



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Bgayet  
Université de Béjaïa

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

Université A. MIRA de Bejaïa  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

# Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention d'un diplôme du Master 2 en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

**Thème :**

ETUDE D'UN BATIMENT (R+9+SOUS-SOL) A USAGE MULTIPLE  
(COMMERCIAL, SERVICE ET HABITATION) CONTREVENTE PAR UN  
SYSTEME MIXTE (VOILES-PORTIQUES)

**Réalisé par :**

- **ACHOUR Abdelkader**
- **NESSARK Imad-Eddine**

**promotrice :**

**Mme :DJERROUD.T**

**Membres de jury :**

**M<sup>r</sup>: OUDNIN**

**M<sup>r</sup>: LABIODH.B**

Promotion :2015-2016

# Remerciements

- ❖ *Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*
- ❖ *C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice Mme DJERROUD.T. pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.*
- ❖ *Nous faisons également cette opportunité pour remercier les membres de bureau d'étude B.A.R.T, et particulièrement M<sup>r</sup>. Nadir et M<sup>elle</sup> .Nawal qui nous ont beaucoup aidé pour élaborer ce travail.*
- ❖ *Ainsi nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce mémoire et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*
- ❖ *Nous remercions également l'ensemble des enseignants du département de génie civil.*
- ❖ *Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.*

# *Dédicaces*

*En signe de respect et reconnaissance je dédie ce modeste travail à :*

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

*A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études*

*A mes très chers frères et sœurs.*

*A toute ma famille sans exception.*

*A tous mes amis (es)*

*A toute la promotion de master2 génie civil.*

*A celui qui m'a collaboré dans la réalisation de ce mémoire, à toi Imad.*

***ACHOUR ABDELKADER***

*Je dédie ce travail à :*

*Ma mère, source de tendresse et d'amour pour leur soutien tout long de ma vie scolaire*

*Mon père, qui a toujours soutenu et qui a fait tout possible pour m'aider*

*Mes frères et sœurs, que j'aime beaucoup*

*Ma grande famille*

*Mes amis (es)*

*A toute la promotion de master2 génie civil.*

*A celui qui m'a collaboré dans la réalisation de ce mémoire, à toi Abdelkader.*

***NESSARK IMAD-EDDINE***

# Sommaire

## Introduction générale

### Chapitre I : Généralités

I. 1. Introduction : .....	1
I. 2. Présentation de l'ouvrage : .....	1
I. 2.1. Caractéristique géométrique du bâtiment : .....	1
I. 3. Données géotechniques du site : .....	2
I. 4. Caractéristiques des matériaux : .....	2
I. 4.1. Introduction .....	2
I. 4.2. Caractéristiques mécaniques du béton : .....	2
I. 4.3. Modules de déformation longitudinale : .....	3
I. 4.4. coefficient de poisson .....	3
I. 4.5. Contraintes à l'état limite ultime : .....	4
I. 4.6. Contraintes limite à l'ELS : .....	4
I. 4.7. Diagramme des contraintes-déformations : .....	4
I. 4.8. Contraintes limites de service : .....	5
I. 4.9. Caractéristiques mécaniques des aciers : .....	5
I. 4.10. Diagramme contrainte- déformation .....	6
I. 5. Actions et sollicitations : .....	7
I.7. Conclusion : .....	8

### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II. Introduction : .....	9
II. 1. Pré dimensionnement des éléments non structuraux : .....	9
II. 1.1. Les planchers : .....	9
II. 1.1.1. Planchers à corps creux : .....	9
II.1.1.2 Les dalles pleines : .....	12
II.1.1.3 Evaluation des charges et surcharges sur les planchers : .....	14
II.1.2. Les murs : .....	16
II.1.3. L'acrotère : .....	16
II.1.4. Les escaliers : .....	17
II.1.5. Les poutres de chainages : .....	21

II.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux :	22
II.2.1. Les poutres :	22
II.2.2. Les voiles :	23
II.2.3 Les poteaux :	23
II.3.Conclusion :	37

### **Chapitre III : Calcul des éléments secondaires**

III.1. Introduction :	38
III.2. planchers à corps creux :	38
III.2.1 Disposition des poutrelles :	38
III.2.2. Méthodes de calcul des poutrelles :	40
III.2.3. Calcul des sollicitations :	45
III.2.3.1. Calcul des sollicitations (M.F) :	45
III.2.3.2. Calcul des sollicitations par la méthode de Caquot minorée :	50
III.2.3.3. Calcul des sollicitations pour les poutrelles isostatiques :	56
III.2.4. Ferrailage des poutrelles :	58
III.3. Dalle pleines :	73
III.4. Les Escaliers :	84
III.5. Calcul de la poutre brisée de l'escalier à trois volée :	95
III.6. Calcul des poutres de chainages :	101
III.6.1. Définition :	101
III.6.2. Calcul des sollicitations :	102
III.6.3. Ferrailage de la poutre de chaînage :	102
III.6.4. Vérification de l'effort tranchant :	103
III.6.5. Calcul de l'espacement :	103
III.6.6. Vérification des contraintes :	103
III.6.7. Vérification de la flèche :	103
III.7. L'ascenseur :	104
III.7.1.Définition:	104
III.7.2.Etude de la dalle pleine du local machinerie :	105
III.7.2.1.Evaluation des moments sous charge concentrée :	106
III.7.2.2.Ferrailage :	107
III.8. Etude de l'acrotère :	110
III.8.1 hypothèses de calcul :	111

III.8.2	Evaluation des charges et surcharges :	111
III.8.2.1.	Charge verticale :	111
III.8.2.2 :	Charge horizontale (Charge sismique) :	112
III.8.3 :	Calcul des sollicitations :	1112
III.8.5 :	Ferraillage de l'acrotère :	114
III.9.	Conclusion :	118

## **Chapitre IV : Modélisation 3D de la structure et étude dynamique**

IV.1.	Introduction :	119
IV.2.	Présentation du logiciel de calcul (robot):	119
IV.3.	Objectifs et exigences :	120
IV.4.1.	Méthode statique équivalente :	121
IV.4.2.	Méthode dynamique modale spectrale :	125
IV.4.3.	Méthode d'analyse par accélérogramme :	126
IV.5.	Disposition des voiles de contreventement :	126
IV.6.	Vérification de la résultante des forces sismiques :	127
IV.7.	Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :	128
IV.8.	Conclusion :	134

## **Chapitre V : Etude des éléments structuraux**

V.1.	Introduction :	135
V.2.	Etude des poutres :	135
V.2.1.	Introduction :	135
V.2.2.	Ferraillage :	135
V.2.3.	Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5):	137
V.2.4.	Recommandation de BAEL :	137
V. 2.5.	Calcul du ferraillage :	137
V.2.6.	Vérification des armatures selon le RPA 99 :	139
V.2.7.	Les armatures transversales :	140
V.2.10.	Schéma de ferraillage des Poutres :	143
V.3.	Etude des poteaux :	145
V.3.1	Introduction :	145
V.3.3	Sollicitations de calcul :	147
V .3.4	Calcul du ferraillage :	148
V.3.5.	Armatures transversales :	151

V.3.6 .Vérifications : .....	151
V.4. Etude des voiles : .....	161
V.4.1. Recommandations du RPA99 : .....	161
V.4.2. Sollicitations de calcul : .....	163
V.4.3.Ferraillage des voiles : .....	165
V.4.4. Exemple de ferraillage des voiles : .....	168
V.4.5. Conclusion : .....	168

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

VI .1. Introduction : .....	169
VI.2. Choix du type des fondations : .....	169
VI .3. Combinaisons d'actions à considérer : .....	169
VI.4. Vérification des semelles isolées : .....	170
VI.5. Vérification des semelles filantes : .....	170
VI.6. Radier général : .....	171
VI.7.Voile périphérique : .....	190
VI.7.1.Introduction : .....	190
VI.7.2. Dimensionnement des voiles : .....	190
VI.7.3.Caractéristiques du sol : .....	190
VI.7.4. Evaluation des charges et surcharges : .....	190
VI.7.5. Ferraillage du voil.....	191
VI.7.6.Vérifications : .....	192
VI.7.7. Schéma de ferraillage du voile périphérique : .....	195

## **Conclusion générale**

## **Annexes**

## **Bibliographie**

## Liste des figures

Figure I.1 : Structure en 3D.....	2
Figure I.2 : Diagramme des contraintes déformations du béton. ....	5
Figure I.3. Diagramme Contrainte Déformation de l'acier. ....	7
Figure II.1. Les poteaux les plus sollicités. ....	10
Figure II.2. Plancher à corps creux.....	10
Figure II.3. Schéma de poutrelle .....	12
Figure II.4. Dalle avec ouverture pour ascenseur.....	13
Figure II.5. Dalle pleines sur deux appuis.....	13
Figure II.6. Schémas de l'acrotère.....	17
Figure II.7. Schéma de l'escalier.....	18
Figure II.8. Vue en élévation et en plan de l'escalier.....	19
Figure II.9. Hauteur libre d'étage.....	24
Figure II.10. Surface afférente du poteau 01.....	25
Figure II.11. Surface afférente du poteau 02.....	30
Figure III.1. Plan de disposition des poutrelles (étage courant 02 à 08).....	39
Figure III.2. Plan de disposition des poutrelles (étage 01).....	39
Figure III.3. Plan de disposition des poutrelles (RDC et étage de services).....	40
Figure III.4. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées .....	41
Figure III.5. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées .....	41
Figure III.6. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	42
Figure III.7. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.....	42
Figure III.8. Poutrelle type 4. ....	45
Figure III.9. Poutrelle type 3. ....	50
Figure III.10. Poutrelle type 6. ....	56
Figure III.11. Schéma de ferrailage de dalle compression.....	73
Figure III.12. Dalle sur quatre appuis. ....	74
Figure III.13. Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.....	78
Figure III.14. Dalle sur deux appuis.....	79
Figure III.15. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis perpendiculaires.....	83
Figure III.16. Schéma de l'escalier pour étage courant et services.....	84
Figure III.17. Schéma statique de la partie AD =GJ.....	84
Figure III.18. Schéma statique de la partie AB.....	85
Figure III.19. Schéma de tronçon 1.....	85
Figure III.20. Schéma de tronçon 2.....	86
Figure III.21. Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier.....	88
Figure III.22. Schéma de la partie 1.....	89
Figure III.23. Schéma de ferrailage de la 2 <sup>ème</sup> partie.....	91
Figure III.24. Schéma statique de la partie 1 de 2 <sup>ème</sup> type.....	91
Figure III.25. Schéma statique de la partie 1.....	92
Figure III.26. Schéma de tronçons 1.....	92
Figure III.27. Schéma de ferrailage la partie 1.....	95
Figure III.28. Schéma de la poutre brisée.....	96
Figure III.29. Schéma de sollicitations.....	96
Figure III.30. Les moments de torsion.....	98
Figure III.31. : Section considérée dans le calcul de torsion.....	98
Figure III.32. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	100

Figure III.33. Schéma statique de la poutre de chainages .....	102
Figure III .34. Schéma de ferrailages de la poutre de chainage .....	104
Figure III.35. Schéma représentatif de la surface d'impact .....	105
Figure III.36. Schéma de Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie .....	110
Figure III.37. Schéma de l'acrotère.....	111
Figure III.38. Schéma de la section à ferrailer. ....	114
Figure III.39. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible). ....	117
Figure IV.1.Modélisation 3D de la structure (vue1) .....	119
Figure IV.2.Modélisation 3D de la structure (vue2) .....	120
Figure IV.3.Le spectre de réponse.....	126
Figure IV.4.Disposition des voiles. ....	127
Figure IV.5. 1 <sup>er</sup> mode translation selon x avec T=0.80s. ....	129
Figure IV.6. 2 <sup>eme</sup> mode translation selon y avec T=0.58s . ....	129
Figure IV. 7. 3 <sup>eme</sup> mode rotation autour z avec T=0.50s .....	129
Figure V.1. Disposition constructives des portiques.....	137
Figure V.2. Réduction des sections de poteaux .....	159
Figure V.3. Exemple de ferrailage de voile d'étage 1et 2 (Vx1) .....	168
Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée. ....	171
Figure VI.2. Schéma de semelle filante. ....	171
FigureVI.3. Présentation de zone d'impact de la charge compactée. ....	173
Figure VI.4. Dalle sur quatre appuis. ....	176
Figure VI.5. Schéma de rupture de dalle de radier.....	177
Figure VI.6. Schéma de ferrailage de radier. ....	181
Figure VI.7. Section à ferrailer .....	185
Figure VI.8. Répartition des contraintes sur le voile.....	191
Figure VI.9. Schéma de ferrailage de voile périphérique. ....	195

## Liste des tableaux

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers. ....	5
Tableau II.1. Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible .....	14
Tableau II.2. Évaluation des charges du plancher étage courant à usage d’habitation et service et RDC .....	15
Tableau II.3. Evaluation des charges dalle pleine .....	15
Tableau II.4. Évaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs .....	16
Tableau II.5. Charge permanente et surcharge d’exploitation revenant à l’acrotère .....	17
Tableau II.6. Evaluation des charges du palier .....	20
Tableau II.7. Evaluation des charges de la volée .....	21
Tableau II.8. Descente de charge du poteau 01 .....	27
Tableau II.9. Descente de charge du poteau 02 .....	32
Tableau II.10. Vérifications .....	36
Tableau III.1. Les Types de poutrelles .....	43
Tableau III.2. Charges et surcharges revenant aux poutrelles .....	44
Tableau III.3. Sollicitations à l’ELU .....	48
Tableau III.4. Sollicitations à l’ELS .....	49
Tableau III.5. Sollicitations à l’ELU .....	49
Tableau III.6. Sollicitations à l’ELS .....	49
Tableau III.7. Sollicitations à l’ELU .....	53
Tableau III.8. Sollicitations à l’ELS .....	53
Tableau III.9. Sollicitations à l’ELU .....	54
Tableau III.10. Sollicitations à l’ELS .....	54
Tableau III.11. Sollicitations à l’ELU .....	54
Tableau III.12. Sollicitations à l’ELS .....	55
Tableau III.13. Sollicitations à l’ELU .....	55
Tableau III.14. Sollicitations à l’ELS .....	56
Tableau III.15. Sollicitations à l’ELU .....	57
Tableau III.16. Sollicitations à l’ELS .....	57
Tableau III.17. Sollicitations à l’ELU .....	57
Tableau III.18. Sollicitations à l’ELS .....	57
Tableau III.23. Sollicitation maximales. ....	58
Tableau III.24. Ferrailage des poutrelles .....	68
Tableau III.25. Récapitulatif du ferrailage des poutrelles A l’ELU dans les différents planchers .....	69
Tableau III.26. Vérification au cisaillement .....	69
Tableau III.27. Vérification au cisaillement .....	70
Tableau III.28. Vérification des armatures longitudinales .....	70
Tableau III.29. Vérification des armatures longitudinales .....	70
Tableau III.30. Vérification des états limite de compression du béton .....	71
Tableau III.31. Vérification des états limite de déformation. ....	71
Tableau III.32. Schéma de ferrailage des poutrelles. ....	77
Tableau III.33. Résultats de ferrailage. ....	81
Tableau III.34. Résultats de ferrailage. ....	81
Tableau III.35. Tableau de ferrailage de la partie AD=GJ de l’escalier à trois volées en travée et aux appuis. ....	87
Tableau III.36. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM .....	88
Tableau III.37. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l’escalier .....	88

Tableau III.38. Résultats de ferrailage de la 2 <sup>ème</sup> partie. ....	89
Tableau III.39. Tableau de ferrailage de la partie 1 .....	93
Tableau III.40. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM .....	94
Tableau III.41. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier.....	95
Tableau III.42. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM .....	97
Tableau III.43. Ferrailage de la poutre brisé en travée et aux appuis .....	97
Tableau III.44. Calcul à l'ELS .....	100
Tableau III.45. Ferrailage en travée et aux appuis .....	102
Tableau III.46. Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie .....	107
Tableau III.47. Charge permanente revenant à l'acrotère .....	111
Tableau III.48. Combinaisons d'action de l'acrotère .....	113
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités .....	122
Tableau IV.2. Valeurs du coefficient de pondération $\beta$ .....	122
Tableau IV.3. Les valeurs de $\zeta$ (%) .....	123
Tableau IV.4. Les valeurs du coefficient $C_T$ .....	124
Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces .....	127
Tableau IV.6. Modes et période de vibration et taux de participation massique. ....	128
Tableau IV.7. Vérification sous charges verticales.....	130
Tableau IV.8. Vérification sous charge horizontales. ....	131
Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit.....	132
Tableau IV.10. Vérification du déplacement. ....	132
Tableau IV.11. Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....	133
Tableau VI.1. Section des armatures du radier .....	179
Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier. ....	180
Tableau VI.3. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier. ....	180
Tableau VI.4. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal. ....	183
Tableau VI.5. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal. ....	183
Tableau VI.6. Sollicitations max sur la nervure dans le sens longitudinal .....	184
Tableau VI.7. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal. ....	184
Tableau VI.8. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y).....	186
Tableau VI.9. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X).....	186
Tableau VI.10. Vérification de l'effort tranchant. ....	186
Tableau VI.11. Résumé des résultats (vérification des contraintes). ....	187
Tableau VI.12. Vérification des contraintes.....	187
Tableau VI.13. Tableaux de ferrailages des nervures. ....	189
Tableau VI.14. Section des armatures du voile périphérique. ....	192
Tableau VI.15. Résumé des résultats (vérification des contraintes). ....	194
Tableau VI.16. Vérification des contraintes.....	194



**Notation et symboles :**

$A$ (ou $A_s$ ou $A_l$ )	: Aire d'une section d'acier (longitudinal)
$A_t$	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
$B$	: Aire d'une section de béton
$E_s$	: Module de Young de l'acier
$E_{ij}$	: Module de Young instantané à l'âge de $j$ jours
$E_{vj}$	: Module de Young diffère à l'âge de $j$ jours
$F$	: Force ou action en général
$I_1$	: Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
$M_{ser}$	: Moment fléchissant de calcul de service
$M_u$	: Moment fléchissant de calcul ultime
$N_{ser}$	: Effort normal de calcul de service
$N_u$	: Effort normal de calcul ultime
$P$	: Action permanente
$Q$	: Action d'exploitation
$V_u$	: Effort tranchant de calcul ultime
$a$	: Largeur d'un poteau ou d'un voile
$b$	: Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
$b_0$	: Largeur de l'âme d'une poutre
$d$ (et $d_0$ )	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
$e$	: Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
$f_e$	: Limite d'élasticité de l'acier
$f_{cj}$	: Résistance caractéristique à la compression du béton âge de $j$ jours
$f_{tj}$	: Résistance caractéristique à la traction du béton âge de $j$ jours
$g$	: Charge permanente unitaire
$h$	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation
$h_0$	: Hauteur du talon d'une poutre
$h_1$	: Hauteur du hourdis d'une poutre
$j$	: Nombre de jours de maturité du béton
$L$	: Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
$L_f$	: Longueur de flambement.
$n$	: Coefficient d'équivalence acier-béton.
$q$	: Charge permanente unitaire.

$S_t$	: Espacement des armatures transversales.
$y_1$	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
$y_u$	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
$z$ (ou $z_b$ )	: Bras de levier du couple de flexion.
$\alpha_u$	: Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
$\gamma_s$	: Coefficient partiel de sécurité sur l'acier ( <i>gamma</i> ).
$\gamma_b$	: Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
$\epsilon_{bmax}$	: Déformations maximale du béton comprimé ( <i>epsilon</i> ).
$\epsilon_{st}$	: Déformations des armatures tendues.
$\epsilon_{sc}$	: Déformations des armatures comprimées.
$\eta$	: Coefficient de fissuration relatif à une armature ( <i>eta</i> ).
$\lambda$	: Elancement mécanique d'une pièce comprimée ( <i>lambda</i> ).
$\mu_{ser}$	: Moment ultime réduit à l'ELS ( <i>mu</i> ).
$\mu_u$	: Moment ultime réduit à l'ELU.
$\nu$	: Coefficient de poisson ( <i>nu</i> ).
$\rho$	: Rapport de la section d'acier sur celle du béton ( <i>rho</i> ).
$\sigma$	: Contrainte normale ( <i>sigma</i> ).
$\sigma_{bc}$	: Contrainte maximale du béton comprimé.
$\sigma_{st}$	: Contrainte dans les aciers tendus.
$\sigma_{sc}$	: Contrainte dans les aciers comprimés.
$\tau$	: Contrainte tangente ( <i>tau</i> ).
$\tau_u$	: Contrainte tangente conventionnelle.
$\tau_s$	: Contrainte d'adhérence.
$\tau_{se}$	: Contrainte d'adhérence d'entraînement.
$\varphi$	: Coefficient de fluage ( <i>phi</i> ).
$\Phi_l$	: Diamètre d'une armature longitudinale.
$\Phi_t$	: Diamètre d'une armature transversale.
$\psi_s$	: Coefficient de scellement relatif à une armature ( <i>psi</i> ).

# Introduction Générale

Le développement économique dans les pays en privilégie, la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

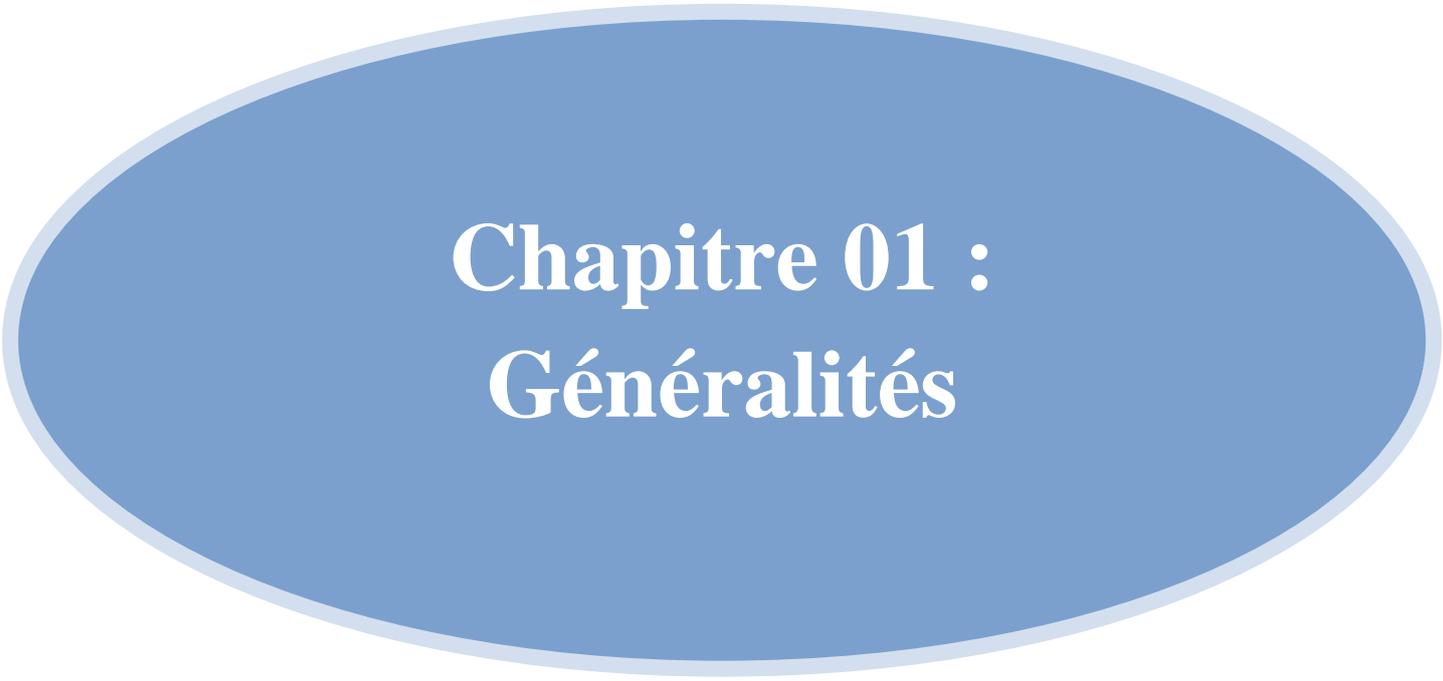
L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec commerce, implanté dans une zone de moyenne sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité, nous avons utilisé le (règlement parasismique algérien RPA99) version 2003.

