(m)$	0,25	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal}(cm^2)$	2.13	1.89	1.17	0.81	0.80
$A_h^{min}(cm^2)$	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	3HA10	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8

Tableau 21: Ferrailage de voile Vy4

Voile Vy4					
Section	RDC	Etage 1+2	Etage 3+4	Etage 5+6	Etage 7.8
$l(m)$	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65
$e(m)$	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15
$N(KN)$	202.98	327.95	276.80	120.10	106.27
$M(KN.m)$	691.34	343.96	190.09	105.33	79.03
$d(m)$	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62
$V(KN)$	200.09	137.56	137.28	117.14	77.66
$\tau(MPa)$	0.86	0.79	0,79	0,67	0.45
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	8.68	1.56	0	0.14	0
$A^{min}(cm^2)$	4.95	3.7125	3.7125	3.7125	3.7125
$I(m^4)$	0.07486875	0.05615156	0.05615156	0.05615156	0.05615156
$v(m)$	0.825	0.825	0.825	0.825	0.825
$\sigma_1(MPa)$	8.23	6.38	3.91	2.03	1.59
$\sigma_2(MPa)$	-7.00	-3.73	-1.67	-1.06	-0.73
$l_t(m)$	0.76	0.61	0.49	0.57	0.52
$l_c(m)$	0.13	0.43	0.67	0.51	0.61
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	3.04	1.83	1.47	1.71	1.56
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	0.26	2.475	2.475	0.765	0.915
$S_{tlong}(m)$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	14HA12	14HA10	14HA10	14HA10	14HA10
$S_{ttrans}(m)$	0,25	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal}(cm^2)$	1.08	0.74	0.74	0.63	0.42
$A_h^{min}(cm^2)$	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	3HA10	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8

V.4.5. Schémas de ferrailage

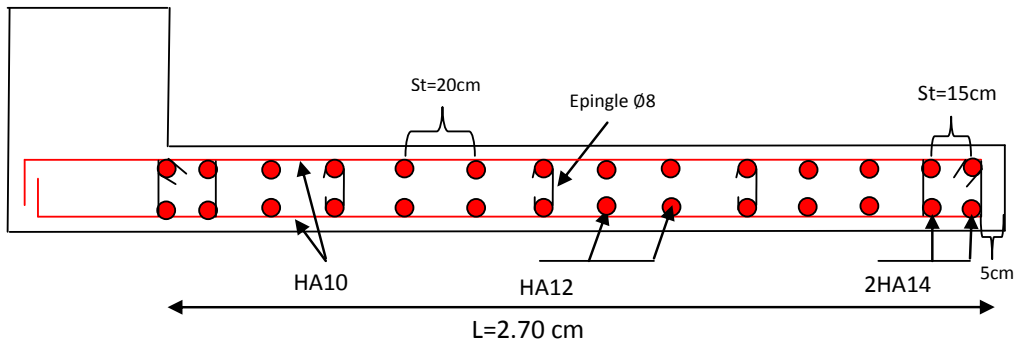


Figure 2: Schémas de ferrailage du voile Vx2

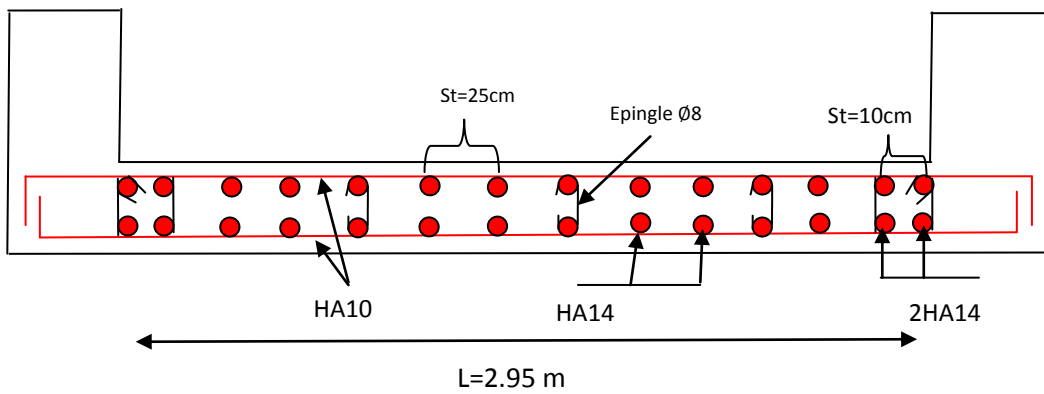


Figure 3: schémas de ferrailage du voile Vy3

Schémas de Ferrailage du Linteau :

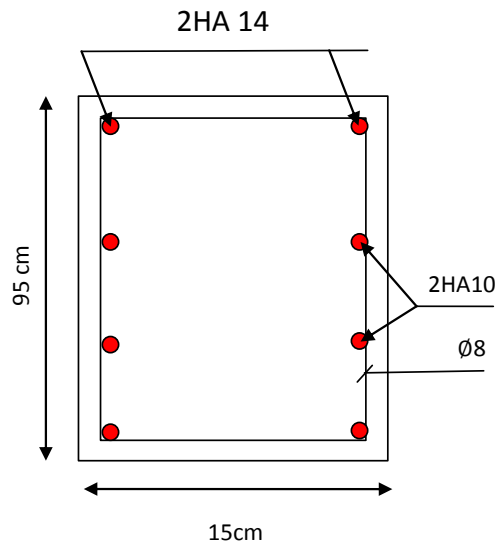


Figure 4: Schémas de Ferrailage du Linteau

# *Chapitre VI :*

## *Etude des fondations*

### VI.1. Introduction :

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol, Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où par des éléments spéciaux (puits, pieux).

### VI.2. Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- La Profondeur du bon sol

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

D'après le rapport du sol , La structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **1.60 bar** pour une profondeur au moins de **1.50 m** par rapport à la côte du terrain naturel.

### VI.3. Etude des fondations

#### Combinaisons de calcul

D'après le **RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées, sous les combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \\ ELU \\ ELS \end{array} \right.$$

**VI.3.1. Vérification de la semelle isolée**

En premier lieu, on propose des semelles isolées donc la vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \textcircled{1}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N : l'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel **ETABS V16**.

$N = 2227.6925 \text{ KN}$

S : surface d'appui de la semelle.  $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.  $\bar{\sigma}_{sol} = 1.60 \text{ bar}$

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{A}{a} b \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

Avec :

a, b : dimensions d'avant poteau.

On remplace  $\textcircled{2}$  dans l'équation  $\textcircled{1}$  on trouve :

$$A \geq \sqrt{\frac{N \times a}{\bar{\sigma}_{sol} \times b}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{2227.69 \times 0.7}{160 \times 0.6}}$$

$$\Rightarrow A \geq 4.03 \text{ m}$$

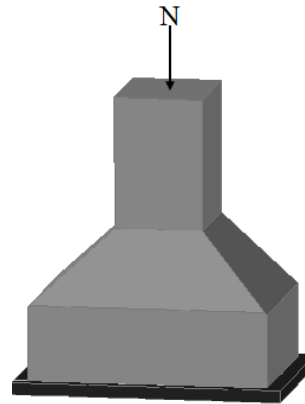


Figure 1: Vu en 3D d'une Semelle isolée.

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 3.3 m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

**VI.3.2. Vérification de la semelle filante**

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons en utilisant le logiciel **ETABS V16**, pour tiré les efforts normaux situé sous les fils des portiques.