Cette étude se compose de six chapitres :

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Un pré dimensionnement des éléments structuraux a ensuite été fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère, ont été calculés et ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée par le logiciel Robot 2011 et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien. En fin nous avons fait un choix des fondations qui convient à la caractéristique du site ainsi qu'au poids de la structure.



# **Chapitre 01 : Généralités**

## I.1. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

## I.2. Présentation de l'ouvrage :

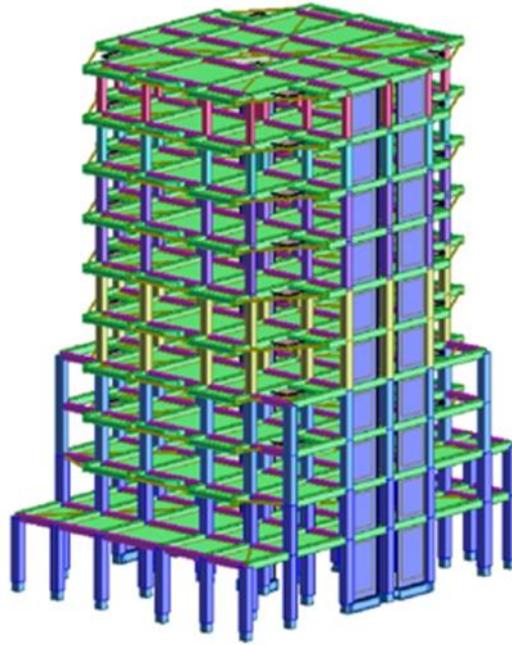
Le projet que nous traitons concerne l'étude d'un bâtiment R+09 en béton armé, implanté au versant gauche de l'oued sghir (ville de Bejaia) composé de :

- Sous-sol destiné à être comme parking sous-terrain.
- Un rez-de-chaussée commercial.
- Un étage de services.
- Huit étages à usage d'habitation avec quatre logements par niveau.

### I.2.1. Caractéristique géométrique du bâtiment :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- La hauteur totale du bâtiment par rapport au niveau 0.00 (sans acrotère).....31.50m
- La hauteur de sous-sol.....3.06m
- La hauteur de RDC.....3.96m
- La hauteur d'étage de service.....3.06m
- La hauteur de chaque étage.....3.06m
- La longueur en plan .....26.5m
- La largeur en plan.....20.5m



**Figure I.1** : Structure en 3D

### **I.3. Données géotechniques du site :**

D'après la classification des RPA99 version 2003:

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- La contrainte admissible du sol 2 bars.

### **I.4. Caractéristiques des matériaux :**

#### **I.4.1. Introduction**

Les matériaux prévus pour la réalisation de cet ouvrage ainsi que les actions et sollicitations, doivent être conformes aux normes et satisfaire les exigences et recommandations du règlement Algérien CBA 93 (équivalente BAEL 91) à savoir :

#### **I.4.2. Caractéristiques mécaniques du béton :**

##### **▪ Résistance à la compression**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ( $f_{c28} = 25$  MPa).

- Si  $j \leq 28$  jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} * f_{c28} \dots\dots\dots \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} * f_{c28} \dots\dots\dots \text{Pour } f_{c28} > 40\text{MPa} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

- Si  $j > 28$  jours

$$f_{cj} = 1.1 * f_{c28}$$

- **Résistance à la traction**

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours, notée  $f_{ij}$ , est définie conventionnellement par les relations :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2)}$$

$$f_{ij} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa}$$

Pour notre cas  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  donc  $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

### I.4.3. Modules de déformation longitudinale :

- **Déformation instantanées**

D'après le BAEL91 (Article.2.1.21, P 9), sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures , on admet par défaut de mesures qu'à l'âge de " j " jours , le module de déformation longitudinale de béton est égale à :

$$E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3}$$

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.195\text{MPa}$ .

- **Déformation différées**

D'après le BAEL 91(Article. A.2.1.22), pour des chargements de longue durée d'application on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage et le retrait du béton, le module et égal :

$$E_{vj} = 3700 * (f_{cj})^{1/3}$$

Donc dans notre cas :  $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow E_{v28} = 10818.865\text{MPa}$

### I.4.4. coefficient de poisson

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

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

- $\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \quad \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 \quad \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{array} \right.$

- ✓ **Etat limite**

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Les sollicitations de calcul ne doivent pas dépasser dans le sens défavorable les sollicitations limites ultimes :

✓ **Etat limite ultime ELU**

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine l'ouvrage.

Il y a trois états limites :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

**I.4.5. Contraintes à l'état limite ultime :**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \qquad \text{BAEL91 (Article A.4.3.4)}$$

Avec  $\theta$  : coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

- $\theta = 1$  : Lorsque la durée probable application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24heures.
- $\theta = 0,9$  : Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$  : Lorsque la durée probable d'application de la combinaison considérée est inférieure à 1 heure.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

**I.4.6. Contraintes limite à l'ELS :**

Elle intervient dans l'équilibre de sollicitation d'actions réelles et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{MPa} \qquad \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

**I.4.7. Diagramme des contraintes-déformations :**

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

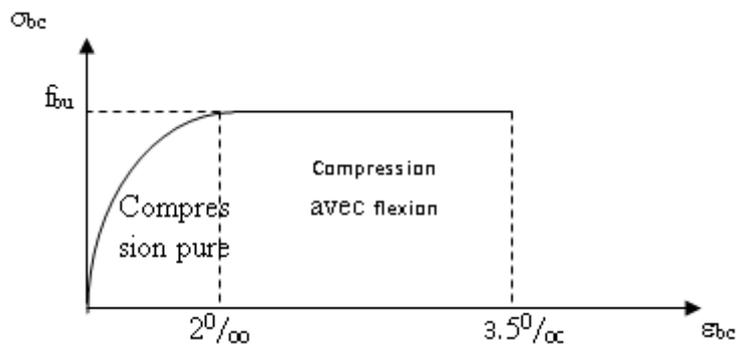


Figure I.2 : diagramme des contraintes-déformation du béton

La contrainte limite de cisaillement est donnée par la relation :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

V : effort tranchant.

d : Hauteur utile de la section de béton considérée.

b<sub>0</sub> : Largeur de la section de béton considérée.

Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 * f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

C'est d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 * f_{c28} / \gamma_b ; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

#### I.4.8. Contraintes limites de service :

Il consiste à l'équilibre de sollicitation des actions réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

#### I.4.9. Caractéristiques mécaniques des aciers :

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type	Nuance	Limite élastique Fe (Mpa)	Limite de rupture (Mpa)	déformation à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Selon **RPA99** (Article 7.2.2), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec  $f_e \leq 500\text{MPa}$ , et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5 %.

#### 1.4.10. Diagramme contrainte- déformation

- **Contrainte limite ultime**

La contrainte limite de traction des aciers en services n'est limitée qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$f_e$  : limite élastique de l'acier.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions.

$\gamma_s = 1.15$  —————> action courante.

$\gamma_s = 1.00$  —————> action accidentelle.

- **Contrainte limite de service**

Selon le **BAEL91** (Article 4.5.32), la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire.

- **Fissuration peu nuisible :**

Il n'y a pas de vérification à faire en dehors de celle imposé par l'ELU.

- **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa]$$

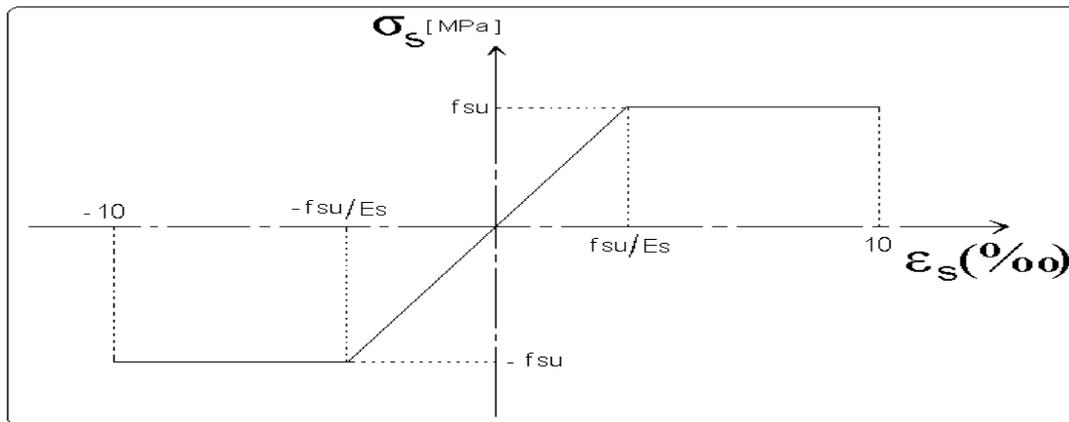
- **Fissuration très préjudiciable :** (ouvrage à la mer)

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa]$$

Avec  $\eta$  coefficient de fissuration :  $\eta = \begin{cases} 1.3 \dots\dots \text{pour les HA de } \varnothing < 6\text{mm.} \\ 1 \dots\dots \text{pour les ronds lisses.} \\ 1.6 \dots\dots \text{pour les HA de } \varnothing \geq 6\text{mm.} \end{cases}$

- **Diagramme des contraintes- déformations (acier)**

Le diagramme contrainte ( $\sigma_s$ ) déformation ( $\varepsilon_s$ ) est conventionnellement défini comme suit :



**Figure I.3.** Diagramme Contrainte Déformation de l'acier.

### I.5. Actions et sollicitations :

#### ✓ Actions

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (permanentes, climatique, d'exploitations) et aux déformations imposées (variations de température, tassement des appuis).

On notera :

- G : Charge permanente (poids propre de la structure + les équipements fixes).
- Q : Charge variable (charges d'exploitations+ charges climatiques).
- E : Charges sismiques.

#### ✓ Sollicitations

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.

### I.6. Sollicitation de calcul :

#### ✓ A l'état limite ultime ELU

La combinaison utilisée dans notre étude :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

#### ✓ A l'état limite de service ELS

$$N_s = G + Q$$

#### ✓ Sollicitations sismiques

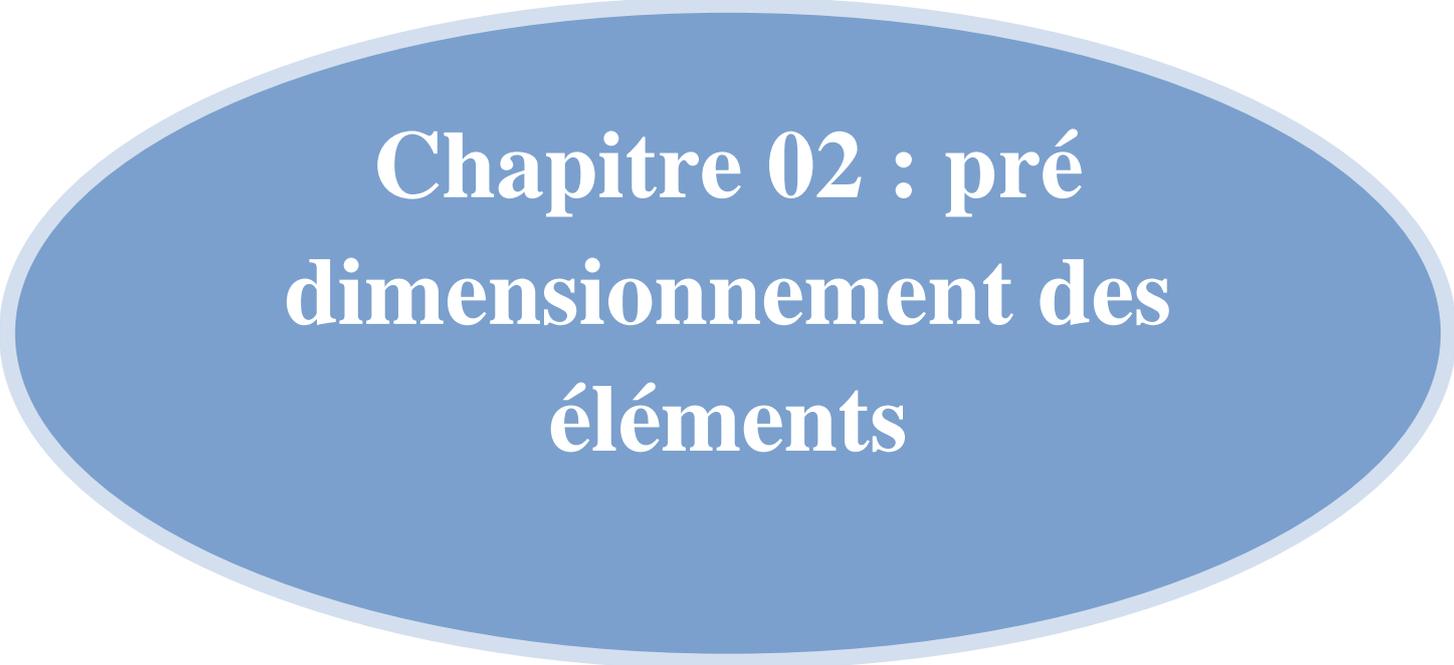
Les combinaisons sismiques données par **RPA 99** Version 2003 :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$
- $G + Q \pm 1.2E$

### **II. I.7. Conclusion :**

Les techniques utilisées sont données, d'une part en fonction des conditions de réalisation (fonction du terrain et de l'ouvrage), mais elles dépendent aussi :

- De l'enveloppe financière accordée aux fondations : par exemple, certaines fondations profondes (pieux) peuvent être remplacées par des structures en radiers fondées sur un terrain pré consolidé. Cette solution est souvent utilisée pour les maisons individuelles, ou des fondations profondes seraient trop onéreuses.
- Des échéances imposées par le maître d'ouvrage. Souvent, les échéances sont telles que les méthodes de traitement des terrains par pré chargement sont impossibles



**Chapitre 02 : pré  
dimensionnement des  
éléments**

## II. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur de point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations suivantes :

- RPA 99/Version2003
- BAEL 91 modifié 99
- CBA 93
- D.T.R.B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

### II.1. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

#### II.1.1. Les planchers :

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges, qui lui sont directement appliquées, aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

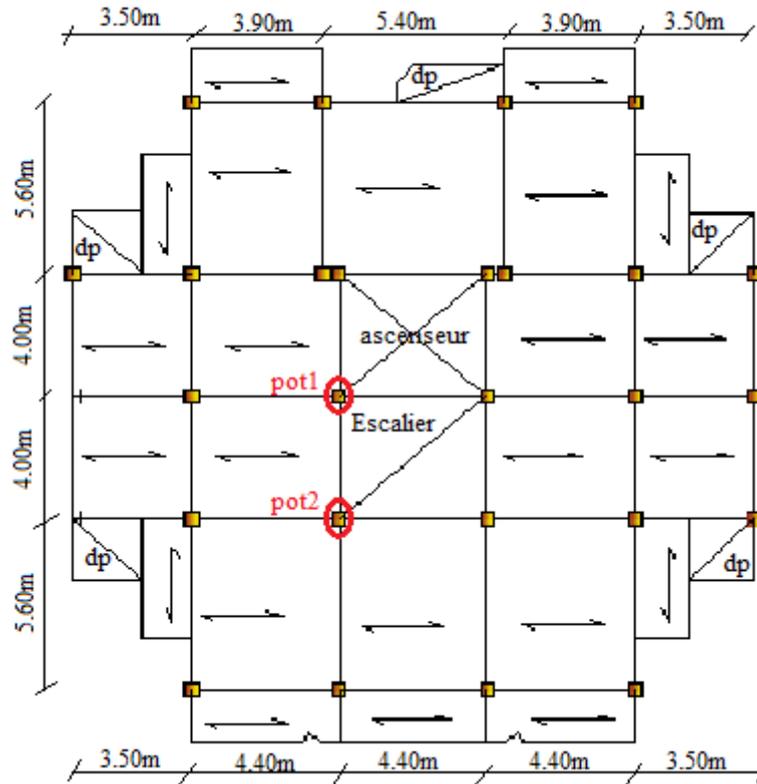
Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux pour l'étage de service et aux et à usages d'habitations.
- Plancher à dalle pleine pour ce qui est des consoles.

##### II.1.1.1. Planchers à corps creux :

Les planchers en corps creux sont composés d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par la satisfaction de la condition de la flèche donnée par le **CBA93** (Article 6.8.4.2.4).



$$h_t \geq (L_{\max}/22.5)$$

$L_{\max}$  : longueur maximal entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

$h_t$  : hauteur total du plancher.

$$L_{\max} = 5 \text{ m}$$

$$h_t \geq 22.22 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de  $(20+4) = 24 \text{ cm}$

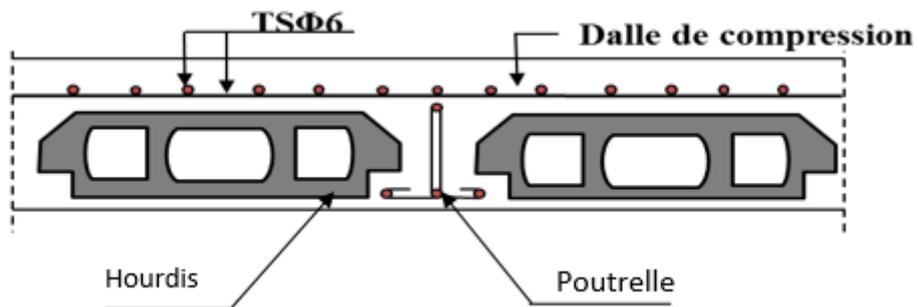


Figure II.1. Plancher à corps creux.

**a. Les poutrelles :**

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant les règles mise en œuvre par le CBA 93 (A.4.1.3)

$$h_t = 24 \text{ cm.}$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) \cdot h_t = (9.6 \text{ à } 19.2)$$

On adopte :  $b_0 = 10 \text{ cm.}$

$$b_1 \leq \text{Min} \left( \frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$$

Avec :

$L_x$  : représente la distance entre poutrelles ( $l_x = 55 \text{ cm}$ ).

$L_y$  : représente la distance minimale entre nus d'appuis des poutres secondaires ( $l_y = 310 \text{ cm}$ ).

$$b_1 \leq \min (l_x/2 ; L_y/10)$$

On adopte  $b_1 = 27,5 \text{ cm.}$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$b = 2 \cdot 27,5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

Soit :  **$b = 65 \text{ cm.}$**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

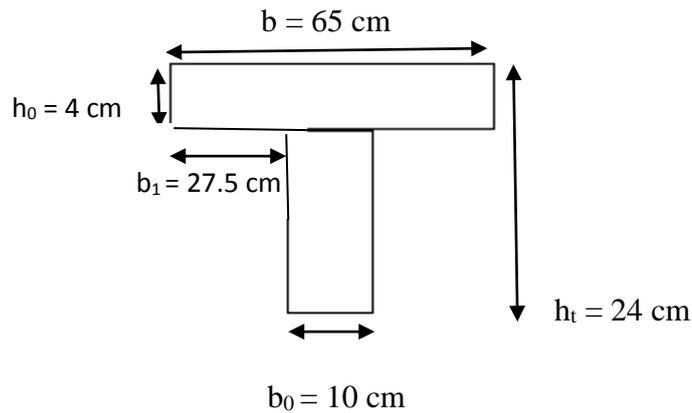


Figure II.2. Schéma de poutrelle

### II.1.1.2 Les dalles pleines :

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

#### a. résistance au feu :

- $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coup de feu.
- $e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coup de feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$  pour quatre heures de coup de feu.