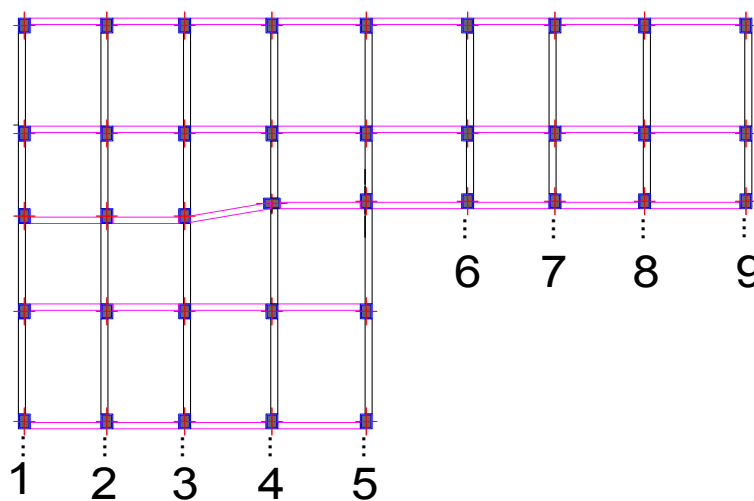


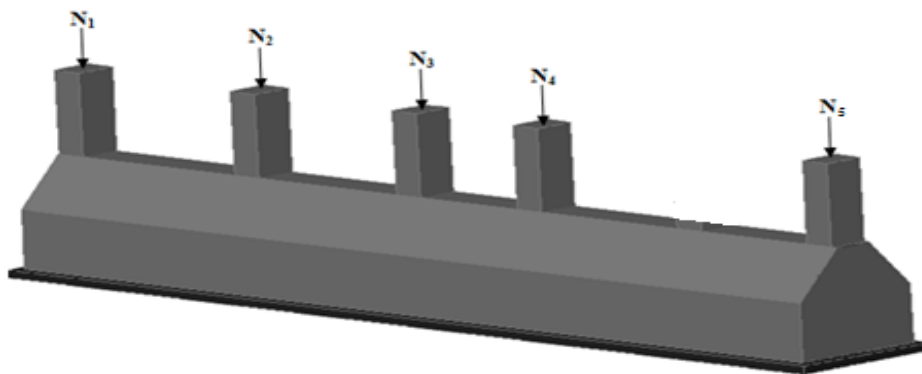
Figure 2: Les différentes files des semelles filantes

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 1:** Les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.

Les files	1	2	3	4	5	6	7	8	9
La somme (KN)	8059.74	7318.928	8572.28	9373.10	9804.90	4698.42	5132.85	4262.17	3945.63

D'après les résultats de tableau précédant on constate que la file numéro 5 est la plus sollicitée.



**Figure 3:** Vu en 3D d'une semelle filante

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante :

Données :  $L = 18.80 \text{ m}$  ;  $N = 9804.90 \text{ KN}$  ;  $\sigma_{sol} = 160 \text{ KPa}$

On a:

$$S_{Semelle} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{9804.90}{160 \times 18.80} \Rightarrow B \geq 3.26 \text{ m}$$

**Remarque :**

Il est impossible d'adopter ce type de semelle car leur largeur minimale (3.26 m ) est trop proche des entraxes (entre axe minimal = 3.40 m ).d'ou la difficulté de réaliser les fouilles nécessaire a ces semelles .

VI.3.3. Etude du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les piliers de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

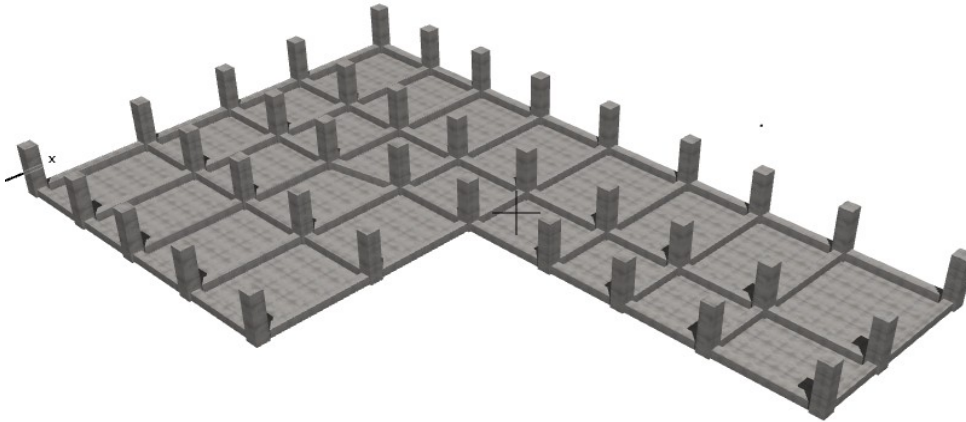


Figure 4: Vu en 3D d'un Radier nervurer

VI.3.3.1. Pré dimensionnement :

Condition de coffrage

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \end{cases}$$

Avec :

$h_r$  : hauteur de la dalle.

$h_t$  : hauteur des nervures.

$L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ( $L_{max} = 5.30$  cm).

Donc :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{530}{20} = 26.50 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{530}{10} = 53 \text{ cm} \end{cases}$$

Condition de rigidité :

On dit qu'un radier est rigide si :

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{\frac{(4 \cdot E \cdot I)}{(K \cdot b)}} \end{cases}$$

Avec :

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

K : coefficient de raideur du sol (pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^7$  KN /m<sup>3</sup>).

E : module d'élasticité du béton :  $E = 3.216 \times 10^7$  KN/m<sup>2</sup>.

b: largeur de la semelle.

I : moment d'inertie de la semelle ;



Soit :

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

Avec :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (5.30)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 78.49 \text{ cm}$$

D'où :  $h_t = 80 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3.216 \times 10^7 \times (0.80)^3}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3.42 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5.30 \leq \frac{\pi}{2} \times 3.42 = 5.37 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Calcul de la surface du radier :**

On a :  $N = 61168.0588 \text{ KN} \dots \dots \dots$  (combinaison ELS)

Soit :

$$S_{radier} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{61168.0588}{160} = 382.30 \text{ m}^2$$

On prend :  $S_{radier} = S_{batiment} = 410 \text{ m}^2$

Poids propre du radier :  $S_{radier} \times e_{radier} \times 25 = 3075 \text{ KN}$

$N_{total} = 64243.01 \text{ KN}$

**VI.3.3.2. Vérification des contraintes dans le sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_{sol} = 0.16 \text{ MPa}$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

En utilisant, le programme « **GEOSEC** », on obtiens les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} I_x = 11329.39 \text{ m}^4 \\ I_y = 29144.3945 \text{ m}^4 \end{cases} \quad \begin{cases} X_G = 12.362 \text{ m} \\ Y_G = 11.116 \text{ m} \end{cases}$$

Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

**Sens X-X :**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{64.24305}{410} + \frac{3.058}{11329.39} \times 11.1164 = 0.159 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{64.24305}{410} - \frac{3.058}{11329.39} \times 11.1164 = 0.153 \text{ MPa} \end{cases}$$

On trouve :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.159 + 0.153}{4} = 0.157 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \textit{vérifiée}$$

Sens Y-Y :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{64.24305}{410} + \frac{33.031}{29144.3645} \times 12.362 = 0.170 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{64.24305}{410} - \frac{109.929}{29144.3645} \times 12.362 = 0.110 \text{ MPa} \end{cases}$$

On obtient donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.170 + 0.110}{4} = 0.155 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \textit{vérifiée}$$

**VI.3.3.3. Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2S_{rad}} = \frac{61168.058 \times 5.30}{2 \times 410} = 395.35 \text{ KN}$$

Donc :

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{395.35 \times 10^{-3}}{1 \times 2.5} = 0.158 \text{ m}$$

On prend :  $d = 20 \text{ cm}$

**VI.3.3.4. Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_d$  : effort normale.

$h_t$  : hauteur total de radier.