#### b. isolation phonique :

Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en Algérie , l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

#### c. Résistance à la flexion :

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

- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$  : pour une dalle sur deux appuis
- $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  : pour une dalle sur trois ou quatre appuis
- $e \geq \frac{L_x}{20}$  : pour une dalle sur un seul appui

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

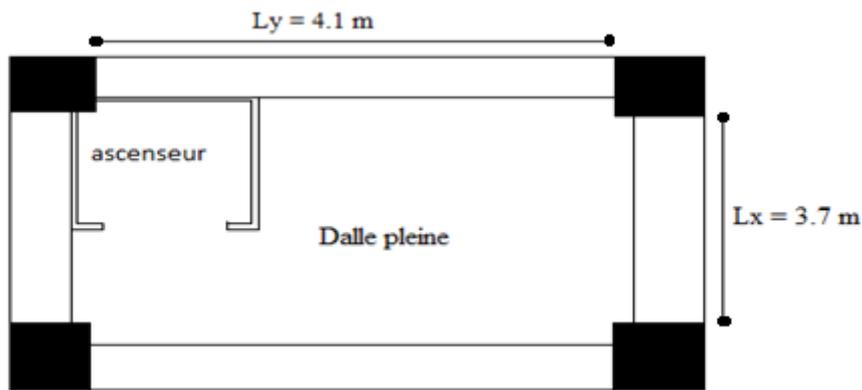
## PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis (dalles avec ouverture pour l'ascenseur) ont une portée égale à :  $L_x=370 \text{ cm}=370\text{cm}$ .

$$\text{On aura donc : } \frac{370}{50} \leq e \leq \frac{370}{40}$$

Soit :  $7.4 \text{ cm} \leq e \leq 9.25 \text{ cm}$

Les dalles étant à l'intérieur on choisit le critère de l'isolation phonique, on prend  $e = 14 \text{ cm}$

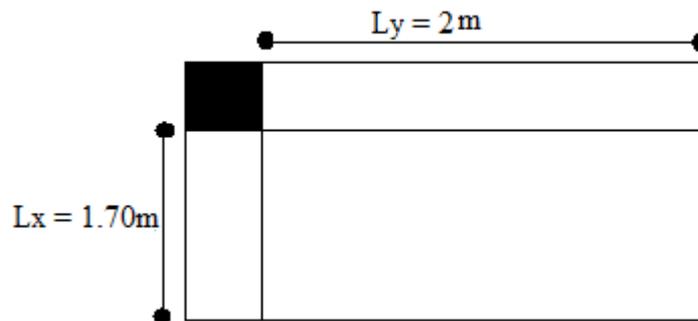


**Figure II.3.** Dalle avec ouverture pour ascenseur

- **Dalle pleine sur deux appuis (balcon)**

$L_x = 1.70 \text{ m}$

$$\frac{170}{35} \leq e \leq \frac{170}{30} \leftrightarrow 4.85 \leq e \leq 5.666 \text{ cm}$$



**Figure II.4.** Dalles pleines sur deux appuis

On voit que la distance  $L_x$  sur deux appuis est petite, donc c'est la condition de coup feu qui est défavorable, on prend  $e = 14 \text{ cm}$

**II.1.1.3 Evaluation des charges et surcharges sur les planchers :**

- **Plancher terrasse inaccessible**

**Tableau II.1.** Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

Plancher	réfèrent	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Terrasse inaccessible</b>	<b>1</b>	<b>Gravillon de protection</b>	20	0.04	0.8	<b>1</b>
	<b>2</b>	<b>Etanchéité multicouches</b>	6	0.02	0.12	
	<b>3</b>	<b>Forme de pente</b>	22	0.065	1.43	
	<b>4</b>	<b>Isolation thermique</b>	4	0.04	0.16	
	<b>5</b>	<b>Plancher à corps creux (20+4)</b>	/	/	3.20	
	<b>6</b>	<b>Enduit de plâtre</b>	10	0.02	0.20	
<b>Total</b>					<b>5.91</b>	<b>1</b>

## PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

### - Plancher étage courant, étage de services, RDC

**Tableau II.2.** Évaluation des charges du plancher étage courant à usage d'habitation et service et RDC

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Plancher Courant à usage d'habitation et de service + RDC</b>	<b>1</b>	<b>Revêtement en carrelage</b>	20	0.02	0.4	<b>1.5 pour le plancher d'habitation 2.5 pour le plancher de service 5 pour RDC</b>
	<b>2</b>	<b>Mortier de pose</b>	20	0.02	0.4	
	<b>3</b>	<b>Lit de sable</b>	18	0.02	0.36	
	<b>4</b>	<b>Plancher à corps creux (20+4)</b>			3.20	
	<b>5</b>	<b>Enduit de plâtre</b>	10	0.02	0.20	
		/	/	/	/	
<b>Total</b>					<b>4.56</b>	

### - Balcon

**Tableau II.3.** Evaluation des charges dalle pleine

Plancher	réfèrent	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Dalle pleine, balcon</b>	<b>1</b>	<b>Revêtement en carrelage</b>	20	0.02	0.4	<b>3.5 pour les balcons</b>
	<b>2</b>	<b>Mortier de pose</b>	20	0.02	0.4	
	<b>3</b>	<b>Lit de sable</b>	18	0.02	0.36	
	<b>4</b>	<b>Dalle pleine</b>	25	0.14	3.50	
	<b>5</b>	<b>Enduit de plâtre</b>	10	0.02	0.2	
<b>Total</b>					<b>4.86</b>	<b>3.5</b>

**II.1.2. Les murs :**

**Tableau II.4.** Évaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs

Type de murs	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Murs extérieurs	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	Brique creuse	9	0.15	1.35
	Lame d'air		0.05	
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
<b>Total</b>				<b>2.85</b>
Murs intérieurs	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
<b>Total</b>				<b>1.3</b>

**Pour le mur de séparation entre les logements (e = 20) on prend G = 2.2 KN/m<sup>2</sup>**

**II.1.3. L'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.

Les charges revenantes à l'acrotère sont résumées dans ce qui suit (tableau II.5)

Dans notre cas la terrasse est inaccessible.

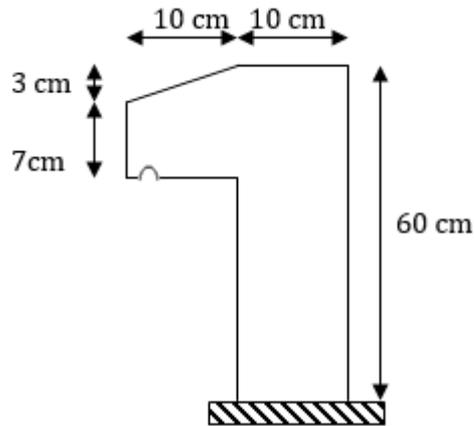


Figure II.5. Schémas de l'acrotère

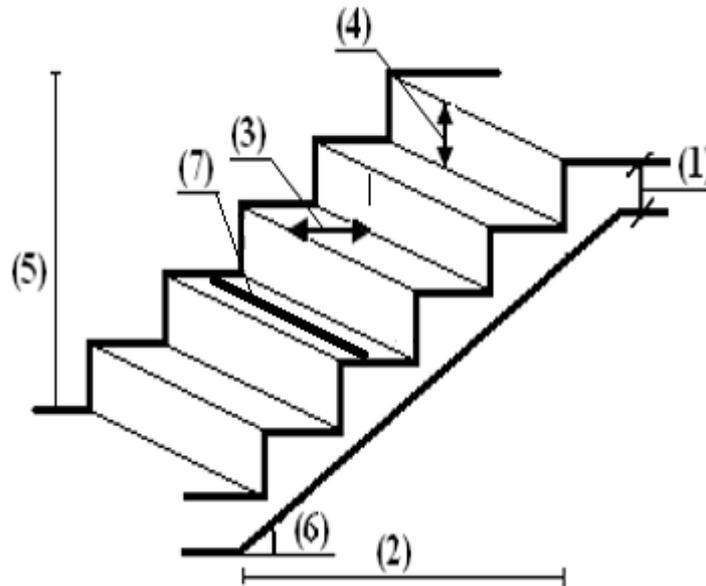
Tableau II.5. Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (intérieur et extérieur) (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.069	1.725	0.4	<b>2.125</b>	<b>1</b>

#### II.1.4. Les escaliers :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une série de marches horizontales et d'un palier permettant de passer à pieds d'un niveau à un autre, il présente une issue de secours en cas d'urgence.

Le choix des dimensions résulte des conditions d'utilisation de l'ouvrage (Habitation, salle de spectacle...etc.).



**Figure II.6.** Schéma de l'escalier

(1) :  $e$  (Epaisseur du palier de repos)

(2) :  $L_0$  (Longueur totale d'escalier)

(3) :  $g$  (Giron)

(4) :  $h$  (Hauteur de la contre marche)

(5) :  $H_0$  (Hauteur de la volée)

(6) :  $\alpha$  (Inclinaison de la paillasse)

(7) : (Emmarchement)

$H_e$  : Hauteur d'étage

**a.Escalier :**

Dans notre projet nous avons un seul type d'escalier, le pré dimensionnement se fait en respectant la formule de **BLONDEL** :  $59 \text{ cm} \leq g+2*h \leq 64 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$

Avec :

$$g = \frac{L_0}{n-1}$$

$$h = \frac{H_0}{n}$$

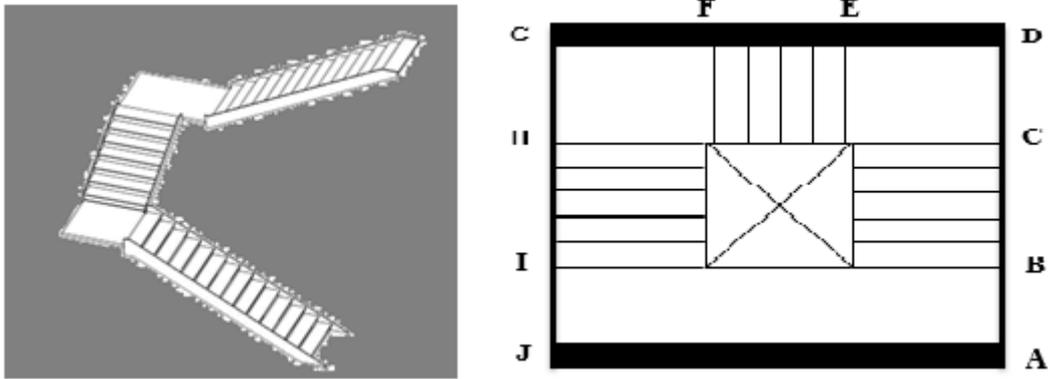
$n$  : nombre de contre marches

$n-1$  : nombre de marches

On pose  $2*h + g = 64$

On remplace  $\frac{L_0}{n-1} + 2*\frac{H_0}{n} = 64 \Rightarrow$

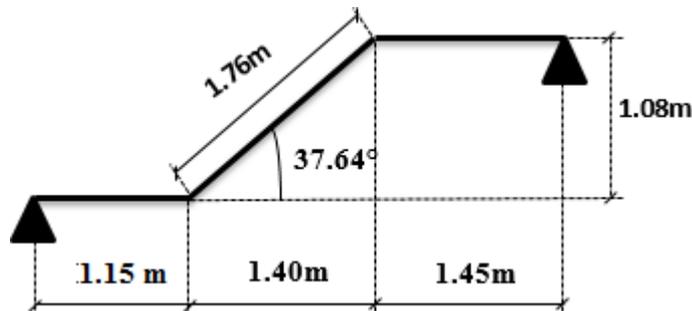
$$64 * n^2 - (64 + 2 * H_0 + L_0) * n + 2 * H_0 = 0 \dots \dots \dots (2)$$



**Figure II.7.** Vue en élévation et en plan de l'escalier.

Dans notre cas on a deux type de volée :

**Type 01 :**



$$H_0 = 108 \text{ cm}$$

$$L_0 = 140 \text{ cm}$$

$$64 * n^2 - (64 + 2 * 108 + 140) * n + 2 * 108 = 0$$

On trouve  $n = 6$  contres marches ;  $h = 18 \text{ cm}$

$n - 1 = 5$  marches ;  $g = 28 \text{ cm}$

$L_v$  : longueur de la volée

$$L_v = \sqrt{(1.08 * 1.08 + 1.40 * 1.40)} = 1.768 \text{ m}$$

**Type 02 :**

La volée s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).

$$H_0 = 90 \text{ cm}$$

$$L_0 = 112 \text{ cm}$$

$$64*n^2 - (64+2*90+112)*n + 2*90 = 0$$

On trouve :  $n = 5$  contres marches ;  $h = 18 \text{ cm}$

$$n - 1 = 4 \text{ marches ; } g = 28 \text{ cm}$$

$$L_v = 1.436 \text{ m}$$

**b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

**Type 01 :**

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$L = 4.368 \text{ m}$$

$$0.145 \leq e \leq 0.218$$

On opte pour :  $e = 15 \text{ cm}$

**Type 02 :**

$$e \geq l_x/20 \Rightarrow e \geq 145/20 = 7.25 \text{ cm}$$

$$e \geq 14 \text{ cm} \quad e = 15 \text{ cm}$$

**- Palier**

**Tableau II.6.** Evaluation des charges du palier

Désignation	Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Palier</b>	25	0.15	3.75	<b>2.5</b>
<b>Carrelage</b>	20	0.02	0.40	
<b>Mortier de pose</b>	20	0.02	0.4	
<b>Lit de sable</b>	18	0.02	0.36	
<b>Enduit de ciment</b>	20	0.02	0.40	
<b>Total</b>	/	/	<b>5.31</b>	

- Volée

**Tableau II.7.** Evaluation des charges de la volée

Désignation	Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage H	20	0.02	0.40	<b>2.5</b>
Revêtement en carrelage V	20	0.02 h/g	0,257	
Mortier de pose H	20	0.02	0.4	
Mortier de pose V	20	0.02 h/g	0.257	
Marches	22	h/2	1.98	
Pailleasse	25	0.15/cos(37.64°)	4.735	
Enduit de ciment	20	0.02/cos(37.64°)	0.505	
<b>Total</b>		<b>Epaisseur 15cm</b>	<b>8.534</b>	

### II.1.5. Les poutres de chaînages :

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaires à la structure, elles servent de porte à faux.

La portée maximale de la poutre de chaînage est de 4.8, selon RPA99 (Article 9.3.3)

$$l_{max}/15 \leq h \leq l_{max}/10 \Rightarrow 29.33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}$$

$$h \geq 15 \text{ cm et } b \geq 2/3 * 30$$

**On opte pour : h = 30 cm ; b = 30 cm**

### II.1.6. La poutre brisée :

#### Dimensionnement

Condition de la RPA :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Condition de la flèche :  $L = 471 \text{ cm}$

$$L/15 < h < L/10$$

$$30.4 \text{ cm} < h < 47.1 \text{ cm} \quad \text{on prend } h = 45 \text{ cm et } b = 40 \text{ cm}$$

## II.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

### II.2.1. Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé, à ligne moyenne rectiligne dont la portée est prise entre nus d'appuis, il est à noter que les poutres constituant le portique ont le rôle d'assurer une certaine stabilité sismique.

#### a. Les poutres principales :

Les poutres principales servent comme appuis pour les poutrelles. Elles sont disposées perpendiculairement à ces dernières, leurs doivent satisfaire les conditions de la flèche donnée par le BAEL 91.

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

Avec  $L_{max}$  : longueur maximal entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$L_{max} = 5.30 \text{ m} \Rightarrow 35.33 \text{ cm} \leq h \leq 53 \text{ cm}$$

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

Pour la largeur ( $b$ ) :  $0.3h \leq b \leq 0.7h$  BAEL 91

$$13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm} \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification :

**Selon les recommandations du RPA 99(version 2003) on doit satisfaire les conditions suivantes :**

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ , vérifiée.
- $h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ , vérifiée.
- $\frac{h_p}{b_p} = 1.5 < 4$ , vérifiée.

**Donc nous optons pour :  $h*b = 45*30 \text{ cm}^2$**

**b. Les poutres secondaires :**

Les poutres secondaires sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$L_{\max} = 540 - 40 = 500 \text{ cm.}$$

Avec les mêmes conditions on trouve :  **$b \cdot h = 35 \cdot 30 \text{ cm}^2$**

**II.2.2. Les voiles :**

Les murs en béton armé servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent). D'autre part, de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA 99 version 2003, les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4 \cdot e$ ) sont considérés comme des voiles, avec :

- L : longueur minimale du voile.
- e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003 définit comme étant l'épaisseur minimale du voile et de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_l$ .

$$\text{Epaisseur du voile : } \begin{cases} e \geq 15 \text{ cm, article 7.7.1 du RPA 99 / 2003} \\ e = f(h_e) = h_e / 20 \end{cases}$$

$$h_l = 2.61 \text{ m pour l'étage courant, sous-sol, services} \Rightarrow e \geq 13.305 \text{ cm}$$

$$h_l = 3.51 \text{ m pour RDC} \Rightarrow e \geq 17.55 \text{ cm}$$

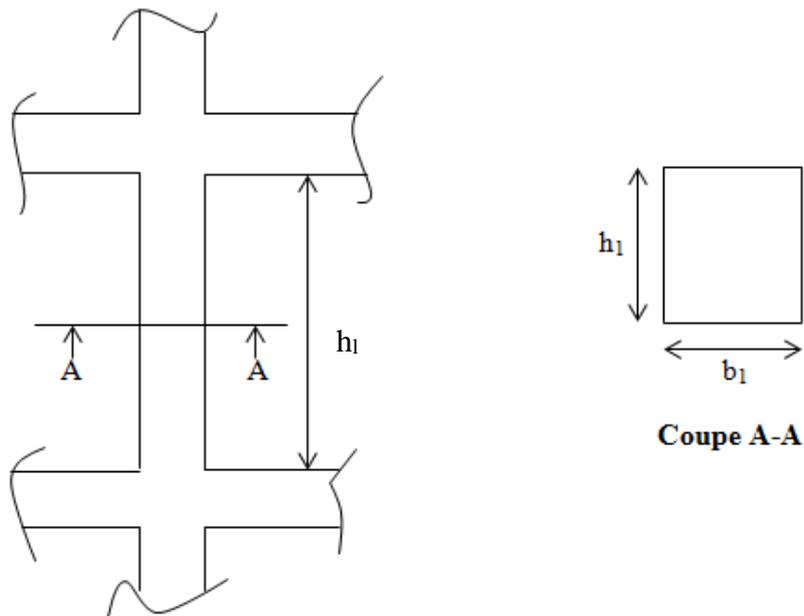
On opte  **$e = 20 \text{ cm}$** .

**II.2.3 Les poteaux :**

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

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

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20 \text{ cm.}$
- $0,25 < b_1 / h_1 < 4$



**Figure II.8.** Hauteur libre d'étage.

$h_1$  : hauteur libre d'étage, elle est égale à :

- $h_1=2.61$  m : pour étage courant, services, sous-sol.
- $h_1= 3,51$  m : pour RDC.

- **La descente de charge :**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu' au niveau le plus bas avant leur transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour les poteaux les plus sollicités et qui ont souvent les plus grandes surfaces afférentes.

On aura à considérer :

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

- **LOI DE DEGRESSION DES CHARGES :(D.T.R B.C.2.2 ART 6.3) :**

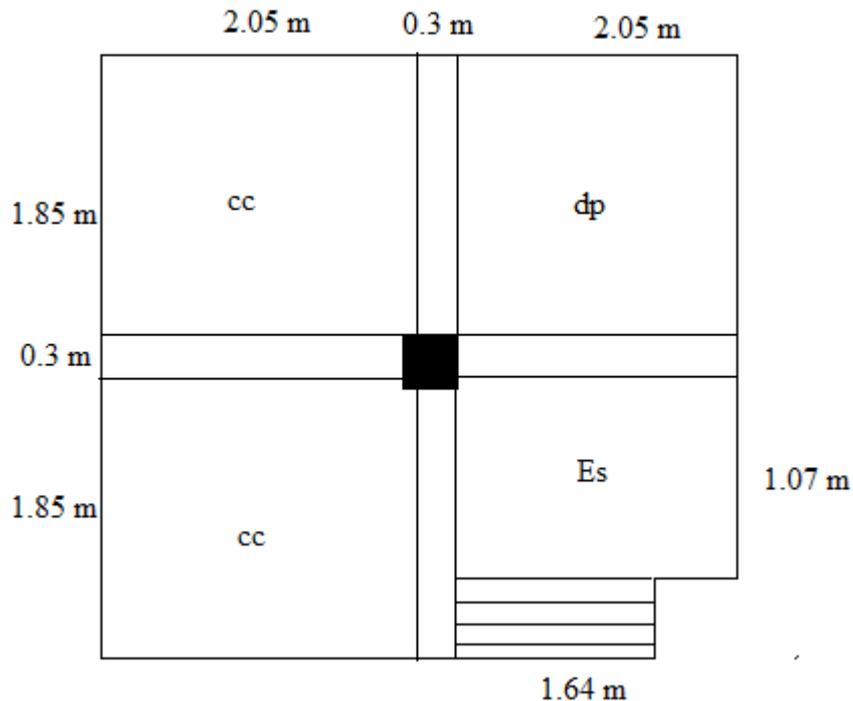
Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  Sont les charges d'exploitation respectives des planchers d'étages **1,2,.....n**, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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

- Sous la terrasse .....  $Q$ .
- Sous le dernier étage.....  $Q_0+Q_1$ .
- Sous l'étage immédiatement inférieur.....  $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$ .
- Sous l'étage immédiatement inférieur.....  $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$ .
- Pour  $n \geq 5$ .....  $Q_0+ (3 + n/(2n))* (Q_1+Q_2+Q_3 \dots +Q_n)$ .

Dans notre cas la descente de charge sera effectuée pour deux poteaux, le plus sollicité entre eux sera pris en compte pour les vérifications correspondantes nécessaires.

- **Poteau 01 : 40\*40 cm<sup>2</sup>**



**Figure II.9.** Surface afférente du poteau 01

- Cc : corps creux
- dp : dalle pleine

- ES : escalier
- $L_{pp}$  : Longueur des poutres principales.
- $L_{ps}$  : Longueur des poutres secondaires.
- $S_{aff}$  : surface afférente.
- $S_{aff CE}$ : surface afférente de la cage D'escalier.
- $S_{mur int1}$  : surface des murs intérieurs d'épaisseur  $e = 10\text{cm}$ .
- $S_{mur int2}$  : surface des murs intérieurs de séparation d'épaisseur  $e = 20$
- $S_{mur ext}$  : surface des murs extérieurs.
- $L_{pp} = 1.85+1.75 = 3.6 \text{ m}$ .
- $L_{ps} = 2.05+2.05-0.1 = 4.00 \text{ m}$ .
- $S_{aff cc} = 3.7*2.05-0.1^2 = 7.575 \text{ m}^2$ .
- $S_{aff dp} = 1.85*2.05 = 3.792 \text{ m}^2$
- $S_{aff Es} = 1.07*2.05+1.64*(1.85-1.07) = 3.472 \text{ m}^2$

✓ **Les cloisons:**

- **RDC :**

$$h_l = (3.96 - 0.45) = 3.51 \text{ m}$$

- $S_{mur int1} = (1.65*3.51) = 5.791 \text{ m}^2$ .
- $S_{mur int2} = (1.75+1.85)*3.51 = 12.636 \text{ m}^2$

- **Etage services:**

$$h_l = (3.06 - 0.45) = 2.61 \text{ m}$$

- $S_{mur int2} = (2.8*2.61) = 7.308 \text{ m}^2$ .