Le poteau le plus sollicité est le poteau  $(60 \times 70) \text{ cm}^2$ , le périmètre d'impacte  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2(A \times B)$

Tel que :

$$\{ A = a + h_t = 0.6 + 0.80 = 1.50 \text{ m}$$

$$\{ B = b + h_t = 0.7 + 0.80 = 1.50 \text{ m}$$

Soit :  $U_c = 5.80 \text{ m}^2$  et  $N_d = 3514.84 \text{ KN}$

$$N_d = 3.514 \text{ MN} < 0.045 \times 5.80 \times 0.80 \times \frac{25}{1} = 5.22 \text{ MN} \dots \dots \dots \textit{vérifiée}$$

**Donc, pas de risque de poinçonnement.**

**VI.3.3.5. Vérification de la poussée hydrostatique**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$f_s$  : Coefficient de sécurité ( $f_s = 1.15$ ) ;

$H$  : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ( $H = (3.40) + 0.80 = 4.20 \text{ m}$ )

$S_{rad}$  : Surface du radier ( $S_{rad} = 410 \text{ m}^2$ ) ;

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ ).

$N = 61168.058 \text{ KN} \geq 1.15 \times 4.20 \times 410 \times 10 = 19803 \text{ KN} \dots \dots \dots$  *vérifiée*

**VI.3.3.6. Vérification de la stabilité au renversement**

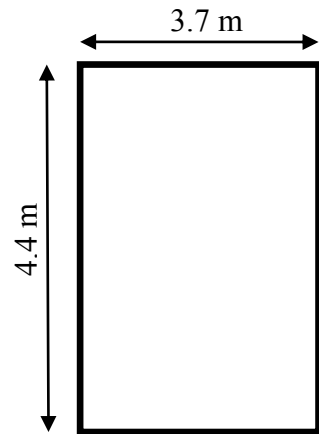
Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ Sens X-X

$e = \frac{3.058}{61.168054} = 0.040 < \frac{31.7}{4} = 7.92 \text{ m} \dots \dots \dots$  *vérifiée*

✓ Sens Y-Y

$e = \frac{33.031}{61.168054} = 0.54 < \frac{19.5}{4} = 4.87 \text{ m} \dots \dots \dots$  *vérifiée*



Le panneau le plus sollicité.

**VI.3.3.7. Ferrailage du radier**

**Calcul des sollicitations**

**A L'ELU :**

On a :  $q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} * 1.35 G_0$

- **Calcul du poids propre du radier**

$G_0 = 25 * 0.30 = 7.5 \text{ KN/m}^2$

Donc :

$q_u = \frac{83801.43}{410} + 1.35 * 7.5 = 214.52 \text{ KN/m}^2$

Pour le panneau le plus sollicité On a:

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.7}{4.4} = 0.84 > 0.4 \implies$  la dalle travail dans les deux sens.

D'où :  $\rho = 0.84 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases}$

**Calcul des moments isostatiques**

$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0517 \times 214.52 \times 3.7^2 = 151.83 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.6678 \times 151.83 = 101.39 \text{ KN.m} \end{cases}$

**Les moments corrigés**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 129.05 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 86.18 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -75.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de (b × h)

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans le tableau suivant :

*Tableau 2: ferrailage de radier*

Localisation		M <sub>t</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Nombre de barres	S <sub>t</sub> (cm)
Travée	x-x	129.05	14.03	7HA16=14.07	15
	y-y	86.18	8.98	8HA12=9.05	12
Appui		-75.91	7.91	7HA12=7.92	15

• **Condition de non fragilité**

On a:  $\begin{cases} \rho = 84 > 0.4 \\ e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \implies \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.84}{2}\right) \times 0.3 \times 1 = 2.59 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 1 \times 0.3 = 2.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

en appuis  $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.02 \text{ cm}^2$

**Effort tranchant :**

**Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ MPa}$$

On a :

$$V_x = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{214.52 \times 3.7}{2} \times \frac{(4.4)^4}{(3.7)^4 + (4.4)^4} \Rightarrow V_x = 264.55 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{Q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{214.52 \times 4.4}{2} \times \frac{(4.4)^4}{(3.7)^4 + (4.4)^4} \Rightarrow V_y = 124.04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{264.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} = 1.05 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**Vérifications à l'ELS**

On a:  $q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0$

Donc :  $q_s = \frac{61168.58}{410} + 7.5 = \frac{156.69 \text{ KN}}{m^2}$

Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = 125.70 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 96.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 106.84 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 81.79 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -62.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes :

Tableau 3: Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs	σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub> (MPa)	Obs
Travée	x-x	106.84	8.377	77913.16	11.48 < 15	vérifiée	341.92 > 201.63	N.vérifiée
	y-y	81.79	6.99	55416.28	10.32 < 15	vérifiée	398.68 > 201.63	N.vérifiée
Appui		-62.85	6.61	49804.05	8.34 < 15	vérifiée	348.11 > 201.63	N.vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS

Tableau 4: Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	β	α	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Nombre de barres	S <sub>t</sub> (cm)
Travée	x-x	106.84	0.0084	0.41	24.61	8HA20=25.13	10
	y-y	81.79	0.0064	0.36	18.44	10HA16=20.11	10
Appui		-62.85	0.0049	0.36	14.17	8HA16=16.08	12

VI.3.3.8. Schéma de ferrailage

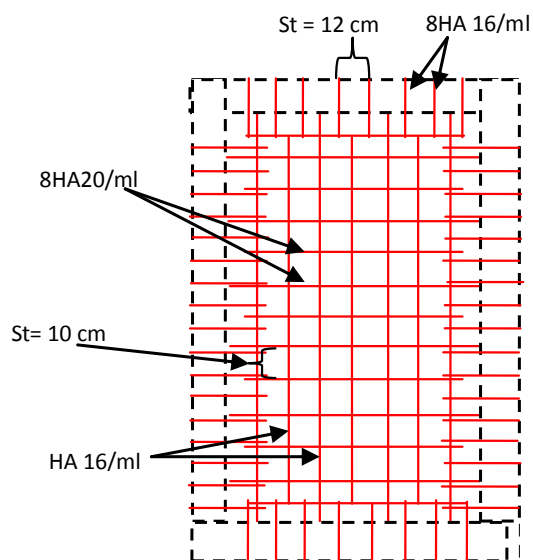


Figure 5: schémas de ferrailage du radier

### VI.3.4. Etude des nervures

Les nervures sont des poutres en sections T é renversé servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par équivalentes uniformément réparties comme indiqué sur la figure suivante :

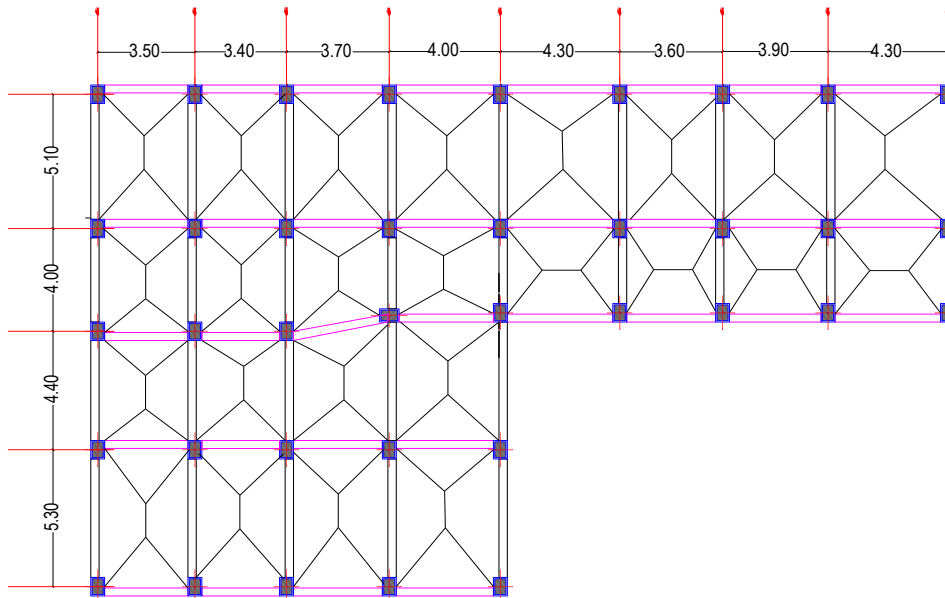


Figure 6: Schéma des lignes de ruptures

#### VI.3.4.1. Méthode de calcul

- Charges triangulaires

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée :

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée :

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

**Remarque :** Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

• Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

$q_m$  : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

$q_v$  : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$P$  : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

VI.3.4.2. Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

• Sens X-X :

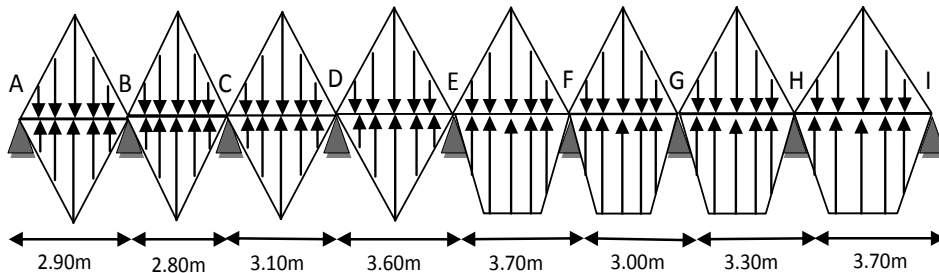


Figure 7:répartition des charges selon sens x-x

• Sens Y-Y :

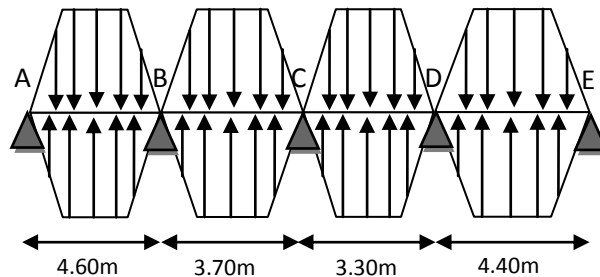


Figure 8:répartition des charges selon sens y-y

Calcul de chargement

Détermination de  $P_u$  et  $P_s$  :

On a :

$$\left\{ \begin{aligned} N'_u &= N_u - N_{ner} = 97290.19 - 1.35 \times 3396.99 = 92704.257 \text{ KN} \\ N'_s &= N_s - N_{ner} = 71113.486 - 3396.99 = 67716.496 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} N'_u &= N_u - N_{ner} = 97290.19 - 1.35 \times 3396.99 = 92704.257 \text{ KN} \\ N'_s &= N_s - N_{ner} = 71113.486 - 3396.99 = 67716.496 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

Donc :

$$\begin{cases} P_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = \frac{92704.257}{407} = 227.78 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = \frac{67716.496}{407} = 166.38 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

**VI.3.4.3. Exemple de calcul :**

**Travée AB :**

On a un chargement trapézoïdal, donc le calcul se fait comme suit :

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} q_m^u = 414.74 \text{ KN/m} \\ q_m^s = 302.93 \text{ KN/m} \\ q_v = 311.05 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Le reste des résultats sont résumées dans le tableau suivant :

*Tableau 5: Les chargements sur les travées sens X-X.*

Chargement	$q_m^u$ (KN/m)	$q_m^s$ (KN/m)	$q_v$ (KN/m)
AB	414.74	302.93	311.05
BC	400.44	292.49	300.33
CD	443.34	332.51	323.83
DE	514.85	336.14	376.06
EF	525.07	383.53	394.88
FG	449.42	328.53	337.87
GH	471.94	344.72	353.96
HI	525.07	383.53	394.88

*Tableau 6: Les chargements sur les travées sens Y-Y.*

Chargement	$q_m^u$ (KN/m)	$q_m^s$ (KN/m)	$q_v$ (KN/m)
AB	590.58	431.37	456.66
BC	521.18	380.68	393.38
CD	516.19	377.04	388.33
DE	579.88	423.56	445.88

**Calcul des sollicitations**

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

Donc :

$$P_{ner}^U = 1.35 \times b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 1.35 \times 0.7 \times 0.95 \times 25 = 22.444 \text{ KN/m}$$

$$P_{ser}^S = b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 0.7 \times 0.95 \times 25 = 16.625 \text{ KN/m}$$



Sens X-X :

✓ A l'ELU

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

*Tableau 7: Les sollicitations à l'ELU sens X-X.*

Travées	L (m)	$q_m$ (KN/m)	$q_v$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$x_0$ (m)	$M_o$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
AB	3.5	414.7 4	331.05	0	-597.71	1.338	599.87	371.38	373.57	-715.11
BC	3.4	400.4 1	300.33	-597.71	-488.75	1.78	577.31	36.64	542.60	-478.52
CD	3.7	443.3 4	323.83	-488.75	-405.05	1.90	758.09	312.34	668.59	-626.74
DE	4	514.8 5	376.06	-405.05	-541.79	1.93	1028.5 8	557.42	773.05	-731.20
EF	4.3	525.0 5	394.88	-541.79	-677.62	2.09	1212.6 2	604.81	817.40	-880.58
FG	3.6	449.4 2	337.87	-677.62	-597.73	1.85	727.52	90.93	630.36	-585.98
GH	3.9	471.9 4	353.96	-587.73	-491.55	2.008	896.48	353.42	717.45	-662.99
HI	4.3	525.0 7	394.88	-889.17	0	2.54	1172.8 1	809.70	1055.7 7	-642.21