- **Etage courant :**

$$h_l = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m}$$

- $S_{mur int1} = 3.15*2.61 = 8.221 \text{ m}^2$
- $S_{mur int2} = 4.055*2.61 = 10.583 \text{ m}^2$

La surface afférente de la terrasse est :

$$S_{aff ter} = (2.05+2.05)*(1.85+1.85)-0.1^2 = 15.16 \text{ m}^2$$

## PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

- **Le poids propre des éléments :**
  - **Les poteaux :**
    - $G_{pot} = 25 * 0.4 * 0.4 * 2.61 = 10.44$  KN pour étage courant, services, sous-sol
    - $G_{pot} = 25 * 0.4 * 0.4 * 3.51 = 14.04$  KN pour RDC
  - **Les poutres :**
    - $G_{poutre} = G_{pp} + G_{ps} = 25 * (0.3 * 0.45 * 3.6 + 0.3 * 0.35 * 4) = 22.65$  KN
  - **Les murs :**
    - Etage courant :
      - $G_{mur1} = 8.221 * 1.3 = 10.68$  KN
      - $G_{mur2} = 10.583 * 2.2 = 23.28$  KN
    - Etage de services :
      - $G_{mur2} = 7.308 * 2.2 = 16.077$  KN
    - RDC :
      - $G_{mur1} = 5.791 * 1.3 = 7.52$  KN
      - $G_{mur2} = 12.636 * 2.2 = 27.79$  KN
- **Exemple de calcul des plancher**
  - Terrasse inaccessible  $G = 15.16 * 5.91 = 89.6$  KN tel que **S=15.16m<sup>2</sup>**
  - **Escalier :  $G = G_v * S_v + G_p * S_p + G_{pbr}$**

Tel que  $G_{pbr} = 4.71/2 * 0.4 * 0.45 * 25 = 10.58$  KN

**Tableau II.8.** Descente de charge du poteau 01

	Elément	G( KN)	Q( KN)
<b>N10</b>	Plancher terrasse Poutres Poteau	89.6 22.65 10.44 $\Sigma 122.69$	<b>15.16</b>

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

<b>N9</b>	<b>N10</b> <b>Mur1</b> <b>Mur2</b> <b>Poutres</b> <b>Poteau</b> <b>Corps creux</b> <b>Dalle pleine</b> <b>Escalier</b>	<b>122.69</b> <b>10.68</b> <b>23.28</b> <b>22.65</b> <b>10.44</b> <b>34.542</b> <b>18.49</b> <b>22.56</b> $\Sigma 265.33$	<b>40.89</b>
<b>N8</b>	<b>N9</b> <b>Mur1</b> <b>Mur2</b> <b>Poutres</b> <b>Poteau</b> <b>Corps creux</b> <b>Dalle pleine</b> <b>Escalier</b>	<b>265.33</b> <b>10.68</b> <b>23.28</b> <b>22.65</b> <b>10.44</b> <b>34.542</b> <b>18.49</b> <b>22.56</b> $\Sigma 407.97$	<b>64.05</b>
<b>N7</b>	<b>N8</b> <b>Mur1</b> <b>Mur2</b> <b>Poutres</b> <b>Poteau</b> <b>Corps creux</b> <b>Dalle pleine</b> <b>Escalier</b>	<b>407.97</b> <b>10.68</b> <b>23.28</b> <b>22.65</b> <b>10.44</b> <b>34.542</b> <b>18.49</b> <b>22.56</b> $\Sigma 550.61$	84.63
<b>N6</b>	<b>N7</b> <b>Mur1</b> <b>Mur2</b> <b>Poutres</b> <b>Poteau</b> <b>Corps creux</b> <b>Dalle pleine</b> <b>Escalier</b>	<b>550.61</b> <b>10.68</b> <b>23.28</b> <b>22.65</b> <b>10.44</b> <b>34.542</b> <b>18.49</b> <b>22.56</b> $\Sigma 693.25$	<b>102.64</b>
<b>N5</b>	<b>N6</b> <b>Mur1</b> <b>Mur2</b> <b>Poutres</b> <b>Poteau</b> <b>Corps creux</b> <b>Dalle pleine</b> <b>Escalier</b>	<b>693.25</b> <b>10.68</b> <b>23.28</b> <b>22.65</b> <b>10.44</b> <b>34.542</b> <b>18.49</b> <b>22.56</b> $\Sigma 835.89$	<b>118.08</b>

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

N4	N5 Mur1 Mur2 Poutres Poteau Corps creux Dalle pleine Escalier	835.89 10.68 23.28 22.65 10.44 34.542 18.49 22.56 $\Sigma$ 978.53	130.94
N3	N4 Mur1 Mur2 Poutres Poteau Corps creux Dalle pleine Escalier	978.53 10.68 23.28 22.65 10.44 34.542 18.49 22.56 $\Sigma$ 1121.17	143.81
N2	N3 Mur1 Mur2 Poutres Poteau Corps creux Dalle pleine Escalier	1121.17 10.44 23.28 22.65 10.44 34.542 18.49 22.56 $\Sigma$ 1263.81	156.67
N1	N2 Mur1 Mur2 Poutres Poteau Corps creux Dalle pleine Escalier	1263.81 / 16.07 22.65 14.04 34.542 18.49 22.56 $\Sigma$ 1392.16	196.06
N0	N1 Mur1 Mur2 Poutres Poteau Corps creux Dalle pleine Escalier	1392.16 7.52 27.79 22.65 10.44 34.542 18.49 22.56 $\Sigma$ 1536.15	215.5

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 2397.05 \text{ KN}$$

$$N_s = G + Q$$

$$N_s = 1751.65 \text{ KN}$$

- Poteau 02  $40 \times 40 \text{ cm}^2$  : voir le plan et puis la figure II.10

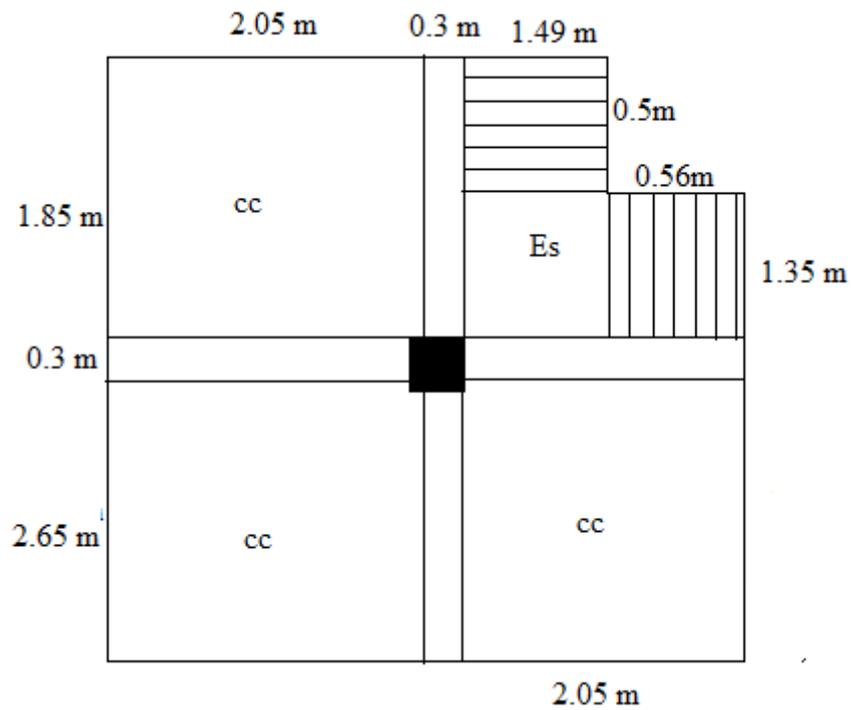


Figure II.11. Surface afférente du poteau 02

- $L_{pp} = 1.85 + 2.65 - 0.1 = 4.4 \text{ m}$ .
- $L_{ps} = 2.05 + 1.95 = 4.00 \text{ m}$ .
- $S_{aff \text{ cc}} = 2.05 \times 2 \times 2.65 + 1.85 \times 2.05 - 0.1^2 = 14.65 \text{ m}^2$ .
- $S_{aff \text{ Es}} = 1.49 \times 1.85 + 0.56 \times 1.35 = 3.51 \text{ m}^2$

✓ Les cloisons:

- **RDC :**

$$h_l = (3.96 - 0.45) = 3.51 \text{ m tq : } 0.45 \text{ hauteur de la poutre principale}$$

-  $S_{\text{mur int2}} = 1.85 * 3.51 = 6.5 \text{ m}^2$

- **Etage de services:**

$$h_l = (3.06 - 0.45) = 2.61 \text{ m}$$

-  $S_{\text{mur int2}} = (1.85 * 2.61) = 4.82 \text{ m}^2$ .

- **Etage courant :**

$$h_l = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m}$$

-  $S_{\text{mur int1}} = 2.75 * 2.61 = 7.17 \text{ m}^2$

-  $S_{\text{mur int2}} = 1.85 * 2.61 = 4.82 \text{ m}^2$

La surface afférente de la terrasse est :

$$S_{\text{aff ter}} = 4.1 * 4.5 - 0.1^2 = 18.45 \text{ m}^2$$

- **Le poids propre des éléments :**

→ **Les poteaux :**

-  $G_{\text{pot}} = 25 * 0.4 * 0.4 * 2.61 = 10.44 \text{ KN}$  pour étage courant, étage de services, sous-sol

-  $G_{\text{pot}} = 25 * 0.4 * 0.4 * 3.51 = 14.04 \text{ KN}$  pour RDC

→ **Les poutres :**

-  $G_{\text{poutre}} = G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}} = 25 * (0.3 * 0.45 * 4.4 + 0.3 * 0.35 * 4) = 25.35 \text{ KN}$

→ **Les murs :**

- Etage courant :

-  $G_{\text{mur1}} = 7.17 * 1.3 = 9.32 \text{ KN}$

-  $G_{\text{mur2}} = 4.82 * 2.2 = 10.6 \text{ KN}$

- Etage de services :

-  $G_{\text{mur2}} = 4.82 * 2.2 = 10.6 \text{ KN}$

- RDC :

-  $G_{\text{mur2}} = 6.5 * 2.2 = 14.3 \text{ KN}$

## PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

**Tableau II.9.** Descente de charge du poteau 02

	<b>Elément</b>	<b>G(KN)</b>	<b>Q(KN)</b>
<b>N10</b>	Plancher terrasse Poutres Poteau	109.04 25.35 10.44 $\Sigma$ 144.83	<b>18.45</b>
<b>N9</b>	<b>N10</b> <b>Mur1</b> <b>Mur2</b> <b>Poutres</b> <b>Poteau</b> <b>Corps creux</b> <b>Escalier</b>	<b>144.83</b> <b>9.32</b> <b>10.6</b> <b>25.35</b> <b>10.44</b> <b>66.80</b> <b>34.05</b> $\Sigma$ 301.39	<b>49.2</b>
<b>N8</b>	<b>N9</b> <b>Mur1</b> <b>Mur2</b> <b>Poutres</b> <b>Poteau</b> <b>Corps creux</b> <b>Escalier</b>	<b>301.39</b> <b>9.32</b> <b>10.6</b> <b>25.35</b> <b>10.44</b> <b>66.80</b> <b>34.05</b> $\Sigma$ 447.37	<b>76.87</b>
<b>N7</b>	<b>N8</b> <b>Mur1</b> <b>Mur2</b> <b>Poutres</b> <b>Poteau</b> <b>Corps creux</b> <b>Escalier</b>	<b>447.37</b> <b>9.32</b> <b>10.6</b> <b>25.35</b> <b>10.44</b> <b>66.80</b> <b>34.05</b> $\Sigma$ 593.35	<b>101.47</b>
<b>N6</b>	<b>N7</b> <b>Mur1</b> <b>Mur2</b> <b>Poutres</b> <b>Poteau</b> <b>Corps creux</b> <b>Escalier</b>	<b>593.35</b> <b>9.32</b> <b>10.6</b> <b>25.35</b> <b>10.44</b> <b>66.80</b> <b>34.05</b> $\Sigma$ 739.33	<b>123.00</b>

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

N5	N6 Mur1 Mur2 Poutres Poteau Corps creux Escalier	739.33 9.32 10.6 25.35 10.44 66.80 34.05 $\sum$ 885.31	141.45
N4	N5 Mur1 Mur2 Poutres Poteau Corps creux Escalier	885.31 9.32 10.6 25.35 10.44 66.80 34.05 $\sum$ 1031.28	156.82
N3	N4 Mur1 Mur2 Poutres Poteau Corps creux Escalier	1031.28 9.32 10.6 25.35 10.44 66.80 34.05 $\sum$ 1177.27	172.2
N2	N3 Mur1 Mur2 Poutres Poteau Corps creux Escalier	1177.27 9.32 10.6 25.35 10.44 66.80 34.05 $\sum$ 1323.25	187.57
N1	N2 Mur1 Mur2 Poutres Poteau Corps creux Escalier	1323.25 / 10.6 25.35 14.04 66.8 34.05 $\sum$ 1463.51	237.13

## PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

<b>N0</b>	<b>N1</b>	<b>1463.51</b>	
	<b>Mur1</b>	/	
	<b>Mur2</b>	<b>14.3</b>	
	<b>Poutres</b>	<b>25.35</b>	
	<b>Poteau</b>	<b>10.44</b>	
	<b>Corps creux</b>	<b>66.8</b>	<b>251.65</b>
	<b>Escalier</b>	<b>34.05</b>	
		<b>∑1603.87</b>	

$$N_u = 2542.7 \text{ KN}$$

$$N_s = 1855.52 \text{ KN}$$

Donc le poteau le plus sollicité est : **le poteau 02**

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10%.

Tel que :  $N_u = 1.1 * (1.35 * G + 1.5 * Q) \Rightarrow N_u^* = 2796.97 \text{ KN}$ .

### Vérifications :

#### Vérification du critère de résistance :

$$\frac{N_u^*}{B} \leq f_{bu} \quad \text{tel que} : f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5}$$

$$\Rightarrow b_1 * h_1 \geq \frac{1.5 * N_u^*}{0.85 * f_{c28}}$$

- $(b_1 * h_1)$  : la section brute du béton.
- $N_u^*$  : L'effort normal de la dégression des charges.
- $f_{c28}$  : La résistance à la compression à l'âge de 28 jours,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

A.N.:  $b_1 * h_1 \geq \frac{1.5 * 2796.97 * 10^{-3}}{0.85 * 25} \Rightarrow b_1 * h_1 \geq 0.197 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$

On choisit une section



$(b_1 h_1) = 45 * 45 = 2025 \text{ cm}^2$

#### - Justification des poteaux vis-à-vis du flambement :

(BAEL 91 article B.8.4.1)

L'effort normal ultime  $N_u$  agissant d'un poteau doit être au plus égal à la valeur

suivante : 
$$N_{admissible} = \alpha \left[ \frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A * f_e}{\gamma_s} \right]$$

- $B_r$  : Section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle (1 cm) d'épaisseur sur toute sa périphérique.

$$B_r = (a - 2) * (b - 2)$$

- $A$  : Section d'acier comprimé.
- $\gamma_b = 1.5$ ,  $\gamma_s = 1.15$ .
- $\alpha$  : coefficient fonction de l'élanement mécanique " $\lambda$ " qui prend les valeurs :

$$\checkmark \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}, \text{ pour } \lambda \leq 50 .$$

$$\checkmark \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2, \text{ pour } 50 < \lambda \leq 70 .$$

**Note** : Selon (BAEL 91 article B.8.4) la vérification à faire sera pour le poteau le plus élancé (poteau de RDC), et avec majoration de l'effort normal  $N_u$ .

- ✓  $\lambda$  : Elancement mécanique, prend la valeur  $\lambda = \frac{l_f}{i}$ .
- ✓  $l_f$  : Longueur du flambement, égale à  $l_0$  pour les poteaux de bâtiment supposées articulés à leurs extrémités (BAEL 91 article B.8.3.2).
- ✓  $l_0$  : Hauteur du poteau le plus élancé, prise entre deux faces supérieures de deux planchers successives. (Hauteur libre du poteau)  $l_0 = 3.51 \text{ m}$ .
- ✓  $i$  : Rayon de giration,  $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$ , pour une section rectangulaire.
- ✓  $b$  : Plus petit côté du poteau.

**A.N**:

$$\diamond \lambda = \frac{0,7*3,51}{\frac{0,45}{\sqrt{12}}} \Rightarrow \lambda = 18,91.$$

$$\diamond \lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{18,91}{35}\right)^2}, \alpha = 0,80.$$

$$\diamond B_r = (45 - 2) * (45 - 2) = 1849 \text{ cm}^2.$$

- L'ouvrage est en zone II<sub>a</sub> (RPA 99 version 2003 article 7.4.2.1).

$$A_{\max} = \begin{cases} 4\%B, \text{ zone courante.} \\ 6\%B, \text{ zone de recouvrement.} \end{cases}$$

Selon le BAEL  $A = (0.8\% \text{ à } 1.2\%) B$  on prend  $A = 18.49 \text{ cm}^2$

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ,  $N_u = 2796.97 \text{ KN}$ , Acier FeE400,  
 $f_e = 400 \text{ MPa}$ .

$$N_{admissible} = 0,80 \left[ \frac{0,1849 * 25}{0,9 * 1,5} + \frac{0,001849 * 400}{1,15} \right] = 3253,76 \text{ KN}$$



$$N_{admissible} = 3253.76 \text{ KN} \geq N_u^* = 2796.76 \text{ KN}$$

- **Vérification des conditions de coffrage :**

Selon le RPA 99 version 2003 article 7.4.1, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(45, 45) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(45, 45) = 45 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{396}{20} = 19,8 \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$

**Tableau II.10 : Vérifications**

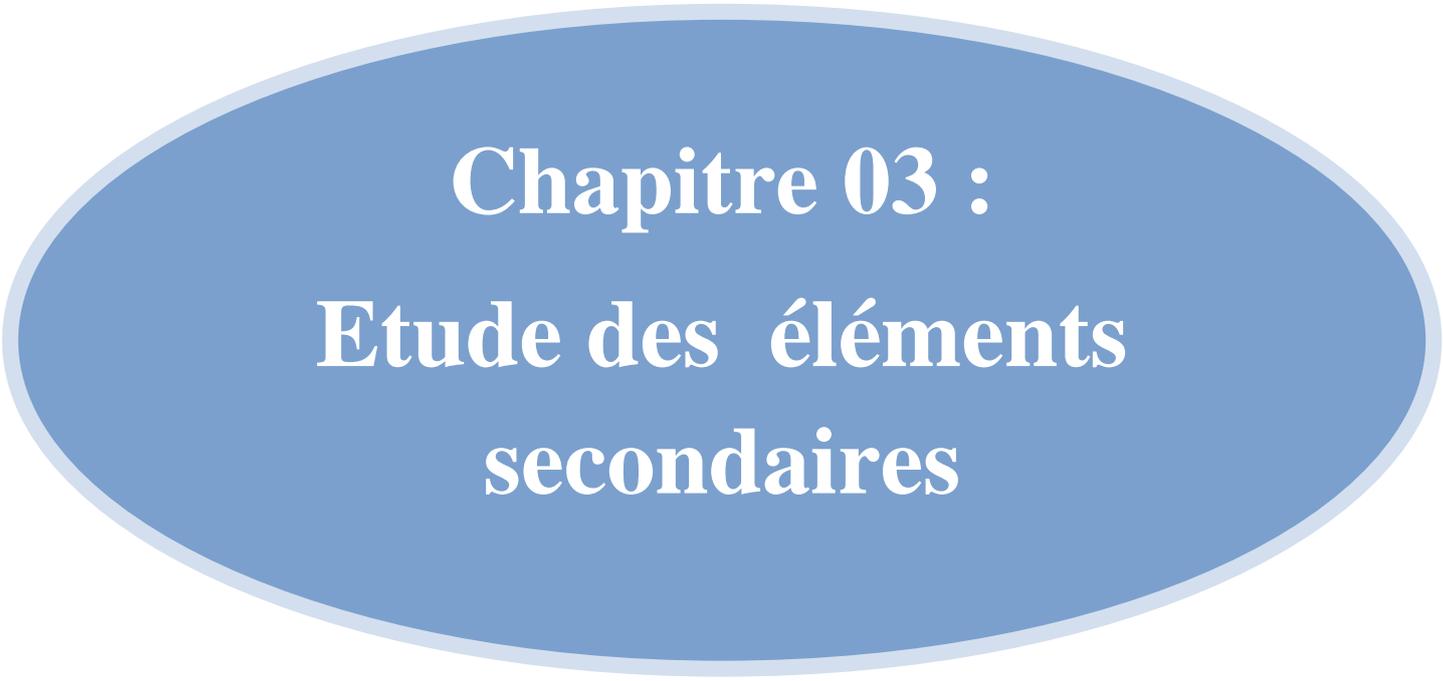
Critère de résistance							
Etage		Sous-sol RDC	Service et 1	2et 3	4 et 5	6 et7	8
Efforts (KN)	N <sub>U</sub>	2542.70	2067.74	1627.45	999.94	719.25	223.19
	N <sub>U</sub> <sup>*</sup>	2796.17	2274.51	1790.20	1099.93	791.17	245.51
	N <sub>S</sub>	1855.52	1510.82	1188.10	916.33	524.24	163.28
b <sub>1</sub> *h <sub>1</sub> calculée (m <sup>2</sup> )		0.197	0.16	0.128	0.077	0.055	0.0173
Section choisit (cm <sup>2</sup> )		45*45	40*40	40*40	35*35	30*30	25*25
Vérification du flambement							
λ		18.91	15.88	15.88	18.08	21.24	25.37
α		0.80	0.81	0.81	0.80	0.79	0.77
B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )		1849	1444	1444	1089	784	529
N <sub>adm</sub>		3253.76	2541.06	2541.06	1916.35	1362.39	895.99
N <sub>u</sub> <sup>*</sup>		2796.76	2274.51	1790.20	1099.93	791.17	245.51
obs		Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Condition de coffrage							
Min(b <sub>1</sub> *h <sub>1</sub> ) ≥ 25cm		45	40	40	35	30	25
Min(b <sub>1</sub> *h <sub>1</sub> ) ≥ h <sub>e</sub> /20=19.8 cm		45	40	40	35	30	25
1/4<b <sub>1</sub> /h <sub>1</sub> <4		1	1	1		1	1
obs		Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

**II.3. Conclusion :**

On présentera les différentes dimensions des poteaux dans le tableau suivant

<i>Niveaux</i>	<i>Sections des poteaux (b1*h1)</i>
<i>Sous-sol, RDC</i>	<i>(45*45)</i>
<i>Etage de services et 1</i>	<i>(40*40)</i>
<i>2 et 3</i>	<i>(40*40)</i>
<i>4 et 5</i>	<i>(35*35)</i>
<i>6 et 7</i>	<i>(30*30)</i>
<i>8</i>	<i>(25*25)</i>

- ✓ Les planchers corps creux sont des planchers [20+4].
- ✓ Epaisseur des planchers dalle pleine est 14cm.
- ✓ Section transversale des poutres secondaires (35 x 30).
- ✓ Section transversale des poutres principales (45 x 30).
- ✓ Epaisseur des voiles e = 20 cm
- ✓ Epaisseur des escaliers (e = 15 cm).



**Chapitre 03 :**  
**Etude des éléments**  
**secondaires**

## III.1. Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- Les planchers (corps creux et dalles pleines).
- Les escaliers.
- L'acrotère.
- L'ascenseur.

Les planchers sont des aires planes qui servent à séparer les différents niveaux et à transmettre les charges qui lui sont appliquées aux poutres, et ils doivent supporter les charges qui lui sont appliquées (le poids propre + la charge d'exploitation), dans notre bâtiment les planchers à rencontrer sont :

- Planchers à corps creux.
- Planchers à dalle pleine

## III.2. planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles. il est généralement utilisé dans les bâtiments courant (à faible surcharge d'exploitation  $\leq 5 \text{ KN/m}^2$ ), et présente une bonne isolation thermique et phonique.

### III.2.1 Disposition des poutrelles :

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

- **Critère de disposition des poutrelles :**
- Petite portée (afin de diminuer la flèche).
- Continuité (maximum d'appuis).