✓ L'ELS

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

**Tableau 8:** Les sollicitations à l'ELS sens X-X.

Travées	L (m)	$q_m$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$x_0$ (m)	$M_o$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
AB	3.5	302.93	0	-436.58	1.338	438.15	271.25
BC	3.4	292.49	-436.58	-356.99	1.78	421.71	26.80
CD	3.7	332.51	-356.99	-300.53	1.896	568.66	240.60
DE	4	386.14	-300.53	-406.35	1.93	771.36	419.75
EF	4.3	383.53	-406.35	-560.81	2.09	885.81	433.48
FG	3.6	328.27	-500.81	-436.60	1.85	531.32	63.58
GH	3.9	344.72	-436.60	-359.04	2.008	654.82	258.15
HI	4.3	383.53	-649.48	0	2.54	856.66	591.43

sens Y-Y

✓ A l'ELU

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

**Tableau 9:** Les sollicitations à l'ELU sens Y-Y

Travées	L (m)	$q_m$ (KN/m)	$q_v$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$x_0$ (m)	$M_o$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
AB	5.3	590.58	456.66	0	-1951.69	2.02	1958.70	1212.64	841.91	-1578.39
BC	4.4	521.18	393.38	-1951.69	-1475.09	2.407	1250.09	441.37	973.55	-757.33
CD	4	516.19	388.33	-1475.09	-694.07	2.379	995.31	-15.63	972.14	-581.58
DE	5.1	579.88	445.88	-1330.07	0	3	1826.62	1278.94	1397.70	-876.19

✓ A l'ELS

**Tableau 10:** Les sollicitations à l'ELS sens Y-Y

Travées	L (m)	$q_s$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$x_0$ (m)	$M_o$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
AB	3.5	431.37	0	-1425.55	2.02	1430.67	885.73
BC	3.4	380.68	-1425.55	-1078.09	2.407	913.09	322.38
CD	3.7	377.04	-1078.09	-506.98	2.379	727.06	-11.36
DE	4	423.56	-971.53	0	3	1334.21	934.57

**VI.3.4.4. Ferrailage des nervures**

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple.

- **Détermination de la largeur b selon les deux sens**

Donnés :

$$\begin{cases} h = 0.80 \text{ m} ; h_0 = 0.3 \text{ m} \\ b_0 = 0.6 \text{ m} ; d = 0.75 \text{ m} \end{cases}$$

✓ **Sens X-X :**

On a :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \dots \text{CBA (Art 4.1.3)}$$

$$\frac{b - 0.6}{2} \leq \min\left(\frac{2.8}{2}; \frac{2.6}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.6}{2} \leq \min(1.40; 0.26) = 0.26 \text{ m}$$

Donc : b = 1.10 m = 110 cm

✓ **Sens Y-Y :**

$$\frac{b - 0.6}{2} \leq \min\left(\frac{4.7}{2}; \frac{2.80}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.7}{2} \leq \min(2.35; 0.28) = 0.28 \text{ m}$$

Donc : b = 1.15 m = 115 cm

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

**Tableau 11: Calcul des ferrailages**

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix des barres
x-x	travée	809.70	28.51	9.96	10HA20=34.42 cm <sup>2</sup>
	appui	-1212.62	43.94	9.96	9HA25=44.18 cm <sup>2</sup>
y-y	travée	1278.94	46.34	10.41	10HA25=49.09 cm <sup>2</sup>
	appui	-1458.70	53.63	10.41	12HA25=58.91 cm <sup>2</sup>

**Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

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

Avec :  $\bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } x - x: \tau_u = \frac{1050.77 \times 10^{-3}}{1.1 \times 0.75} = 1.25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \text{Sens } y - y: \tau_u = \frac{1578.39 \times 10^{-3}}{1.15 \times 0.75} = 1.83 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

**Vérification de la jonction de table nervure**

$$\tau_u = \frac{v_u \left( \frac{b-b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Sens X-X  $\Rightarrow \tau_u = \frac{1050.77 \times \left( \frac{1.1-0.6}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.75 \times 0.3 \times 1.1} = 1.17 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$

Sens Y-Y  $\Rightarrow \tau_u = \frac{1640.78 \times \left( \frac{1.15-0.6}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.75 \times 0.3 \times 1.15} = 1.86 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$

**Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau 12: Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
x-x	travée	591.43	21.426	1713370.06	7.396 < 15	<i>vérifiée</i>	277.39 > 201.63	N.vérifiée
	appui	-885.81	24.63	2229214.34	9.789 < 15	<i>vérifiée</i>	300.20 > 201.63	N.vérifiée
y-y	travée	934.17	25.24	2439619.45	9.66 < 15	<i>vérifiée</i>	285.79 > 201.63	N.vérifiée
	appui	-1130.67	27.12	2790382.57	10.91 > 15	<i>vérifiée</i>	290.99 > 201.63	N.vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS

Tableau 13: Le calcul des armatures à l'ELS

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	$\beta_3$ (10 <sup>-3</sup> )	$\alpha$	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Nombre de barres (cm <sup>2</sup> /ml)
x-x	travée	591.43	4.70	0.326	43.88	10HA25=49.09
	appui	-885.81	7.10	0.326	65.72	6HA32+4HA25=67.89
y-y	travée	934.17	7.10	0.326	69.31	6HA32+6HA25=77.70
	appui	-1130.67	8.66	0.410	86.94	12HA32=96.51

**Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t^{\max} \right] \leq 32 \text{ mm, alors } \phi_t = 10$$

$$A_t = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} 1 - S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \\ 2 - S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 78.5 \text{ cm} \\ 3 - S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \leq 27.55 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Les armatures de peau :**

Vu la hauteur des nervures il est préconisé de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$$A_p = 0.2\%(b_0 \times h) = 0.002 (60 \times 90) = 10.08 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA16 = 12.06 cm<sup>2</sup>**

**VI.3.4.5. Schémas de ferrailage :**

Tableau 14: Schémas de ferrailage

	travée	appui
sens X-X		
sens Y-Y		

## VI.4. Etude de voile périphérique

### VI.4.1. Introduction

Selon le **RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15 cm ;
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

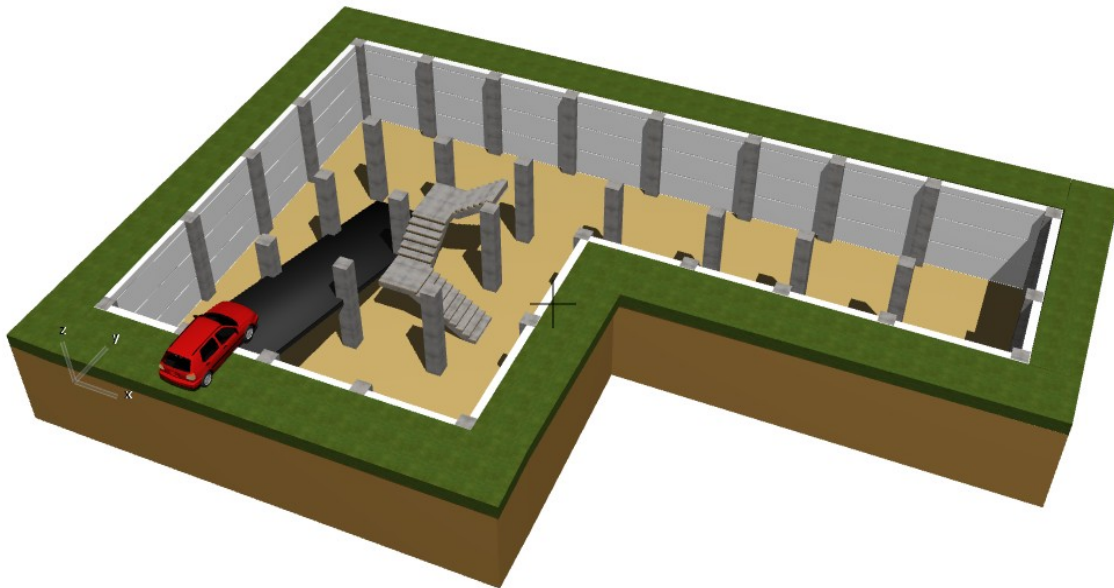


Figure 9: Vu en 3D des voiles périphériques réaliser avec le logiciel ArchiCAD 16

### VI.4.2. Dimensionnement des voiles

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 3.40 \text{ m} \\ \text{longueur } L = 5.30 \text{ m} \\ \text{épaisseur } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

### VI.4.3. Caractéristiques du sol

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique : } \gamma = 20 \text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0.14 \text{ bars} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 8^\circ \end{array} \right.$$

### VI.4.4. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- ✓ **Poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3.40 \times 20 \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{8}{2} \right) - 2 \times 14 \times \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{8}{2} \right) \Rightarrow G = 30.22 \text{ KN/m}^2$$

## ✓ La surcharge accidentelle :

On a :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times C}{\gamma \times h} \times \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{8}{2} \right) - \frac{2 \times 14}{20 \times 3.40} \times \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{8}{2} \right) \Rightarrow Q = 7.55 \text{ KN/m}^2$$

**VI.4.5. Ferrailage du voile périphérique****Méthodologie de calcul**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

## ✓ A l'ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 7.55 = 8.835 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 30.22 + 1.5 \times 7.55 = 52.12 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 7.55 = 8.835 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 30.22 + 1.5 \times 7.55 = 52.12 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 52.12 + 8.835}{4} = 40.97 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 40.97 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_x = 3.40 \text{ m} \\ l_y = 5.30 \text{ m} \end{array} \right. \quad \text{Et} \quad \left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ ml} \\ e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.40}{5.30} = 0.64 > 0.4 \Rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens.}$$

**Calcul des moments isostatiques**

On a :

$$\rho = 0.64 \quad \Longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0765 \\ \mu_y = 0.3472 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0765 \times 40.97 \times 3.40^2 = 36.23 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.3472 \times 36.23 = 12.58 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Les moments corrigés**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 36.23 = 30.79 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 12.58 = 10.69 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 36.23 = -18.11 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Le ferrailage se fait pour une section de  $(b \times e) \text{ m}^2$ .



Les résultats de calcul de ferrailage sont dans le suivant :

Tableau 15: Le calcul de ferrailage

localisation		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travées	X-X	30.79	0.096	0.127	0.14	5.5	2	6HA12 = 6.79
	Y-Y	10.69	0.033	0.043	0.15	1.78	2	4HA8 = 2.01
Appui		-18.11	0.0567	0.073	0.15	3.02	2	3HA12 = 3.39

Avec :  $A_{min} = 0.1\% \times b \times h$

**Espacements**

$$\begin{cases} \text{sens X - X: } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{sens Y - Y: } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**Les Vérifications :**

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

On a :  $\begin{cases} \rho = 0.64 > 0.4 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases}$

$$\begin{cases} A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.64) \times 100 \times 20 = 1.888 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**Calcul des efforts tranchants**

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{40.97 \times 3.40}{2} \times \frac{(5.30)^4}{(5.30)^4 + (3.4)^4} = 59.56 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{40.97 \times 5.30}{2} \times \frac{(3.40)^4}{(5.30)^4 + (3.40)^4} = 15.72 \text{ KN} \end{cases}$$

**Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{59.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.35 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Calcul des moments**

On a :  $\rho = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0819 \\ \mu_y = 0.5117 \end{cases}$

Soit

$\begin{cases} \sigma_{max} = G + Q = 30.22 + 7.55 = 37.77 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = Q = 7.55 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

Donc

$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 37.7 + 7.55}{4} = 30.21 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 30.21 \text{ KN/m} \end{cases}$

**Les moments isostatiques**

$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0819 \times 30.21 \times 3.40^2 = 28.60 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.5117 \times 28.60 = 14.63 \text{ KN.m} \end{cases}$

**Les moments corrigés**

$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 28.60 = 24.31 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 14.63 = 12.43 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 28.60 = -14.30 \text{ KN.m} \end{cases}$

**Vérification des contraintes**

$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \end{cases}$

Tableau 16: Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	24.31	4.60	14260.63	7.84 < 15	vérifiée	265.88 > 201.63	N.vérifiée
	y-y	12.43	2.72	5217.36	6.48 < 15	vérifiée	438.81 > 201.63	N.vérifiée
Appui		-14.30	3.34	8152.15	6.017 < 15	vérifiée	304.43 > 201.63	N.vérifiée

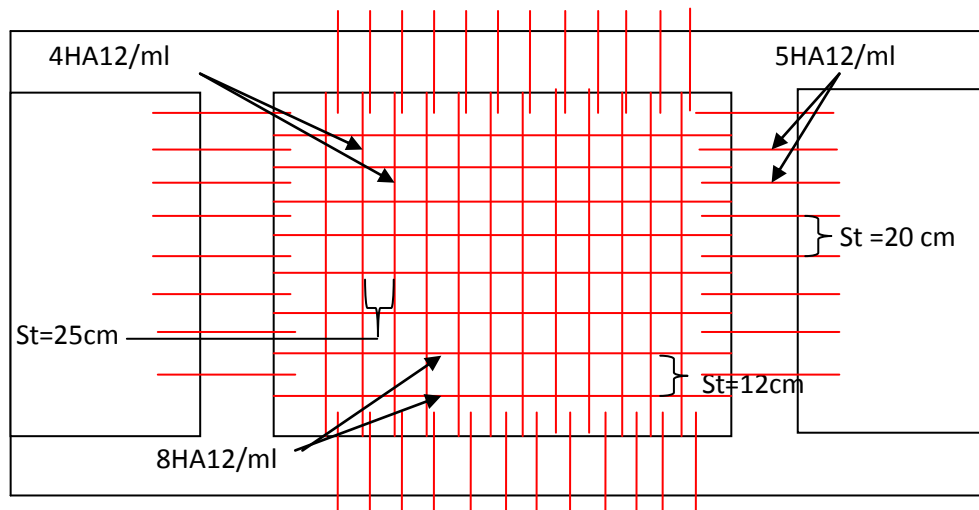
La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

**les armatures à l'ELS :**

Tableau 17: Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	β (10 <sup>-3</sup> )	α	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Nbr de barres	S <sub>t</sub>
Travée	x-x	24.31	0.0053	0.311	8.97	9.05	8HA12	12
	y-y	12.43	0.0027	0.222	4.44	4.52	4HA12	25
Appui		-14.30	0.0031	0.238	5.14	5.65	5HA12	20



#### VI.4.6. Schémas Ferrailage du voile périphérique



*Figure 10: schémas de Ferrailage du voile périphérique.*

#### VI.5. Conclusion

Au terme de ce chapitre ; un type de fondation a été choisi pour notre structure ce choix s'est effectué en respectant les critères de résistance , facilité d'exécution et de la stabilité de l'ouvrage .Le type de fondation choisi est un radier, ce dernier a été étudié et ferrailé Notre structure ayant un sous-sol ; un voile périphérique est prévu , ce dernier a été étudié et ferrailé.



# *Conclusion générale*

## *Conclusion Générale*

---

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer et d'enrichir toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation des logiciels ETABS, autocad etc. Les points important tirés de cette étude sont :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
3. Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
4. La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
5. Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

# *Bibliographie*

---

- ❖ **Le CBA93** : (Code De Béton Armé).
- ❖ **Le RPA 99 révisée 2003** : (Règlement Parasismique Algérien).
- ❖ **Le BAEL 91 modifiées 99** : (Béton Armé Aux Etats Limites). Edition Eyrolles,  
Troisième édition 2000.
- ❖ **DTR-BC2.2** : (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges, Edition CGS,  
Octobre 1988.).
- ❖ **DTR-BC2.331** : (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- ❖ Mémoires de fin d'étude.