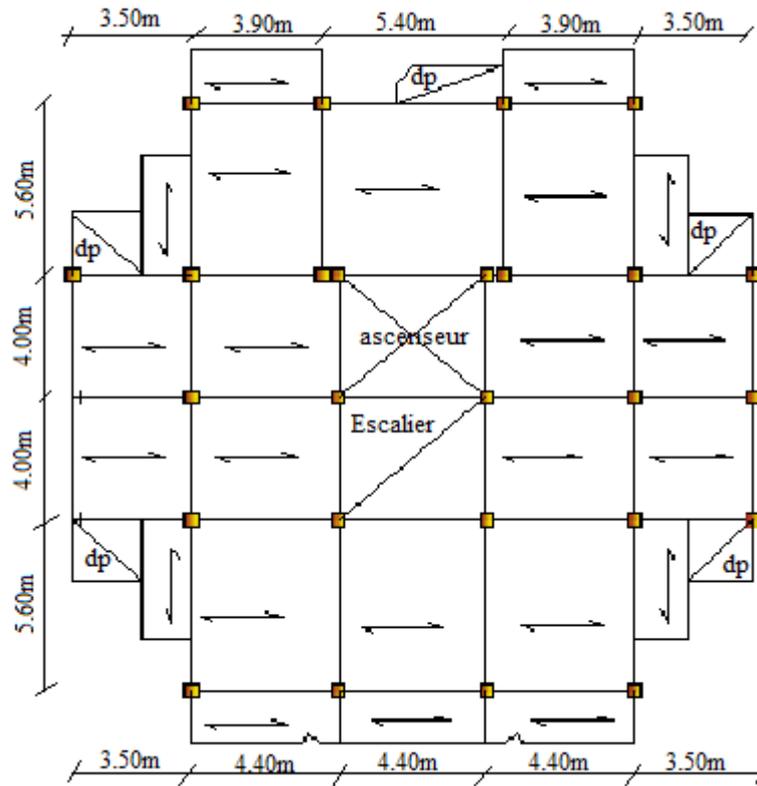


Figure III.1. Plan de disposition des poutrelles (étage courant 02 à 08)

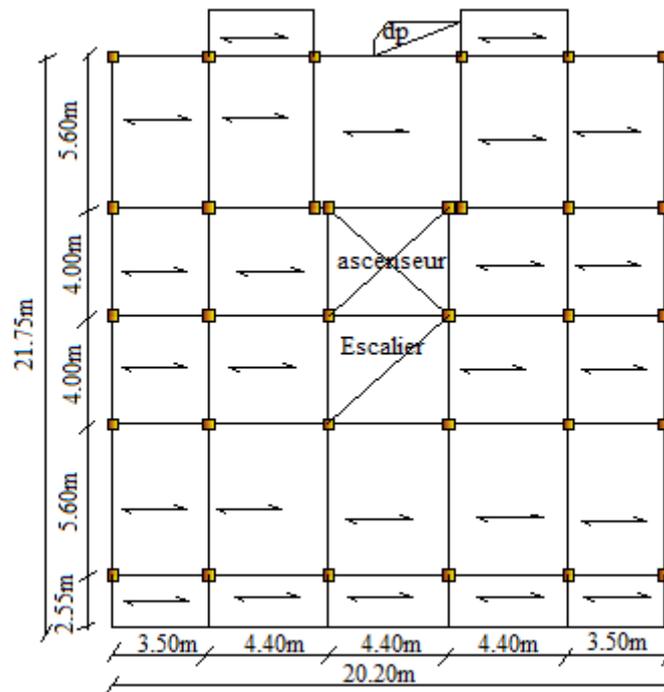
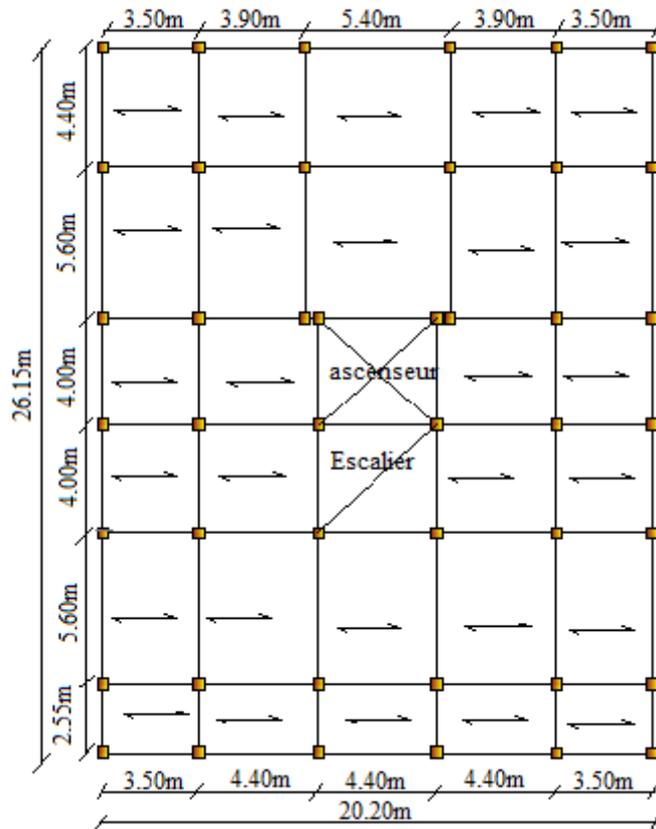


Figure III.2. Plan de disposition des poutrelles (étage 01)



**Figure III.3.**Plan de disposition des poutrelles (RDC et étage de services)

### III.2.2. Méthodes de calcul des poutrelles :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

#### a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

##### 1. Domaine d'application (B.6.210) :

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \text{Min} (2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$ ).
- le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$ .
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

**2. Application de la méthode :**

• **Valeurs des moments :**

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et aux appuis  $M_g$  et  $M_d$  doivent vérifier :

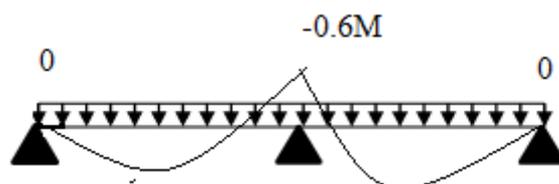
a.  $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0)$

b.  $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2$  dans une travée intermédiaire.

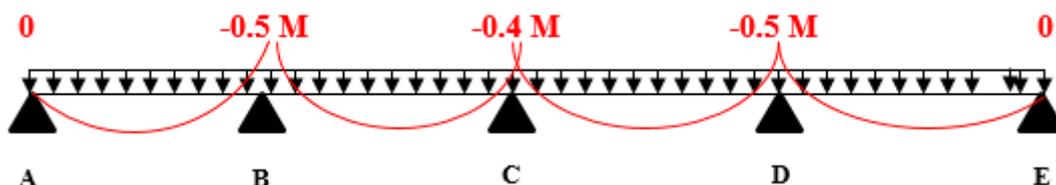
$M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0 / 2$  dans une travée de rive.

c. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6M_0$  pour une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.



**Figure III.4.** Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées



**Figure III.5.** Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

Avec  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et

$\alpha = Q / (G+Q)$

Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

**Remarque :** Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :  $-0.15M_0$ . Tel que  $M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$

• **Evaluation de l'effort tranchant :**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le

premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort

tranchant isostatique  $V_0$  de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

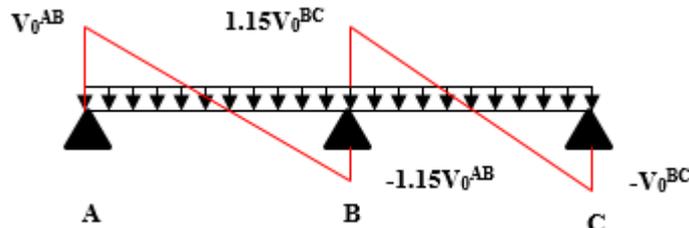


Figure III.6. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

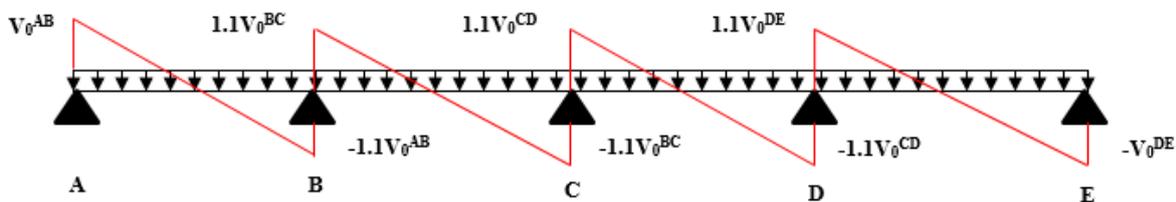


Figure III.7. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

**b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :**

Si le plancher à surcharge élevée ( $Q > \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

**• Calcul des moments :**

**a).Moment en travée :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{qu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

**b).En appuis :**

$$M_a = -\frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \text{ (BAEL. Art. L.III,3)}$$

Tel que :

-  $L'_g$  et  $L'_d$  : longueurs fictives.

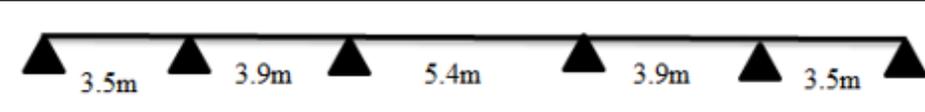
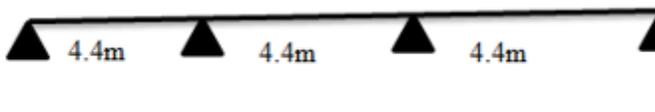
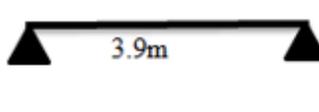
-  $q_g$  et  $q_d$  : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

• **L'effort tranchant :**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

**Tableau III.1.**Les Types de poutrelles

Types	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	

**NB :** Si l'une des 3 autres conditions de la méthode MF n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

• **Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

**A l'ELU :**  $q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) * l_0$

**A l'ELS :**  $q_s = (G + Q) * l_0 = 0.65m$

**Tableau III.2.** Charges et surcharges revenant aux poutrelles

NATURE	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU	ELS
			q <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/ml)
<b>Terrasse inaccessible</b>	<b>5.91</b>	<b>1</b>	<b>6.16</b>	<b>4.5</b>
<b>Habitation</b>	<b>5.86</b>	<b>1.5</b>	<b>6.6</b>	<b>4.78</b>
<b>Etage de services</b>	<b>5.86</b>	<b>2.5</b>	<b>7.6</b>	<b>5.43</b>
<b>Commercial (RDC)</b>	<b>5.86</b>	<b>5</b>	<b>10.01</b>	<b>7.06</b>

• **Vérification des conditions de BAEL :**

**1<sup>ère</sup> condition :**

- **Plancher terrasse inaccessible :**

G= 5.91KN/m<sup>2</sup>

Q=1.00 KN/m<sup>2</sup> ≤ Min (2×5.91, 5KN/m<sup>2</sup>)= 5KN/m<sup>2</sup> .....vérifiée.

- **Plancher étage courant :**

G= 5.86KN/m<sup>2</sup>

Q=1.5 KN/m<sup>2</sup> ≤ Min (2×5.86, 5KN/m<sup>2</sup>)= 5KN/m<sup>2</sup> .....vérifiée.

- **Plancher RDC :**

G= 5.86KN/m<sup>2</sup>

Q=5 KN/m<sup>2</sup> ≤ Min (2×5.86, 5KN/m<sup>2</sup>)= 5KN/m<sup>2</sup> .....vérifiée.

- **Etage de services :**

G= 5.86KN/m<sup>2</sup>

Q=2.5 KN/m<sup>2</sup> ≤ Min (2×5.86, 5KN/m<sup>2</sup>)= 5KN/m<sup>2</sup> .....vérifiée.

**2<sup>ème</sup> condition :**

Type 1 : 3.9/5.4 < 0.8 .....non vérifiée.

Type 2 : 3.5/4.4 < 0.8 .....non vérifiée.

Type 3 :  $3.9/5.4 < 0.8$ .....non vérifiée.

Type 4 :  $0.8 < 3.9/5.4 < 1.25$ .....vérifiée.

Type 5 :  $3.5/4.4 < 0.8$ .....non vérifiée.

La condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée dans les types 1, 2, 3 et 5.

⇒ On applique la méthode de **Caquot minorée**.

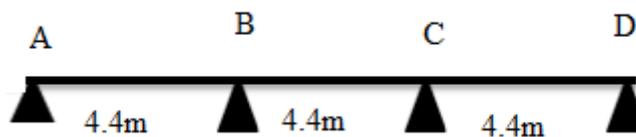
**III.2.3. Calcul des sollicitations :**

**III.2.3.1. Calcul des sollicitations (M.F) :**

On prend le type 4 de **terrasse inaccessible** comme un exemple de calcul :

$q_u = 6.16 \text{ KN/ml}$

$q_s = 4.5 \text{ KN/ml}$



**Figure III.8.**Poutrelle type 4.

**Moments isostatiques**

A l'ELU :

**Travée A-B :**

$$M_0^{AB} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.16 \times (4.4)^2}{8} = 14.9 \text{ KN.m}$$

**Travée B-C :**

$$M_0^{BC} = \frac{6.16 \times (4.4)^2}{8} = 14.9 \text{ KN.m}$$

**Travée C-D :**

$$M_0^{CD} = \frac{6.16 \times (4.4)^2}{8} = 14.9 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

**Travée A-B :**

$$M_0^{AB} = 10.89 \text{ KN.m}$$

**Travée B-C :**

$$M_0^{BC} = 10.89 \text{ KN.m}$$

**Travée C-D :**

$$M_0^{CD} = 10.89 \text{ KN.m}$$

**Moments aux appuis :**

A l'ELU :

$$M_A = M_D = 0$$

**Mais le BAEL exige de mettre des armatures de fissuration équilibrant un moment fictif.**

$$M_A = M_D = -0.15M_0$$

Tel que  $M_0$  le moment isostatique max.

$$M_A = M_D = -0.15M_0 = -0.15 \times 14.9 = -2.23 \text{ KN.m}$$

**Appuis B :**

$$M_B = -0.5 \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 14.9 = -7.45 \text{ KN.m}$$

**Appuis C :**

$$M_C = -0.5 \times 14.9 = -7.45 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_A = M_D = -0.15M_0$$

Tel que  $M_0$  le moment isostatique max.

$$M_A = M_D = -0.15M_0 = -0.15 \times 10.89 = -1.63 \text{ KN.m}$$

**Appuis B :**

$$M_B = -0.5 \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 10.89 = -5.44 \text{ KN.m}$$

**Appuis C :**

$$M_C = -0.5 \times 10.89 = -5.44 \text{ KN.m}$$

**Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.91} = 0.144$$

$$1+0.3\alpha = 1.043$$

$$1.2+0.3\alpha = 1.243$$

**NB :** les moments aux appuis sont négatifs mais pour le calcul des moments en travée par la méthode forfaitaire on les remplace par leurs valeurs absolues.

A l'ELU :

**Travée A-B :**

$$M_t + \frac{0+7.45}{2} \geq 1.05 \times 14.9 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.144}{2} \times 14.9 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 11.92 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 9.26 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

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

$$\Rightarrow M_t = 11.92 \text{KN.m}$$

**Travée B-C :**

$$M_t = 1.05 \times 14.9 - 7.45 = 8.19 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t = \frac{1.043 \times 14.9}{2} = 7.77 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$\Rightarrow M_t = 8.19 \text{KN.m}$$

**Travée C-D :**

$$M_t = 11.92 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t = 9.26 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$\Rightarrow M_t = 11.92 \text{KN.m}$$

A l'ELS :

**Travée A-B :**

$$M_t + \frac{0+5.44}{2} \geq 1.05 \times 10.89 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.144}{2} \times 10.89 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 8.71 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 6.77 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

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

$$\Rightarrow M_t = 8.71 \text{KN.m}$$

**Travée B-C :**

$$M_t = 1.05 \times 10.89 - 5.44 = 6 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t = \frac{1.043 \times 10.89}{2} = 5.86 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$\Rightarrow M_t = 6 \text{KN.m}$$

**Travée C-D :**

$$M_t = 1.05 \cdot 10.89 - 5.44/2 = 8.71 \text{KN.m} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t = 1.243 \cdot 10.89/2 = 6.77 \text{KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

$$\Rightarrow M_t = 8.71 \text{KN.m}$$

**Efforts tranchants :**

$$V_0 = \frac{q \times l}{2}$$

On calcul  $V_0$  pour chaque travée :

**Travée AB :**

$$V_A = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6.16 \times 4.4}{2} = 13.55 \text{KN}$$

$$V_B = -1.1 \frac{q_u \times l}{2} = -14.9 \text{KN}$$

**Travée BC :**

$$V_B = 1.1 \frac{q_u \times l}{2} = 1.1 \frac{6.16 \times 4.4}{2} = 14.9 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{q_u \times l}{2} = -14.9 \text{KN}$$

**Travée C-D :**

$$V_C = 14.9 \text{KN}$$

$$V_D = -13.55 \text{KN}$$

Les résultats des sollicitations sont présentés dans les tableaux suivants :

**Type 4 :**

**Tableau III.3.**Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	$q_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ KN	$V_d$ KN
A-B	4.4	6.16	14.9	-2.23	-7.45	11.92	13.55	-14.9
B-C	4.4	6.16	14.9	-7.45	-7.45	8.19	14.9	-14.9
C-D	4.4	6.16	14.9	-7.45	-2.23	11.92	14.9	-13.55

**Tableau III.4.** Sollicitations à l'ELS

Travée	L (m)	q <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	4.4	4.5	10.89	-1.63	-5.44	8.71
B-C	4.4	4.5	10.89	-5.44	-5.44	6
C-D	4.4	4.5	10.89	-5.44	-1.63	8.71

- **Plancher étage courant (M.F) :**

**Type 4 :**

**Tableau III.5.** Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	q <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> KN	V <sub>d</sub> KN
A-B	4.4	6.6	15.97	-2.39	-7.98	12.93	14.52	-15.97
B-C	4.4	6.6	15.97	-7.98	-7.98	8.94	15.97	-15.97
C-D	4.4	6.6	15.97	-7.98	-2.39	12.93	-15.97	-14.52

**Tableau III.6.** Sollicitations à l'ELS

Travée	L (m)	q <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	4.4	4.78	11.56	-1.73	-5.78	9.36
B-C	4.4	4.78	11.56	-5.78	-5.78	6.47
C-D	4.4	4.78	11.56	-5.78	-1.73	9.36

**III.2.3.2. Calcul des sollicitations par la méthode de Caquot minorée :**

- Exemple de calcul :

**Terrasse inaccessible :**

**Type 3 :**



**Figure III.9.** Poutrelle type 3.

$$G' = (2/3) G = 2/3 * 5.91 = 3.94 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u' = (1.35G' + 1.5Q) l_0 = 4.43 \text{ KN/ml}$$

$$q_s' = (G' + Q) l_0 = 3.21 \text{ KN/ml}$$

**Moments aux appuis :**

A l'ELU :

$$M_A = M_D = -0.15 * M_0 = -0.15 * 4.43 * 3.9^2 / 8 = -1.26 \text{ KN.m}$$

$$L_g' = l_0 = 3.9 \text{ m}$$

$$L_d' = 0.8 l_0 = 0.8 * 5.4 = 4.32 \text{ m}$$

**Appui B :**

$$M_B = -\frac{4.43 \times (3.9^3 + 4.32^3)}{8.5 \times (3.9 + 4.32)} = -8.87 \text{ KN.m}$$

**Appui C :**

$$M_C = -\frac{4.43 \times (3.9^3 + 4.32^3)}{8.5 \times (3.9 + 4.32)} = -8.87 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_A = M_D = 0.15 * M_0 = 0.15 * 3.21 * 3.9^2 / 8 = -0.91 \text{ KN.m}$$

**Appui B :**

$$M_B = -\frac{3.21 \times (3.9^3 + 4.32^3)}{8.5 \times (3.9 + 4.32)} = -6.42 \text{ KN.m}$$

**Appui C :**

$$M_C = -\frac{3.21 \times (3.9^3 + 4.32^3)}{8.5 \times (3.9 + 4.32)} = -6.42 \text{ KN.m}$$

**NB :** les moments aux appuis sont négatifs, mais pour le calcul de  $M_t$  par la méthode de Caquot on les remplace par leurs signes.

**Moments en travées :**

Ici on reprend la totalité de la charge G.

$$G = 5.91 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 6.16 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4.5 \text{ KN/ml}$$

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

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

**A l'ELU :**

**Travée AB :**

$$x = \frac{3.9}{2} - \frac{0 - (-8.87)}{6.16 \times 3.9} = 1.58 \text{ m}$$

$$M(x) = 6.16 * 1.58 / 2(3.9 - 1.58) + \left(-8.87 \times \frac{1.58}{3.9}\right) = 7.7 \text{ KN.m}$$

**Travée BC :**

$$x = 5.4 / 2 + (-8.87 + 8.87) / (6.16 * 5.4) = 2.7 \text{ m}$$

$$M(x) = 13.58 \text{ KN.m}$$

**Travée CD :**

$$x = \frac{3.9}{2} + \frac{8.87}{(6.16 * 3.9)} = 2.31 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 6.69 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS :**

**Travée AB :**

$$M(x) = 4.5 * 1.58 / 2(3.9 - 1.58) + \left(-6.42 \times \frac{1.58}{3.9}\right) = 5.64 \text{ KN.m}$$

**Travée BC :**

$$M(x) = 4.5 * 2.7 / 2(5.4 - 2.7) - 6.42 \left( 1 - \frac{1.58}{5.4} \right) - 6.42 * 2.7 / 5.4 = 9.98 KN.m$$

**Travée CD :**

$$M(x) = 4.5 * 2.31 / 2(3.9 - 2.31) - 6.42 \left( 1 - \frac{2.31}{3.9} \right) = 5.64 KN.m$$

- **Efforts tranchants :**

$$V = \frac{qu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_s}{l_i}$$

**Travée AB :**

$$V_A = \frac{6.16 \times 3.9}{2} + \frac{-8.87 - 0}{3.9} = 9.73 KN$$

$$V_B = -\frac{6.16 \times 3.9}{2} + \frac{-8.87 - 0}{3.9} = -14.28 KN$$

**Travée BC :**

$$V_B = \frac{6.16 \times 5.4}{2} + \frac{-8.87 + 8.87}{3.9} = 16.63 KN$$

$$V_C = -\frac{6.16 \times 5.4}{2} + \frac{-8.87 + 8.87}{3.9} = -16.63 KN$$

**Travée CD :**

$$V_C = \frac{6.16 \times 3.9}{2} + \frac{0 + 8.87}{3.9} = 14.28 KN$$

$$V_D = -\frac{6.16 \times 3.9}{2} + \frac{0 + 8.87}{3.9} = -9.73 KN$$

**Type 3 :**

**Tableau III.7.** Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	$q_u$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ KN	$V_d$ KN
A-B	3.9	6.16	-1.26	-8.87	7.7	9.73	-14.28
B-C	5.4	6.16	-8.87	-8.87	13.58	16.63	-16.63
C-D	3.9	6.16	-8.87	-1.26	7.7	14.28	-9.73

**Tableau III.8.** Sollicitations à l'ELS

Travée	L (m)	$q_s$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	3.9	4.5	-0.91	-6.42	5.64
B-C	5.4	4.5	-6.42	-6.42	9.98
C-D	3.9	4.5	-6.42	-0.91	5.64

**Etage courant :**

**Type 3 :**

**Tableau III.9.** Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	$q_u$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ KN	$V_d$ KN
A-B	3.9	6.6	-1.39	-9.77	8.13	10.36	-15.37
B-C	5.4	6.6	-9.77	-9.77	14.28	17.82	-17.82
C-D	3.9	6.6	-9.77	-1.39	8.13	15.37	-10.36

**Tableau III.10.** Sollicitations à l'ELS

Travée	L (m)	$q_s$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	3.9	4.78	-1	-7.02	5.91
B-C	5.4	4.78	-7.02	-7.02	9.38
C-D	3.9	4.78	-7.02	-1	5.91

**RDC :**

**Type 1 :**

**Tableau III.11.** Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	$q_u$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ KN	$V_d$ KN
A-B	3.5	10.01	-1.9	-10.79	10.4	14.43	-20.6
B-C	3.9	10.01	-10.79	-14.54	6.41	18.55	-20.48
C-D	5.4	10.01	-14.54	-14.54	21.94	27.02	-27.02
D-E	3.9	10.01	-14.54	-10.79	6.41	20.48	-18.55
E-F	3.5	10.01	-10.79	-1.9	10.4	20.60	-14.43

**Tableau III.12.** Sollicitations à l'ELS

Travée	L (m)	$q_s$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	3.5	7.06	-1.32	-7.52	7.37
B-C	3.9	7.06	-7.52	-10.14	4.62
C-D	5.4	7.06	-10.14	-10.14	15.6
D-E	3.9	7.06	-10.14	-7.52	4.62
E-F	3.5	7.06	-7.52	-1.32	7.37

**Etage de services :**

**Type 1 :**

**Tableau III.13.** Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	$q_u$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ KN	$V_d$ KN
A-B	3.5	7.6	-1.34	-7.61	8.14	11.12	-15.47
B-C	3.9	7.6	-7.61	-10.26	5.54	14.13	-15.49
C-D	5.4	7.6	-10.26	-10.26	17.44	20.52	-20.52
D-E	3.9	7.6	-10.26	-7.61	5.54	15.49	-14.13
E-F	3.5	7.6	-7.61	-1.34	8.14	15.47	-11.12

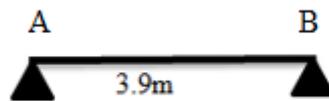
**Tableau III.14.**Sollicitations à l'ELS

Travée	L (m)	$q_s$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	3.5	5.43	-0.95	-5.41	5.82
B-C	3.9	5.43	-5.41	-7.29	4
C-D	5.4	5.43	-7.29	-7.29	12.5
D-E	3.9	5.43	-7.29	-5.41	4
E-F	3.5	5.43	-5.41	-0.95	5.82

**III.2.3.3. Calcul des sollicitations pour les poutrelles isostatiques :**

**Type 6 :**

**Terrasse inaccessible :**



**Figure III.10.** Poutrelle type 6.

$$q_u = 6.16 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4.5 \text{ KN/ml}$$

**Moments aux appuis :**

A l'ELU :

$$M_A = M_B = -0.15 \cdot 6.16 \cdot 3.9^2 / 8 = -1.75 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_A = M_B = -0.15 \cdot 4.5 \cdot 3.9^2 / 8 = -1.28 \text{ KN.m}$$

**Moment en travée :**

A l'ELU :

$$M_t = 6.16 \cdot 3.9^2 / 8 = 11.71 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_t = 8.55 \text{ KN.m}$$

**Efforts tranchants :**

## ETUDE DES ELEMENTS SECODAIRES

$$V_A = 6.16 \cdot 3.9 / 2 = 12.01 \text{ KN}$$

$$V_B = 6.16 \cdot 3.9 / 2 = 12.01 \text{ KN}$$

**Tableau III.15.** Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	$q_u$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ KN	$V_d$ KN
A-B	3.9	6.16	-1.75	-1.75	11.71	12.01	-12.01

**Tableau III.16.** Sollicitations à l'ELS

Travée	L (m)	$q_s$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	3.9	4.5	-1.28	-1.28	8.55

**Etage courant :**

**Tableau III.17.** Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	$q_u$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ KN	$V_d$ KN
A-B	3.9	6.6	-1.88	-1.88	12.54	12.87	-12.87

**Tableau III.18.** Sollicitations à l'ELS

Travée	L (m)	$q_s$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	3.9	4.78	-1.36	-1.36	9.06

**Tableau III.19.** Sollicitation maximales.

Désignation	L'ELU				L'ELS		
	$M_t^{max}$ (KN.m)	$M_a^{int}$ (KN.m)	$M_a^{riv}$ (KN.m)	$V_{max}$ (KN)	$M_t^{max}$ (KN.m)	$M_a^{int}$ (KN.m)	$M_a^{riv}$ (KN.m)
Terrasse inaccessible	13.58	-8.87	-2.23	16.63	9.98	-6.42	-1.63
Etage courant	14.28	-9.77	-2.39	17.82	9.38	-7.02	-1.73
RDC	21.94	-14.54	-1.9	27.02	15.6	-10.14	-1.32
Entresol	17.44	-10.26	-1.34	20.52	12.5	-7.29	-0.95

### III.2.4. Ferrailage des poutrelles :

#### a. Ferrailage longitudinales :

#### Exemple de calcul étage courant:

$$\left[ \begin{array}{l} M_t = 14.28 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -9.77 \text{ KN.m} \\ M_a^r = -0.15 \max(M_0^1, M_0^2) = -2.39 \text{ KN.m} \\ V = 17.82 \text{ KN} \end{array} \right.$$

#### En travée :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

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

✓ Si  $M_u \leq M_{tu}$  la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

✓ Si  $M_u > M_{tu}$  On calcule une section en T.

#### Remarque :

Pour le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche, on prend **b=65cm** dans notre cas le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale **5.4 m**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,22 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 73.84 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$  Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{14.28 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.031 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.04$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.04) = 0.216 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{14.28 \times 10^{-3}}{0.216 \times 348} = 1.9 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A \text{ calculer.}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1 / 400 = 1.72 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$  .....Condition vérifiée.

On opte pour 3HA10 avec  $A = 2.36 \text{ cm}^2$ .

• **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).

$$M_u = -9.77 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.77 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.142$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.142}) = 0.192$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.192) = 0.203 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{9.77 \times 10^{-3}}{0.203 \times 348} = 1.38 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a$  .....Condition vérifiée.

On opte pour 1HA12+1HA10 avec  $A=1.92\text{cm}^2$ .

• **Calcul de l'armature aux appuis de rive:**

$$M_u = 2.39 \text{KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.39 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.034$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$$

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.034}) = 0.043$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.043) = 0.216 \text{m}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{2.39 \times 10^{-3}}{0.216 \times 348} = 0.31 \text{cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA8 avec  $A=0.5\text{cm}^2$ .

**Vérifications à ELU :**

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa}] = 3.33 \text{MPa}$$

$$V^{\max} = 17.82 \text{KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{17.82 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.22} = 0.81 \text{Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

**b. Ferrailage transversal :**

Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \{h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L\}$$

$\Phi_L$  : diamètre minimale des armatures longitudinale ( $\Phi_L = 8mm$ ).

$$\Phi_t \leq \min \{240/35, 10/10, 8\} = 6.85mm$$

On adopte à un étrier  $\Phi 6$ .

Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi 6 = 0.57cm^2$ .

**c. Espacement  $S_t$  :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions Suivantes:

$$1). S_t \leq \min (0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 19.8cm \dots \dots \dots (1)$$

$$2). S_t \leq A_t \frac{0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3f_{ij}K)}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible  $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$  (Armatures droites.)

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.81 - 0.3 \times 2.1)} = 101.33cm \dots \dots \dots (2)$$

$$S_t \leq 101.33cm$$

$$3). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.10 \times 0.4} = 0.57m = 57cm \dots \dots \dots (3)$$

$$S_t = \min (1; 2; 3)$$

Soit  $S_t = 15cm$ .

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

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) MPa$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 17.82 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 0.95 \leq \bar{\tau}_u = 3.33Mpa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

**e. Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

**Appuis de rive :**

On doit vérifier que :  $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$  tel que :  $A_s = A_t + A_a$

$$A_s = 2.36 + 0.5 = 2.86 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 \times 17.82 \times 10^{-3} / 400 = 0.51 \text{ cm}^2$$

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

**Appuis intermédiaire :**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d).$$

$$A_s = 2.36 + 1.92 = 4.28 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 / 400 (17.82 - 9.77 / 0.9 \times 0.22) \times 10^{-3} = -0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort tranchant est négligeable devant le moment.

**f. Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

Avec :  $a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 22 = 19.8 \text{ cm}$

$$V_u = 0.01782 \text{ MN} < 0.267 \times 0.198 \times 0.10 \times 25 = 0.132 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérifications à l'ELS :** les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite d'ouverture des fissures.
- ✓ état limite de déformation.

**g. Etat limite d'ouverture des fissures:**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

**En travée :**

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 * 0.04^2 / 2 - 15 * 2.36 * 10^{-4} (0.22 - 0.04) = -1.17 \text{ cm}$$

$H < 0 \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  calcule comme une section T

**Calcul de y :**  $by^2/2 - (b-b_0)(y-h_0)^2/2 + 15A_{st}(y-d') - 15A_{sc}(d-y) = 0$  avec  $A_{sc} = 0$

$$0.05y^2 + 0.0255y - 0.00121 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) :  $y = 4.05 \text{ cm}$

**Calcul de I:**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{sc} (y - d')^2 + 15A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 12856.26 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} * Y/I = 9.38 * 10^{-3} * 4.05 * 10^2 / (12856.26 * 10^{-8}) = 2.91 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$  ..... *Condition vérifiée.*

**En appuis intermédiaires :**

$M_{ser} = 7.02 \text{ KN.m} < 0 \Rightarrow$  le calcul se fait pour une section ( $b_0 * h$ ).

Position de l'axe neutre :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b_0}{2} y^2 - 15A_{st} (d - y) = 0.$$

$$5y^2 + 28.8y - 633.6 = 0 \text{ ..... (2)}$$

Après résolution de l'équation (2) :  $y = 8.74 \text{ cm}$

**Calcul de I:**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 19529.1 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} * Y/I = 7.02 * 10^{-3} * 4.05 * 10^2 / (19529.1 * 10^{-8}) = 3.14 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$  ..... *Condition vérifiée.*

**h. Etat limite de déformation :**

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

$M_t$  : Moment en travée

$M_0$  : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a :  $\frac{h}{L} = \frac{24}{540} = 0.044 = \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \dots\dots\dots$ condition vérifié

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{24}{540} \geq \frac{9.38}{15 \times 17.42} = 0.035 \dots\dots\dots$$
condition vérifié

2.36/(10\*22)=0.01 > 3.6/400 =0.009.....condition non vérifie

Donc on doit vérifier **la flèche**.

La flèche totale est définie d’après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre supérieur à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{1000}\right) + 0.5cm = \frac{540}{1000} + 0.5 = 1.04cm$$

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

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

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

**i. Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G'$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

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

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

**Remarque :**

Les différents moments  $M_{jser}$ ,  $M_{gser}$  et  $M_{pser}$  sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements.

**j. Propriété de la section :**

**Position de l’axe neutre :**

$y = 4.05 \text{ cm}$ .

**Position du centre de gravité de la section homogène :**

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

$v = 7.67 \text{ cm}$

**Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  :**

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

$I_0 = 30437.93 \text{ cm}^4$  ..... (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) ( $\text{cm}^4$ ))

$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 22} = 0.010$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho}$$
 ..... Déformation instantanée.

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i$$
 ..... Déformation différée.

**k. Calcul des modules de déformations  $E_i$  et  $E_v$  :**

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$  ..... **Module de déformation longitudinale instantanée du béton.**

$E_i = 32164.20 \text{ MPa}$ .

$E_v = 1/3 \times E_i$  ..... **Module de déformation longitudinale différée du béton.**

$E_v = 10721.40 \text{ MPa}$ .

**l. Contraintes :**

$\sigma_s$  : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

**m. Inerties fictives ( $I_f$ ) :**

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

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

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

**n. Evaluation des flèches :**

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 4.5 = 2.92 \text{KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.86 = 3.80 \text{KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.86 + 1.5) = 4.78 \text{KN/m}$$

$$M_{jser} = 6.74 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = 8.79 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = 10.4 \text{KN.m}$$

$$y = 4.05 \text{cm}$$

$$I_0 = 30437.93 \text{cm}^4$$

$$I = 19529.10 \text{cm}^4$$

$$A_s = 2.36 \text{cm}^2$$

$$\rho = 0.010$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 0.65 \times 2.1}{(2 \times 0.65 + 3 \times 0.1) \times 0.01} = 4.26$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times 4.26 = 1.70$$

$$\sigma_{sj} = 92.32 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 121.18 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 143.38 \text{MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010 \times 92.32 + 2.1} = 0.36 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010 \times 121.18 + 2.1} = 0.47 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010 \times 143.38 + 2.1} = 0.53 > 0$$

$$I_{ij}^f = \frac{1.1 \times 30437.93}{1 + 4.26 \times 0.36} = 13215.07 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig}^f = \frac{1.1 \times 30437.93}{1 + 4.26 \times 0.47} = 11152.39 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip}^f = \frac{1.1 \times 30437.93}{1 + 4.26 \times 0.53} = 10277.4 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg}^f = \frac{1.1 \times 30437.93}{1 + 1.7 \times 0.47} = 18611.29 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{6.74 * 100000 * 5.4^2}{10 * 32164.2 * 13215.07} = 0.0046 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{8.79 * 100000 * 5.4^2}{10 * 32164.2 * 1152.39} = 0.0071 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{10.4 * 100000 * 5.4^2}{10.32164.2 * 10277.4} = 0.0091 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{8.79 * 100000 * 5.4^2}{10.10721.4 * 18611.28} = 0.0128 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0128 - 0.0046 + 0.0091 - 0.0071 = 0.0102 \text{ m}$$

$\Delta f = 1.020 \text{ cm} < f_{adm} = 1.04 \text{ cm}$ ..... La flèche est vérifiée.

Tableau III.20. Ferrailage des poutrelles

Poutrelles		$M (KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z(m)$	$A_{calculée} (cm^2)$
Plancher terrasse inaccessible	En travée	13.58	0.03	0.038	0.216	1.8
	Appuis Int	-8.87	0.129	0.173	0.204	1.24
	Appuis Rive	-2.23	0.032	0.04	0.216	0.29
Etage courant	En travée	14.28	0.031	0.04	0.216	1.9
	Appuis Int	-9.77	0.149	0.192	0.203	1.38
	Appuis rive	-2.39	0.034	0.043	0.216	0.31
Etage de services	En travée	17.44	0.039	0.049	0.215	2.33
	Appuis Int	-10.26	0.149	0.202	0.202	1.45
	Appuis rive	-1.34	0.019	0.023	0.217	0.017
RDC	En travée	21.94	0.049	0.062	0.214	2.94
	Appuis Int	-14.54	0.211	0.29	0.194	2.15
	Appuis rive	-1.9	0.027	0.034	0.217	0.25

**Tableau III.21.** Récapitulatif du ferrailage des poutrelles A l'ELU dans les différents planchers

Poutrelles		$A_{calculée} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{choisie} (cm^2)$	$A_{trav}$
<b>Plancher terrasse inaccessible</b>	En travée	1.8	1.72	3T10=2.36	Etrier $\phi_6$ =0.57
	Appuis Int	1.24	0.26	1T12+1T10=1.92	Etrier $\phi_6$ =0.57
	Appuis Rive	0.29	0.26	1T8=0.5	Etrier $\phi_6$ =0.57
<b>Etage courant</b>	En travée	1.9	1.72	3T10=2.36	Etrier $\phi_6$ =0.57
	Appuis Int	1.38	0.26	1T12+1T10=1.92	Etrier $\phi_6$ =0.57
	Appuis rive	0.31	0.26	1T8=0.5	Etrier $\phi_6$ =0.57
<b>Etage de services</b>	En travée	2.33	1.72	3T10=2.36	Etrier $\phi_6$ =0.57
	Appuis Int	1.45	0.26	1T12+1T10=1.92	Etrier $\phi_6$ =0.57
	Appuis rive	0.17	0.26	1T8=0.5	Etrier $\phi_6$ =0.57
<b>RDC</b>	En travée	2.94	1.72	2T12+1T14=3.8	Etrier $\phi_6$ =0.57
	Appuis Int	2.15	0.26	2T14=3.08	Etrier $\phi_6$ =0.57
	Appuis rive	0.25	0.26	1T8=0.5	Etrier $\phi_6$ =0.57

- **Vérification à l'ELU :**

-Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right] = 3.33 \text{ MPA}$$

**Tableau III.22.** Vérification au cisaillement

Plancher	$V_u (KN)$	$\tau_u (MPa)$	Observation
Terrasse	16.63	0.75	Vérifie
Etage courant	17.82	0.81	Vérifie
Etage de services	20.52	0.93	Vérifie
RDC	27.02	1.22	Vérifie

**Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table-nervure.**

$$- \tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \overline{\tau_u}$$

**Tableau III.23.** Vérification au cisaillement

Plancher	$V_u (KN)$	$\tau_u (MPa)$	Observation
Terrasse	16.63	0.88	Vérifie
Etage courant	17.82	0.95	Vérifie
Etage de services	20.52	1.09	Vérifie
RDC	27.02	1.97	Vérifie

**Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

- **Appuis de rive :**
- On doit vérifier que :  $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$  tel que :  $A_s = A_t + A_a$

**Tableau III.24.** Vérification des armatures longitudinales

Plancher	$V_u (KN)$	$1.15 \times V_u / f_e (cm^2)$	$A_s (cm^2)$	Observation
Terrasse	16.63	0.478	2.86	Vérifie
Etage courant	17.82	0.51	2.86	Vérifie
Etage de services	20.52	0.58	2.86	Vérifie
RDC	27.02	0.77	4.3	Vérifie

- **Appuis intermédiaire :**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d).$$

**Tableau III.25.** Vérification des armatures longitudinales

Plancher	$V_u (KN)$	$1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d)$	$A_s (cm^2)$	Observation
Terrasse	16.63	-0.08	4.28	Vérifie
Etage courant	17.82	-0.9	4.28	Vérifie
Etage de services	20.52	-0.9	4.28	Vérifie
RDC	27.02	-1.33	6.88	Vérifie

## ETUDE DES ELEMENTS SECODAIRES

**Tableau III.26.** Vérification des états limite de compression du béton

Plancher	En travée			Aux appuis			$\bar{\sigma}$ (MPa)
	$M_t$ (KN.m)	$I * 10^{-8}$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma$ (MPa)	$M_a$ (KN.m)	$I * 10^{-8}$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma$ (MPa)	
Terrasse	13.58	1.28	3.34	-8.87	1.94	2.87	15
Etage courant	14.2	1.28	2.91	-9.77	1.95	3.14	15
Etage de services	17.44	1.28	4.18	-10.26	1.94	3.26	15
RDC	21.94	1.9	4.5	-14.54	3.03	3.46	15

**Tableau III.27.** Vérification des états limite de déformation.

Désignation	$L_{max}$ (m)			$M_j^{ser}$ (KN.m)		$M_g^{ser}$ (KN.m)		$M_p^{ser}$ (KN.m)			
Terrasse	5.40			4.82		8.87		9.98			
Etage courant	5.40			6.74		8.76		14.17			
Etage de services	5.40			6.74		8.76		11.53			
RDC	5.40			6.74		8.79		10.40			
Désignation	$I$ $10^{-8}$ (m <sup>4</sup> )	$I_0$ $10^{-8}$ (m <sup>4</sup> )	P	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\sigma_j$ (MPa)	$\sigma_g$ (MPa)	$\sigma_p$ (MPa)	$\mu_j$	$\mu_g$	$\mu_p$
Terrasse	1.28	3.02	0.01	4.26	1.70	98.85	183.74	201.74	0.39	0.61	0.64
Etage courant	1.28	3.04	0.01	4.26	1.70	92.32	121.18	143.38	0.36	0.47	0.53
Etage de services	1.28	3.02	0.01	4.26	1.7	139.82	181.46	238.4	0.53	0.60	0.68
RDC	1.9	3.47	0.017	2.5	1	87.51	113.73	183.97	0.54	0.62	0.74
/	$I_f (10^{-4}m)$				$f$ (cm)						
Désignation	$f_{ij}$	$f_{ig}$	$f_{ip}$	$f_{vg}$	$f_{ji}$	$f_{ig}$	$f_{ip}$	$f_{vg}$	$\Delta f$	$f_{adm}$	observation
Terrasse	1.24	0.92	0.89	1.62	0.349	0.86	1	1.6	1.4	1.04	CNV
Etage courant	1.32	1.11	1.02	1.86	0.45	0.71	0.91	1.28	1.02	1.04	V
Etage de services	1.02	0.93	0.85	1.64	0.59	0.84	1.2	1.9	1.6	1.04	CNV
RDC	1.62	1.49	1.34	2.35	0.37	0.52	0.95	1.63	1.6	1.04	CNV

**Remarque :**

On voit bien que la flèche n'est pas vérifiée pour les poutrelles de **terrasse, étage de services, et RDC.**

Donc on augmente la section des armatures qui devient :

$$\left[ \begin{array}{l} - A_t = 2T12 + 1T14 = 3.8 \text{ cm}^2 \\ - A_a = 1T10 = 0.79 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

## ETUDE DES ELEMENTS SECODAIRES

$$\text{RDC : } \begin{cases} -A_t = 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2 \\ -A_a = 1T10 = 0.79 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**Tableau III.28.** Schéma de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
<b>Plancher terrasse inaccessible et étage de services</b>			
<b>Plancher étage courant</b>			
<b>Plancher RDC</b>			

❖ **Ferraillage de la dalle de compression :**

On utilise des ronds lisses de nuance  $f_e = 235\text{MPa}$

• **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

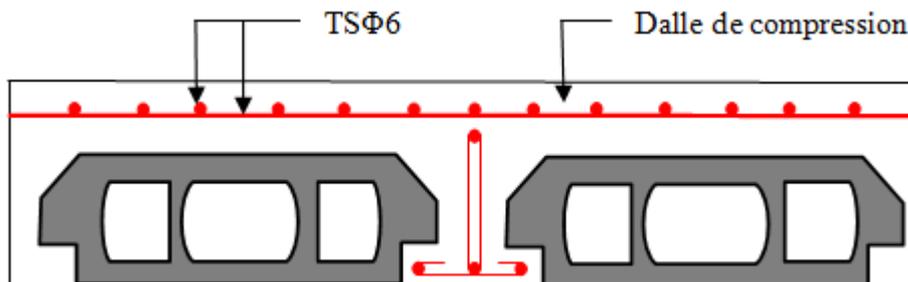
• **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

5TS6/ml = 1.41 cm<sup>2</sup> perpendiculaires aux poutrelles → St = 20 cm ≤ 20 cm.....condition vérifiée.

On choisit :

3TS6/ml = 0.85 cm<sup>2</sup> parallèles aux poutrelles → St = 30 cm ≤ 30 cm.....condition vérifiée.