# Annexe I

## VII. CONCLUSION

Le projet concerné par l'étude est situé sur un terrain doté d'une pente faible à moyenne, il est limité au Nord par les lot N° 159 et lot 160, au Sud par une piste menant vers la RN12, à l'Est par les lot N° 161 et lot 307 et à l'Ouest par le lot N° 163.

Le sous-sol du site est constitué par des :

- Argiles limoneuses
- Argiles marneuses gravo-caillouteuses,
- Marnes gréseuses légèrement argileuses associées à des débris de marnes compactes.

Compte-tenu de la nature des formations rencontrées et les résultats des essais pénétrométriques, nous vous recommandons des fondations superficielles ancrées à **1.50m** de profondeur et de prendre une contrainte admissible de **1.60 bars**

Afin d'assurer la stabilité des fondations et de l'ensemble du versant, il y'a lieu:

- D'opter pour des terrassements en gradin.
- Réaliser des dispositifs de confortements des talus.
- D'effectuer un bon système de drainage des eaux pluviales.

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques Algériennes RPA 99, révisé en 2003, la région de Bejaia est classée en zone **Ila**, de sismicité moyenne, d'où Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés de l'infrastructure.

Les analyses chimiques indiquent que ces sols présentent une faible agressivité pour les bétons hydrauliques de l'infrastructure

Ingénieur Chargé De L'étude

L.BENMEZIANE

Le Directeur

Service de Labo  
A. KACI



## Annexe II

Valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  pour le calcul des dalles pleines

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000



## Annexe III

### SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N armature  $\phi$  en mm

**Tableau des Armatures**

<b><math>\Phi</math></b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



## Annexe V

Caractéristiques générales													
Installation		en simprix pour les dispositions en batterie, consulter la table T31				Alimentation		collective descendante sélective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale trafic intense					
Nombre de faces de service		simple accès				Portes automatiques							
Distance mini entre niveaux		255 cm											
Hauteur sous dalle (2)	HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN		
		BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
					In	Id	In	Id					
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	460	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
530		260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33000	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	36000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	4000
590		260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	4000