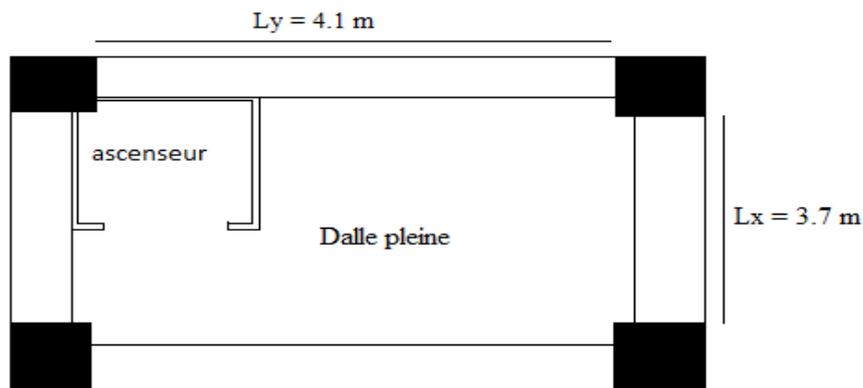


**Figure III.11.** Schéma de ferraillage de dalle compression.

**III.3. Dalle pleines :**

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

**Type 1 :**



**Figure III.12.** Dalle sur quatre appuis.

$$\rho = l_x / l_y$$

$l_x$  : la petite portée de la dalle

$l_y$  : la grande portée de la dalle.

$$L_x = 3.7 \text{ m.}$$

$$L_y = 4.1 \text{ m.}$$

• **Evaluation des charges :**

$$G = 6.16 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 12.06 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.9 > 0.4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

• **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (q_u \times l_x^2)$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\mu_x = 0.0456$$

$$\mu_y = 0.7838$$

$$M_x = 7.52 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 5.89 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments réels :**

**En travées :**

$$M_t^x = 0.75 \quad M_x = 5.64 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.75 \quad M_y = 4.42 \text{ KN.m.}$$

**En appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \quad M_x = -3.76 \text{ KN.m.}$$

• **Le ferrailage :**

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

On a :  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $e = 14 \text{ cm}$ ,  $d = 12 \text{ cm}$ ,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , FPN

**En travée :**

**Sens x-x :**

$$\mu_{bu} = 0.027 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{pivot A : } \varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

**Calcul de  $A_f^x$  :**

$$\alpha = 0.034$$

$$Z = 0.118 \text{ m}$$

$$A_s = 1.37 \text{ cm}^2$$

**Sens y-y :**

$$\mu_{bu} = 0.021$$

$$\Rightarrow \text{pivot A : } \varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

**Calcul de  $A_f^y$  :**

$$\alpha = 0.026$$

$$Z = 0.118 \text{ m}$$

$$A_s = 1.07 \text{ cm}^2$$

**En appuis :**

$$\mu_{bu} = 0.018 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{pivot A : } \varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa.}$$

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

**Calcul de  $A_a$  :**

$$\alpha = 0.022$$

$$Z = 0.118 \text{ m}$$

$$A_s = 0.91 \text{ cm}^2$$

• **Condition non fragilité :**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = A_a^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{avec } f_e E 400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.176 \text{ cm}^2 & \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = A_a^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2 > A_y = A_a & \text{n'est pas vérifiée, donc on ferraille avec } A^{\min} \end{cases}$$

Sens x-x :

$$\text{Soit : } A_s = 4 \text{ HA10/ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Sens y-y :

$$\text{Soit : } A_s = A_{\min} = 4 \text{ HA10/ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• **Calcul de l'espacement :**

La fissuration est peu nuisible.

$$\text{Sens x-x: } S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{ok}$$

$$\text{Sens y-y: } S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \text{ok}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.29.** Résultats de ferrailage.

<b>En travée</b>								
<b>Sens</b>	<b>Mu (KN. m)</b>	<b>μ<sub>bu</sub></b>	<b>α</b>	<b>Z (m)</b>	<b>A calculée (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A adoptée (cm<sup>2</sup>/ ml)</b>	<b>St (cm)</b>
<b>X</b>	5.64	0.027	0.034	0.118	1.37	1.176	<b>3.14=4HA10</b>	25
<b>Y</b>	4.42	0.021	0.026	0.118	1.07	1.12	<b>3.14=4HA10</b>	25
<b>En appui</b>								
<b>X et Y</b>	3.76	0.018	0.022	0.118	0,91	1.12	<b>3.14=3HA10</b>	25

• **Vérifications :**

**A l'ELU :**

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

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{12.06 \times 3.7}{2} \times \frac{4.1^4}{3.7^4 + 4.1^4} = 13.41 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.11 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.11 \text{MPa} \leq 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

**A l'ELS :**

$$P = G+Q = 6.16+2.5 = 8.66 \text{KN}$$

$$\mu_x = 0.0528$$

$$\mu_y = 0.8502$$

$$M_x = 6.26 \text{KN.m}$$

$$M_y = 5.32 \text{KN.m}$$

$$M_i^x = 0.75 M_x = 4.69 \text{KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.75 \quad M_y = 3.99 \text{ KN.m.}$$

- **La vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

**Calcul de y :**

$$by^2/2 + 15 * A * Y - 15 * A * d = 0$$

$$100y^2/2 + 15 * 3.14 * y - 15 * 3.14 * 12 = 0$$

$$y = 2.92$$

$$I = by^3/3 + 15 * A * (d - y)^2$$

$$I = 4713.12 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.9 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

(pas de risque de fissuration du béton)

- **La contrainte dans l'acier :**

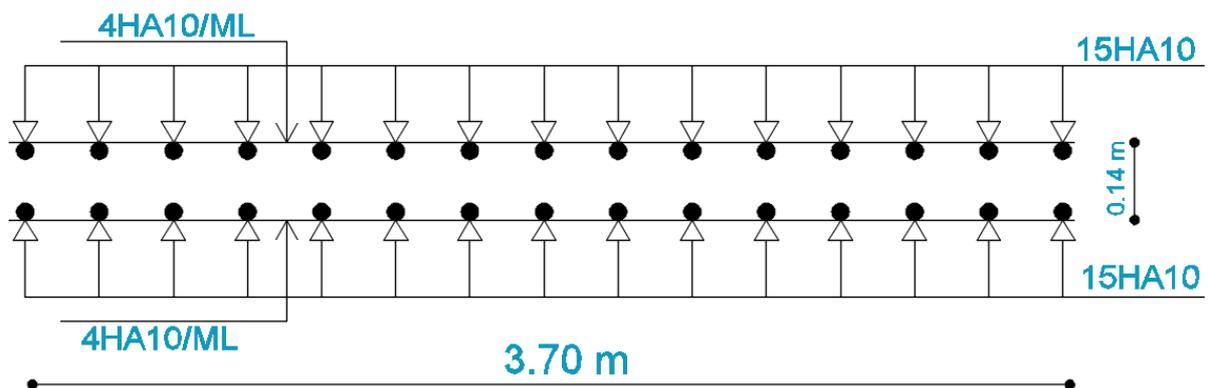
Pas de vérification à faire car les fissurations sont peu nuisibles

- **La flèche :**

$$1. e \geq \max(3/80, M_x^t / 20 M_x) l_x \Leftrightarrow 0.14 \geq \max(3/80, 4.69 / (20 * 6.26)) 3.7 = 0.138 \text{ m} \dots \text{condition vérifiée}$$

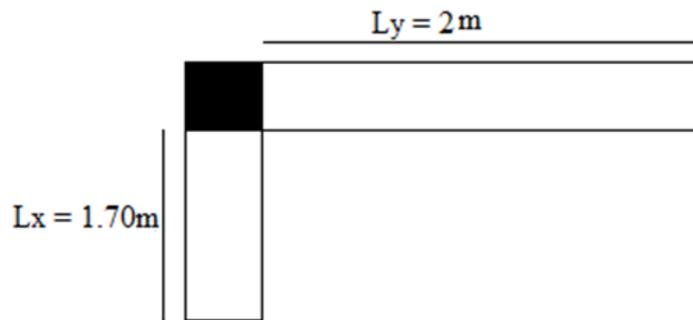
$$2. A_t^x \leq 2 * b * d / f_e \Leftrightarrow 3.14 \leq 2 * 100 * 12 / 400 = 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc d'après le BAEL 91 et CBA 93, la vérification de la flèche est inutile.



**Figure III.13.** Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.

**Type 2 :**



**Figure III.14.** Dalle sur deux appuis.

$$L_x = 1.7\text{m.}$$

$$L_y = 2\text{m.}$$

• **Evaluation des charges :**

$$G = 4.86\text{KN/m}^2$$

$$Q = 3.5\text{KN/m}^2$$

$$q_u = 11.81\text{KN/m}^2$$

$$\rho = 0.85 > 0.4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

• **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (q_u \times l_x^2)$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\mu_x = 0.0506$$

$$\mu_y = 0.6864$$

$$M_x = 1.73\text{KN.m}$$

$$M_y = 1.18\text{KN.m}$$

• **Calcul des moments réels :**

**En travées :**

$$M_r^x = 0.85 M_x = 1.47\text{KN.m.}$$

$$M_r^y = 0.85 M_y = 1\text{KN.m.}$$

**En appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -0.86 \text{ KN.m.}$$

• **Le ferrailage :**

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

On a :  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $e = 14 \text{ cm}$ ,  $d = 11 \text{ cm}$ ,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , FN

**En travée :**

**Sens x-x :**

$$\mu_{bu} = 0.0085 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{pivot A} : \varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa.}$$

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

**Calcul de  $A_t^x$  :**

$$\alpha = 0.010$$

$$Z = 0.109 \text{ m}$$

$$A_s = 0.38 \text{ cm}^2$$

**Sens y-y :**

$$\mu_{bu} = 0.058 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{pivot A} : \varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa.}$$

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

**Calcul de  $A_t^y$  :**

$$\alpha = 0.0072$$

$$Z = 0.109 \text{ m}$$

$$A_s = 0.26 \text{ cm}^2$$

**En appuis :**

$$\mu_{bu} = 0.005 < 0.186$$

$\Rightarrow$  pivot A :  $\varepsilon_{st} = 10\%$

$\Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$ .

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

**Calcul de  $A_a$  :**

$\alpha = 0.0062$

$Z = 0.109 \text{ m}$

$A_s = 0.22 \text{ cm}^2$

• **Condition non fragilité :**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = A_a^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{avec } f_e E 400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

Sens x-x :

$A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculée}}$  donc on ferraille avec  $A_{\min}$

Soit :  $A_s = 4 \text{ HA}8 / \text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

Sens y-y :

$A_{\min} = 1.12 \text{ cm}^2$

Soit :  $A_s = A_{\min} = 4 \text{ HA}8 / \text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

• **Calcul de l'espacement :**

La fissuration est nuisible.

**Sens x-x:**  $S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots \text{ok}$

**Sens y-y:**  $S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots \text{ok}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.30. Résultats de ferrailage.

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St (cm)
X	1.47	0.0085	0.01	0.109	0.38	1.2	<b>2.01=4HA8</b>	25
Y	1	0.0052	0.0072	0.109	0.26	1.12	<b>2.01=4HA8</b>	25
En appui								
X et Y	-0.86	0.005	0.0062	0.109	0,22	1.12	<b>2.01=4HA8</b>	25

• Vérifications :

A l'ELU :

• Vérification de l'effort tranchant :

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{11.81 \times 1.7}{2} \times \frac{2^4}{1.7^4 + 2^4} = 6.59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{6.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.059 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.059 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A l'ELS :

$$P = G+Q = 4.86+3.5 = 8.36 \text{ KN}$$

$$\mu_x = 0.0576$$

$$\mu_y = 0.7794$$

$$M_x = 1.39 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1.08 \text{ KN.m}$$

$$M_t^x = 0.85 M_x = 1.18 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.918 \text{ KN.m.}$$

- La vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Calcul de y :

$$by^2/2 + 15 \cdot A \cdot Y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$100y^2/2 + 15 \cdot 2.01 \cdot y - 15 \cdot 2.01 \cdot 11 = 0$$

$$y = 2.29 \text{ cm}$$

$$I = by^3/3 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2$$

$$I = 2687.60 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

(pas de risque de fissuration du béton)

- La contrainte dans l'acier :

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 57.36 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- La flèche :

$$1. e \geq \max (3/80, M_x^t / 20M_x) l_x \Leftrightarrow 0.14 \geq \max (3/80, 1.18 / (20 \cdot 1.39)) 1.7 = 0.072 \text{ m} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2. A_t^x \leq 2 \cdot b \cdot d / f_e \Leftrightarrow 2.01 \leq 2 \cdot 100 \cdot 11 / 400 = 5.5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc d'après le BAEL 91 et CBA 93, la vérification de la flèche est inutile.

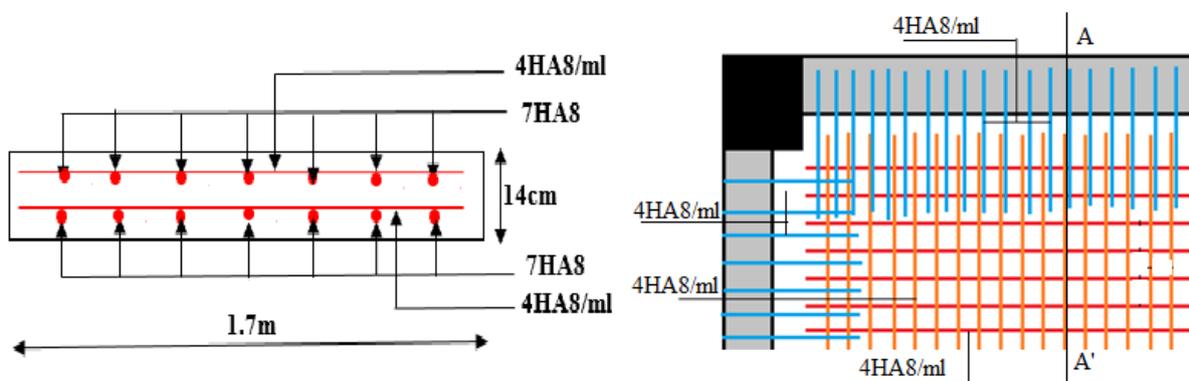


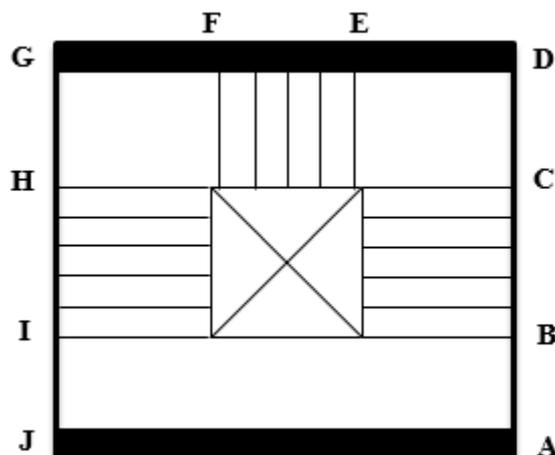
Figure III.15. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis perpendiculaires.

**III.4. Les Escaliers :**

L'escalier est un ouvrage constitué d'une série de marches horizontales et d'un palier permettant de passer à pieds d'un niveau à un autre, il présente une issue de secours en cas d'urgence.

Le choix des dimensions résulte des conditions d'utilisation de l'ouvrage (Habitation, salle de spectacle...etc.).

Notre escalier est à trois volées :



**Figure III.16.** Schéma de l'escalier pour étage courant et services.

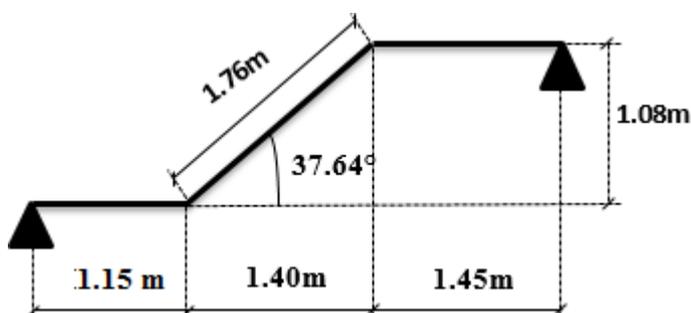
**1<sup>er</sup>) Partie AD=GJ :**

- **La charge permanente sur la volée d'escalier :**

$$\left[ \begin{array}{l} G=8.53 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

- **La charge permanente sur le palier d'escalier :**

$$\left[ \begin{array}{l} G=5.34 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$



**Figure III.17.** Schéma statique de la partie AD =GJ

**Calcul à l'ELU:**

- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.53) + (1.5 \times 2.5) = 15.26 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.34) + (1.5 \times 2.5) = 10.96 \text{ KN/ml.}$$

- Schema statique:

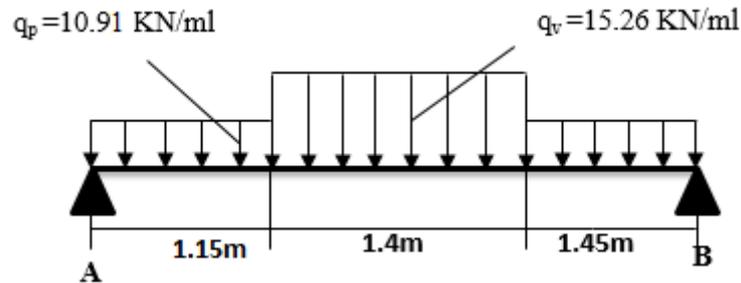


Figure III.18. Schéma statique de la partie AB

- Calcul des sollicitations :

Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 24.68 \text{ KN.}$$

$$R_B = 24.07 \text{ KN.}$$

Calcul des moments :

- 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 < x < 1.15 \text{ m}$

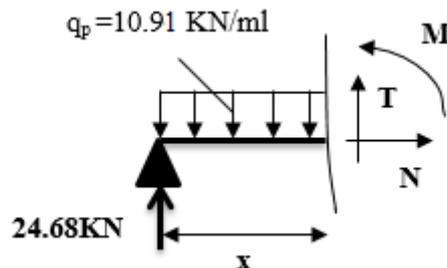


Figure III.19. Schéma de tronçon 1

$$M = 24.68x - 5.45x^2$$

$$T = 10.91x - 24.68$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m.} \\ T=-24.68 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=1.15 \rightarrow \begin{cases} M=21.13 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=12.71 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T = -12.07 \text{ KN}$$

- 2<sup>ème</sup> tronçon :  $1.15 \text{ m} < x < 2.55 \text{ m}$

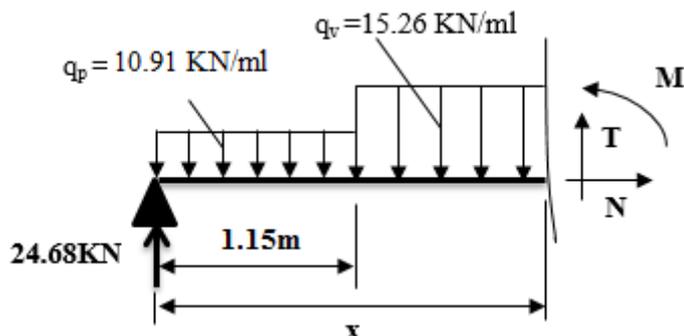


Figure III.20. Schéma de tronçon 2

$$M = -7.63x^2 + 29.62x - 2.84$$

$$T = -15.26x + 29.62$$

$$\text{Pour } x = 1.15 \rightarrow \begin{cases} M = 21.13 \text{ KN.m} \\ T = 12.07 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x = 2.55 \rightarrow \begin{cases} M = 23.07 \text{ KN.m} \\ T = -9.29 \text{ KN} \end{cases}$$

**Calcul  $M^{\max}$  :**

$$M^{\max} = M(x)$$

**Calcul de  $x$  :**

$$dM/dX = 0 \Rightarrow x = 1.94 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M^{\max} = 25.90 \text{ KN.m.}$$

- **Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 25.90 = -12.95 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 25.90 = 22.01 \text{ KN.m.}$$

- **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau de la page suivante :

**Tableau III.31.** Tableau de ferrailage de la partie AD=GJ de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis.

En travée							
Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St (cm)
22.01	0.09	0.118	0.124	5.03	1.57	<b>6.79=6HA12</b>	16.5
En appui							
12.95	0.053	0.068	0.126	2.91	1.57	<b>4.52=4HA12</b>	25

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

$$T = 24.68KN$$

$$\tau = T/b*d = 24.68*10^{-3}/(1*0.13) = 0.19MPa$$

$$\bar{\tau} = 0.07*f_{c28}/\gamma_b = 1.16MPa \Rightarrow \tau < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70cm^2 / ml.$$

Soit :  $A_r = 4HA8 = 2.01cm^2/ml$  et  $St = 25cm$ .

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales :  $St = \min (3.e, 33 cm) = 33cm > 16.5cm \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

– Armatures secondaires :  $St = \min (4.e, 45 cm) = 45cm > 25cm \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

**Calcul à l'ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que  $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6f_{c28} = 15MPa$$

**La charge qui revient sur la volée et sur le palier :**

$$q_v = G_v + Q_v = 8.53 + 2.5 = 11.03KN/ml.$$

## ETUDE DES ELEMENTS SECODAIRES

$$q_p = G_p + Q_p = 5.34 + 2.5 = 7.84 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.32.** Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

<b>R<sub>A</sub></b> <b>(KN)</b>	<b>R<sub>B</sub></b> <b>(KN)</b>	<b>X</b> <b>(m)</b>	<b>M<sub>0</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>M<sub>ser</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>Y</b> <b>(cm)</b>	<b>I</b> <b>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>σ̄<sub>bc</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>Observation</b>
<b>En travée</b>									
17.73	17.29	1.94	18.39	15.63	4.22	10356.5	<b>6.36</b>	15	vérifiée
<b>En appui</b>									
17.73	17.29	1.94	18.39	9.19	3.57	7545.75	<b>4.34</b>	15	vérifiée

• **Etat de déformation :**

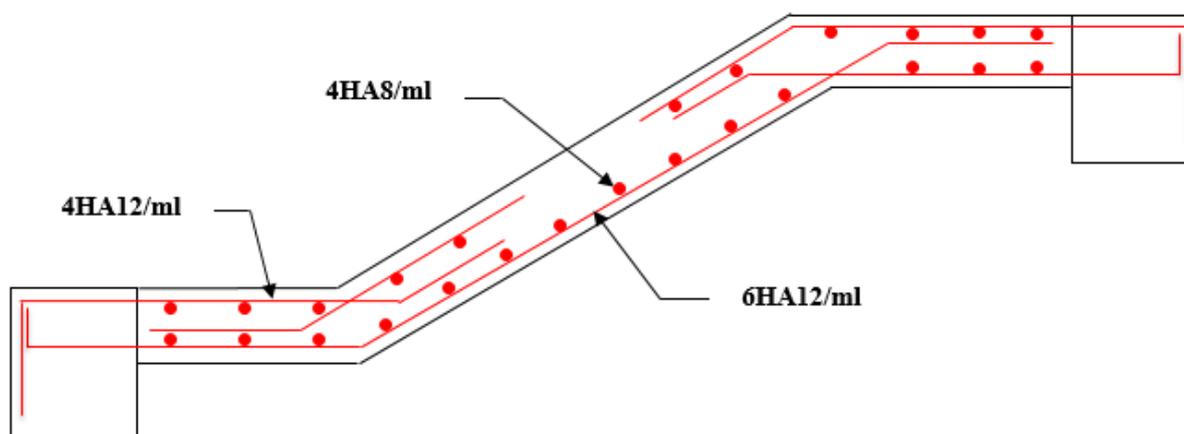
$$e \geq \max (3/80, M_r^x/20 * M_o^x) l_x \Leftrightarrow 0.15 < 0.165 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

**Tableau III.33.** Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier

<b>L (m)</b>	<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>M<sub>jser</sub> (KN.m)</b>	<b>M<sub>gser</sub> (KN.m)</b>	<b>M<sub>pser</sub> (KN.m)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>I<sub>0</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>
4	6.79	7.8	11.56	15.63	10356.5	31206.2
<b>Y (cm)</b>	<b>I<sub>fji</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>I<sub>fgi</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>I<sub>fpi</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>I<sub>fgv</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>Δf (cm)</b>	<b>f<sub>adm</sub> (cm)</b>
4.22	23229	15942.9	12948	23491.4	<b>0.77</b>	<b>0,8</b>

- **Schéma de ferrailage :**



**Figure III.21.** Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier

2<sup>ème</sup>) Partie EF : voir la figure III .16

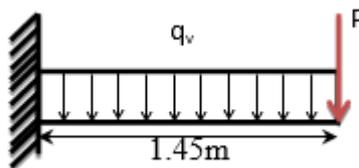


Figure III.22. Schéma de la partie 1

- Les charge sur la volée d’escalier :

$$\begin{cases} G=8.68 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

$$P=(9 * 0.1 * 1) * 1=0.9\text{KN}$$

Ce type se calcule comme une console.