## Annexe VI

### Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

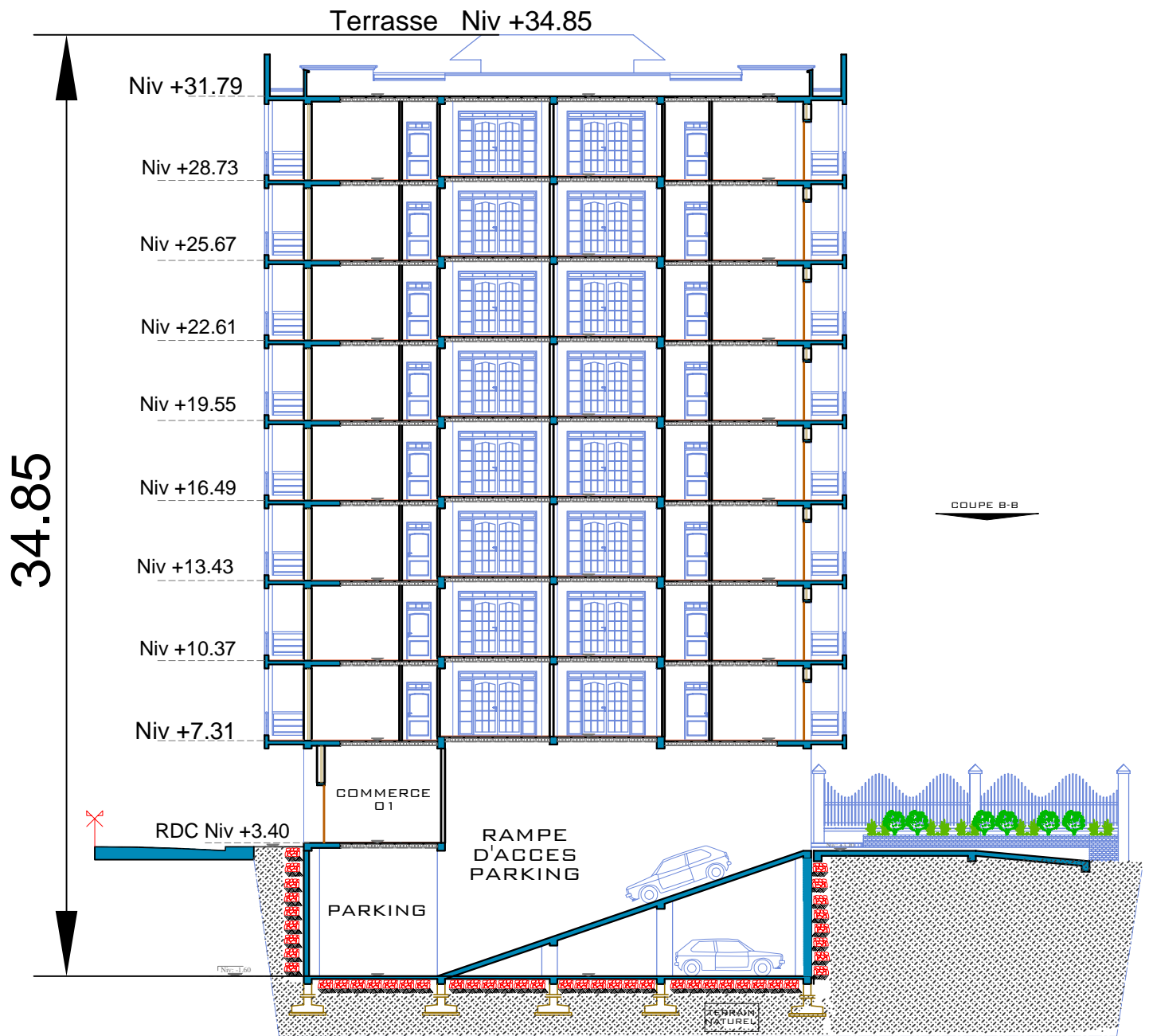
$$Lx \times Ly$$

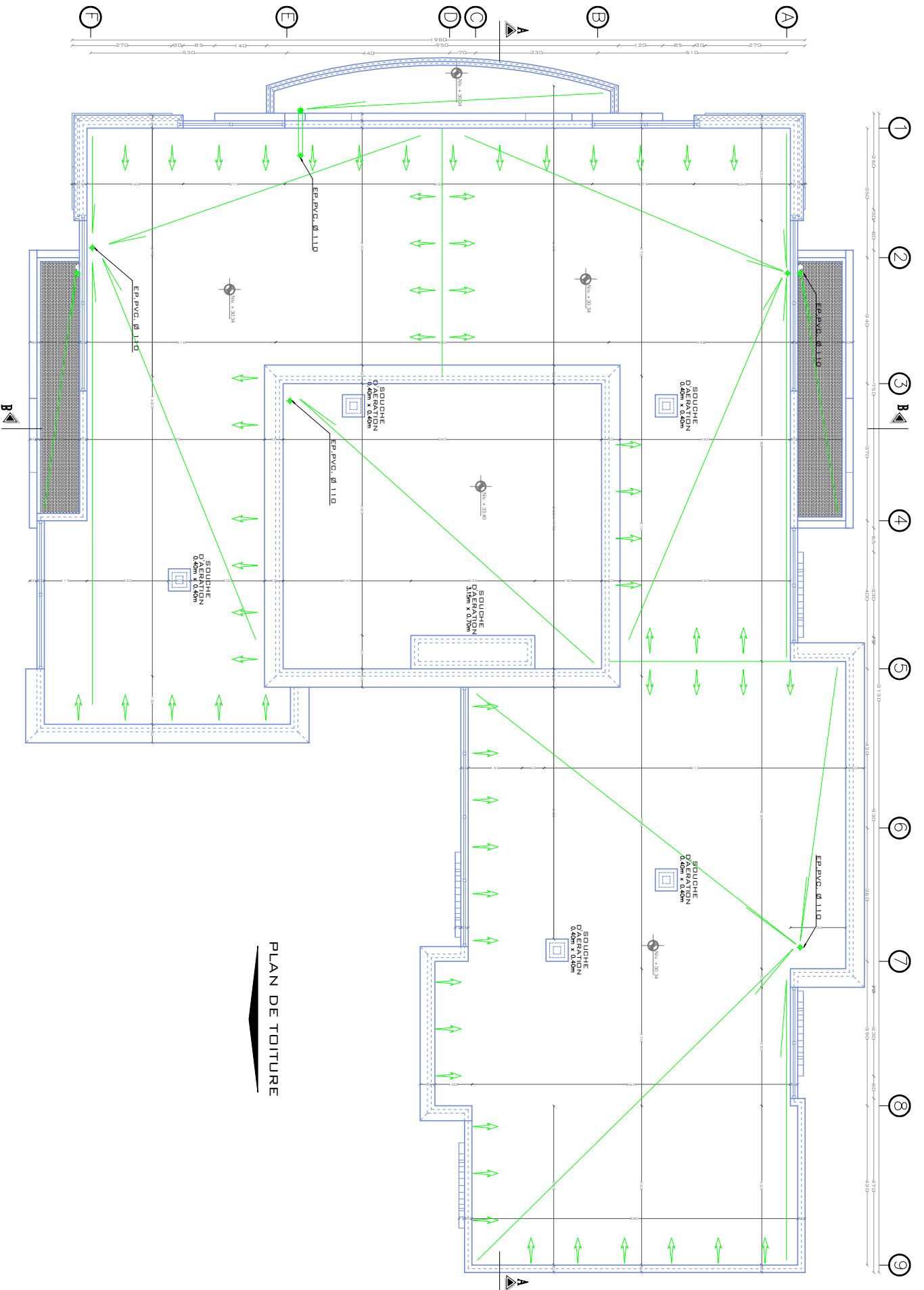
Avec  $Lx < Ly$ .

$$\rho = 0.8$$

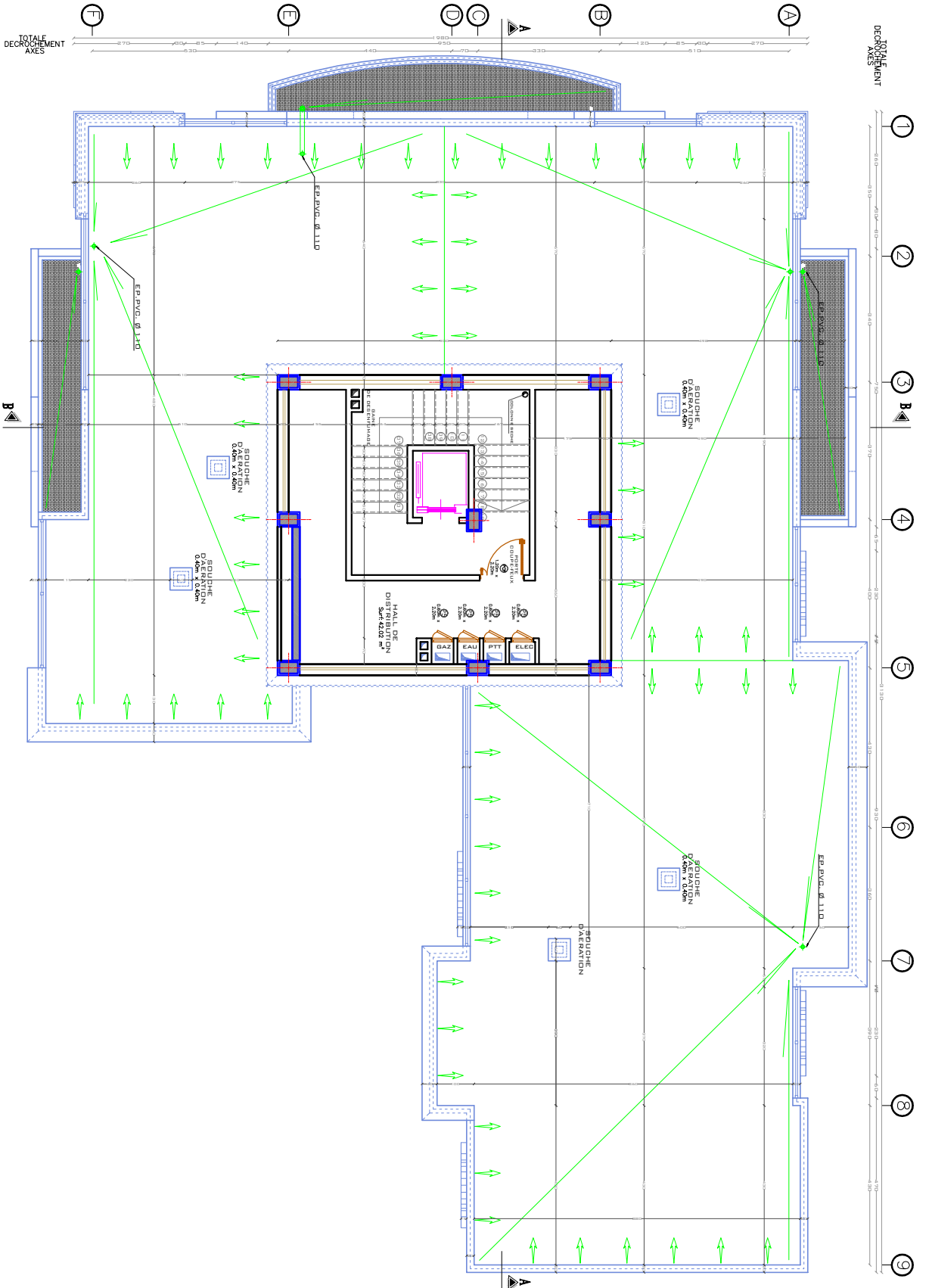
$\rho = 0.8$

$\frac{u}{x}$ \ / \ $\frac{v}{y}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
<i>Valeurs de M<sub>1</sub></i>	0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
	0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
	0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
	0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,073
	0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
	0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
	0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
	0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
	0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
	0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
	1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
<i>Valeurs de M<sub>2</sub></i>	0,0	—	0,282	0,231	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
	0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083
	0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
	0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
	0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,052
	0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047
	0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,058	0,055	0,051	0,047	0,043
	0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
	0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
	0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
	1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027





PLAN DE TOITURE



TOTALES  
DECROQUEMENT  
AXES

1 2 3 4 5 6 7 8 9

PLAN DE TERRASSE