Calcul a l’ELU :

- La charge qui revient sur la volée :

$$\begin{aligned} - q_u &= 1.35(8.61) + 1.5(2.5) = 15.37 \text{ KN/m} \\ - P_u &= 1.35(9 * 0.1 * 1) * 1 = 1.21 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$M_u^{max} = -P_u * l - q_u * \frac{l^2}{2} = -17.91\text{KN.m}$$

$$V_u^{max} = P_u + q_u * l = 23.49 \text{ KN}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.34. Résultats de ferrailage de la 2<sup>ème</sup> partie.

$M_u(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	A min ( $\text{cm}^2$ )	A choisit ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	A répartition ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
17.91	0.074	0.096	0.125	4.13	1.57	4HA12/ml 4.52	4HA8/ml 2.01

$$A_r = A_{choisi}/3 = 1.5\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{donc on opte pour } 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$$

- Vérification de l’espacement :

$$St = 25\text{cm} \leq \min (2e \ 25\text{cm}) = 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$St = 25\text{cm} \leq \min (3e \ 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de l’effort tranchant :

$$T = 23.49\text{KN}$$

$$\tau = T/b*d = 23.49*10^{-3}/(1*0.13) = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07*f_{c28}/\gamma_b = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \tau < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

**Calcul à l'ELS :**

$$P_s = 0.9 \text{ KN}$$

$$q_s = (8.61 + 2.5) = 11.11 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(11.11 \times 1.45^2)/2 + 0.9 \times 1.45] = 12.98 \text{ KN. m.}$$

• **Vérification de  $\sigma_{bc}$  :**

**Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 4.52) y - (15 \times 4.52 \times 13) = 0$$

$$50y^2 + 67.8y - 881.4 = 0$$

$$y = 3.57 \text{ cm}$$

**Calcul de I :**

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

$$I = 7545.75 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = 6.14 < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

la fissuration peut nuire donc la vérification  $\sigma_{st}$  n'est pas nécessaire.

• **La flèche :**

$$1 - e \geq \max(3/80, 1/20) l_x \Leftrightarrow 0.15 \geq 0.0725 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$2 - A_s = 4.52 \leq 2*b*d/f_e = 2*100*13/400 = 6.5 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- Schéma de ferrailage :

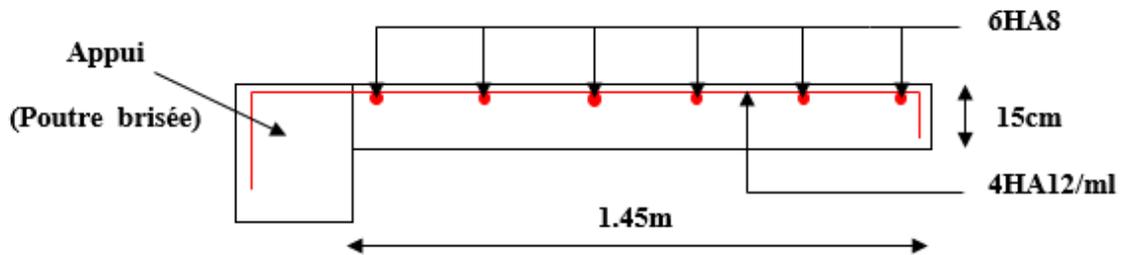


Figure III.23. Schéma de ferrailage de la 2<sup>ème</sup> partie

2<sup>ème</sup> type :

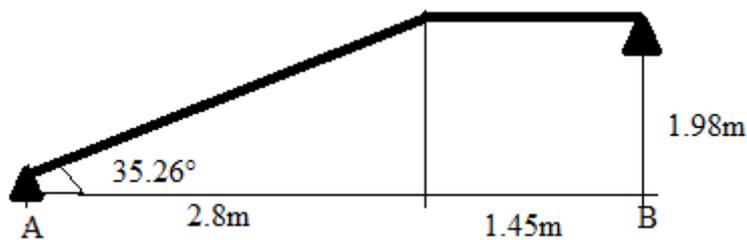


Figure III.24 Schéma statique de la partie 1 de 2<sup>ème</sup> type

- Les charges sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G=8.35 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

- Les charges sur le palier d'escalier :

$$\begin{cases} G=5.31 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

Calcul à l'ELU:

- La charge sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.35) + (1.5 \times 2.5) = 15 \text{ KN/ml.}$$

- La charge sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.31) + (1.5 \times 2.5) = 10.91 \text{ KN/ml.}$$

- **Schema statique:**

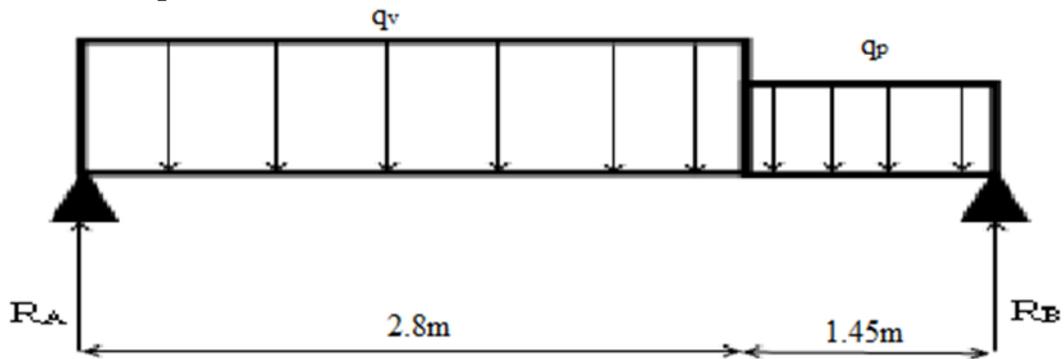


Figure III.25. Schéma statique de la partie 1

- **Calcul des sollicitations :**

**Calcul des réactions:**

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 30.85 \text{ KN.}$$

$$R_B = 26.95 \text{ KN.}$$

**Calcul des moments :**

- **1<sup>er</sup> tronçon :  $0 < x < 2.8 \text{ m}$**

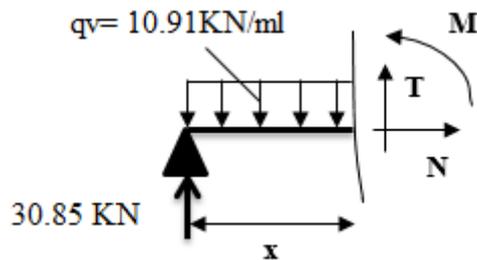


Figure III.26. Schéma de tronçons 1

$$M = 30.85x - 7.5x^2$$

$$T = 15x - 30.85$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m.} \\ T=-30.85 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=2.8 \rightarrow \begin{cases} M=27.58 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=11.15 \text{ KN} \end{cases}$$

- **2<sup>ème</sup> tronçon :  $0m < x < 1.45 m$**

$$M = 26.95x - 5.45x^2$$

$$T = 26.95 - 10.91x$$

$$\text{Pour } x = 0 \rightarrow \begin{cases} M = 0 \text{ KN.m} \\ T = 26.95 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x = 1.45 \rightarrow \begin{cases} M = 27.58 \text{ KN.m} \\ T = 11.13 \text{ KN} \end{cases}$$

**Calcul  $M^{\max}$  :**

$$M^{\max} = M(x)$$

**Calcul de  $x$  :**

$$dM/dX = 0 \Rightarrow x = 2.05m$$

$$\text{Donc } M^{\max} = 31.72 \text{ KN.m.}$$

- **Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 31.72 = -15.86 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 31.72 = 26.96 \text{ KN.m.}$$

- **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.35.** Tableau de ferraillage de la partie 1

En travée							
Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St (cm)
26.96	0.112	0.148	0.122	6.35	1.57	<b>6.79=6HA12</b>	16.5
En appui							
15.86	0.066	0.085	0.125	3.64	1.57	<b>4.52=4HA12</b>	25

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

$$T = 30.85 \text{ KN}$$

$$\tau = T/b*d = 30.85 * 10^{-3} / (1 * 0.13) = 0.23 \text{ MPa}$$

## ETUDE DES ELEMENTS SECODAIRES

$$\bar{\tau} = 0.07 * f_{c28} / \gamma_b = 1.16 \text{MPa} \Rightarrow \tau < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

Soit :  $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2 / \text{ml}$  et  $St = 25 \text{cm}$ .

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales :  $St = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 16.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

– Armatures secondaires :  $St = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

**Calcul à l'ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible et  $A'$  est nulle, donc on vérifie que  $\sigma_{bc}$

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

**La charge qui revient sur la volée et sur le palier :**

$$q_v = G_v + Q_v = 8.35 + 2.5 = 10.85 \text{KN/ml}.$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.31 + 2.5 = 7.81 \text{KN/ml}.$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.36.** Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

<b>R<sub>A</sub></b> (KN)	<b>R<sub>B</sub></b> (KN)	<b>X</b> (m)	<b>M<sub>0</sub></b> (KN.m)	<b>M<sub>ser</sub></b> (KN.m)	<b>Y</b> (cm)	<b>I</b> (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	<b>Observation</b>
<b>En travée</b>									
22.29	19.4	2.05	22.95	19.5	4.22	10356.5	<b>7.94</b>	15	vérifiée
<b>En appui</b>									
22.29	19.4	2.05	22.95	11.47	3.57	7545.75	<b>5.42</b>	15	vérifiée

• **Etat de déformation :**

$$1- e \geq \max(3/80, M_i^x / 20 * M_0^x) l_x \Leftrightarrow 0.15 < 0.18 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

**Tableau III.37.** Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
4.25	6.79	11.37	14.75	19.5	10356.5	31206.2
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
4.22	16087.4	13386.1	11480.5	21114.4	<b>1.1</b>	<b>0.85</b>

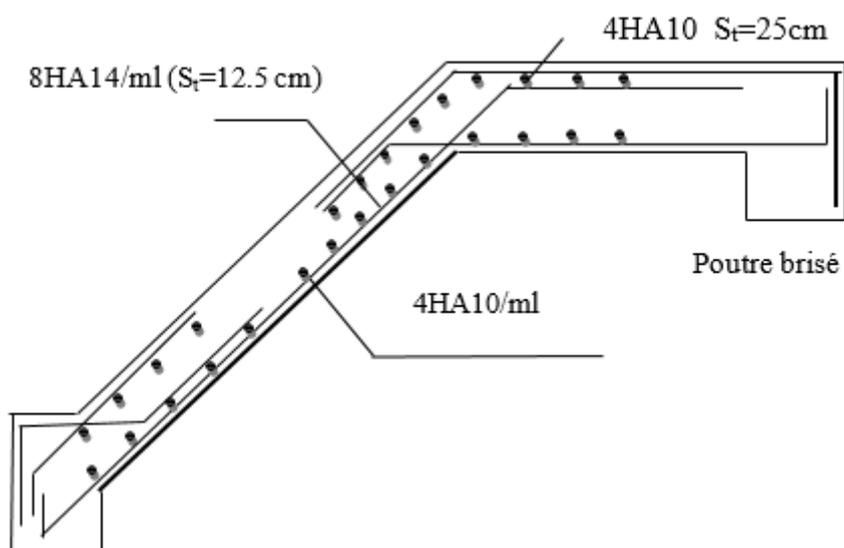
**Remarque :**

On voit bien que la flèche n'est pas vérifiée, donc on augmente la section d'acier jusqu'à ce que la flèche soit vérifiée à  $A_s = 12.34 \text{ cm}^2 = 8\text{HA}14$  avec  $S_t = 12.5 \text{ cm}$

$$A_r = 12.34/4 = 3.08 \Rightarrow 3.14 = 4\text{HA}10 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

Tel que :  $\Delta f = 0.82 \text{ cm}$

• **Schéma de ferrailage :**



**Figure III.27.** Schéma de ferrailage la partie 1

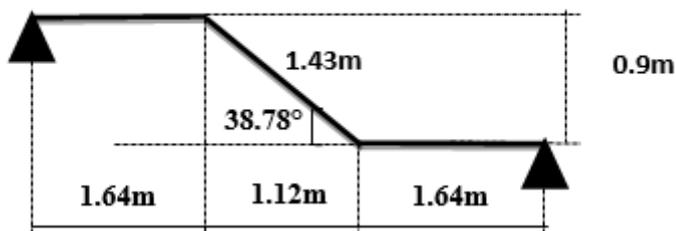
**III.5. Calcul de la poutre brisée de l'escalier à trois volée :**

Notre poutre brisée est une poutre simplement appuyée sur deux poteaux. Elle est calculée à la flexion simple et à la torsion.

Elle reprend les charges suivantes :

- Son poids propre.
- Charges transmises sous efforts tranchants.
- Poids propre de la maçonnerie (s'il y en a).

**Dimensionnement :**



**Figure III.28.** Schéma de la poutre brisée

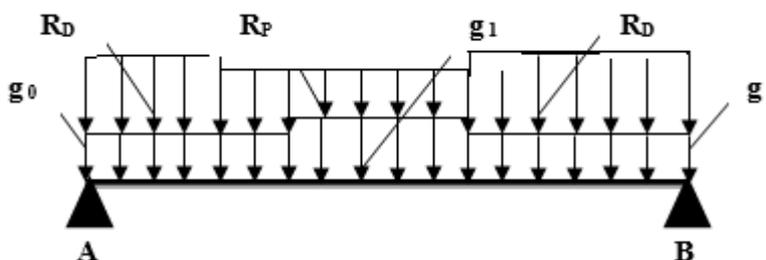
$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

$$L=1.64+(1.12/\cos 38.78^\circ)+1.64=4.71m$$

Donc soit h =45 cm et b=40 cm.

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

**1. Calcul à la flexion simple :**



**Figure III.29.** Schéma de sollicitations

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0=25 \times 0.4 \times 0.45=4.5 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1=25 \times 0.4 \times 0.45/\cos 38.78^\circ=5.77 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

**NB :**

Le calcul se fait pour les sollicitations maximales entre les deux types (le plus défavorable)

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_D=30.85\text{KN/ml.}$$

$$R_P=23.49\text{KN/ml.}$$

Avec:

$R_D$  : la charge ramenée par la partie AD et GJ.

$R_P$  : la charge ramenée par la partie EF.

• **Calcul des sollicitations :**

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

**Tableau III.38.** Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

$R_A(\text{KN})$	$R_B(\text{KN})$	$X(\text{m})$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_a (\text{KN .m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$V_u(\text{KN})$
74.35	74.35	2.1	78.18	<b>39.09</b>	<b>66.45</b>	<b>74.35</b>

• **Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple :**

**Tableau III.39.** Ferraillage de la poutre brisé en travée et aux appuis

$M_u (\text{KN. m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z (\text{m})$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{calculée}} (\text{cm}^2)$
<b>En travée</b>					
66.45	0.063	0.081	0.416	2.07	<b>4.59</b>
<b>En appui</b>					
39.09	0.037	0.047	0.42	2.07	<b>2.67</b>

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b * d} = 0.43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.34 \text{ MPa, FPN}$$

Donc la condition est vérifiée.

• **Armatures transversales à la flexion simple :**

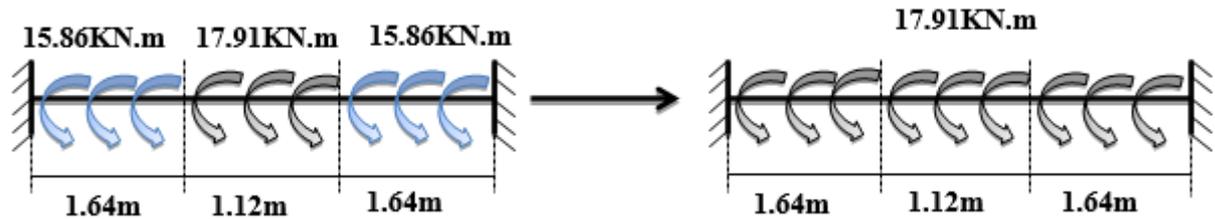
Soit  $St=20 \text{ cm}$

$St=20 \text{ cm} < \min (0.9 d ; 40 \text{ cm})=38.7 \text{ cm} \dots\dots\dots$  *Condition vérifiée.*

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.40 \times 0.2}{400} = 0.80 \text{ cm}^2.$$

Donc  $A_t = 0.80 \text{ cm}^2$

**Calcul à la torsion : Le moment de torsion :**



**Figure III.30.** Les moments de torsion

Le moment maximum aux appuis :

$$M_t = 17.91 \text{ kN.m}$$

Le moment de torsion.

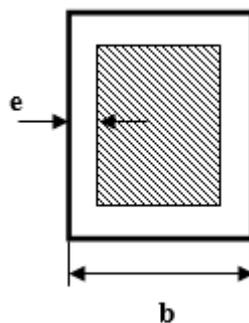
$$M_T = \frac{M_t \times l}{2} = 17.91 \times 4.4 / 2 = 39.40 \text{ kN.m}$$

• **Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :**

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e}$$

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1}{6} \times 40 = 6.66 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (40 - 6.66) \times (45 - 6.66) = 1278.25 \text{ cm}^2.$$



**Figure III.31.** : Section considérée dans le calcul de torsion

$$\tau_T = 39.40 \times 10^{-3} / (2 \times 0.127825 \times 0.066) = 2.335 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

La résultante des contraintes tangentielles :  $0.43^2 + 2.335^2$

$$\tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_T)^2} = (0.43^2 + 2.335^2)^{1/2} = 2.37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

Donc :

$$\tau \leq \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{ Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

• **Armatures longitudinales en torsion :**

$$A_l = \frac{M_T * U * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e}$$

$$U = 2 * [(b - e) + (h - e)] = 2 * [(40 - 6.66) + (45 - 6.66)] = 143.36 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow A_l = 39.40 * 10^{-3} * 143.36 * 10^{-2} * 1.15 / (2 * 0.127825 * 400) = 6.35 \text{ cm}^2$$

• **Armatures transversales en torsion :**

$$\frac{A_t * f_e}{S_t * \gamma_s} = \frac{M_T}{2 * \Omega}$$

Si on fixe  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_T * S_t * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = 39.40 * 10^{-3} * 0.2 * 1.15 / (2 * 0.127825 * 400) = 0.88 \text{ cm}^2$$

• **Ferraillage de la poutre brisée :**

**Armatures transversales :**

$$A_t = A_t^{\text{flexion simple}} + A_t^{\text{torsion}}$$

$$A_t = 0.80 + 0.88 = 1.68 \text{ cm}^2$$

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

**Armatures longitudinales :**

**En appui :**

$$A_l^a = A_l^{\text{flexion simple}} + \frac{1}{2} A_t^{\text{torsion}}$$

$$A_l^a = 2.67 + 6.35 / 2 = 5.84 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_l^t = A_l^{flexion\ simple} + \frac{1}{2} A_l^{torsion}$$

$$A_l^t = 4.59 + 6.35/2 = 7.765\text{cm}^2$$

- **Choix de ferrailage :**
  - Pour  $A_l^t$  on choisit 8HA12=9.05 cm<sup>2</sup>.
  - Pour  $A_l^a$  on choisit 4HA14+2HA12=8.42cm<sup>2</sup>.
  - Pour  $A_l$  on choisit 2 cadre de  $\Phi 8$ =2.01 cm<sup>2</sup>.

• **Schéma de ferrailage :**

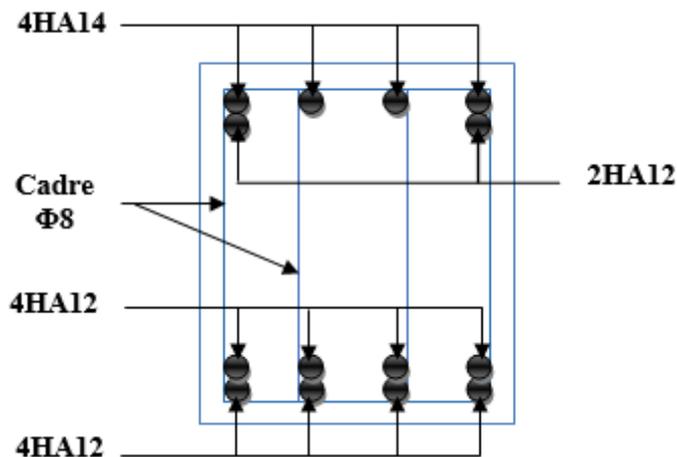


Figure III.32. Schéma de ferrailage de la poutre brisé

Calcul à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans béton.

Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.36. Calcul à l'ELS :

Tableau III.40. Calcul à l'ELS

$R_A$ (KN)	$R_B$ (KN)	X(m)	$M_0$ (KN.m)	$M_a$ (KN .m)	$M_t$ (KN.m)
56.74	56.74	2.1	60.08	<b>30.04</b>	<b>51.07</b>

• **Vérification de  $\sigma_{bc}$ :**

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_{sc} (y - d') - 15A_{st} (d - y) = 0$$

$$\frac{40}{2} y^2 + 15 \times 8.42 \times (y - 3) - 15 \times 10.68 \times (42 - y) = 0$$

$$20y^2 + 261.9y - 6083.4 = 0$$

$$y = 12.08 \text{ cm}$$

**Calcul de I :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_{sc} (y - d')^2 + 15A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 165981.5 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = 51.07 \times 10^{-3} \times 0.1208 / (165981.5 \times 10^{-8}) = 3.61 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

la fissuration peut nuisible donc la vérification  $\sigma_{st}$  n'est pas nécessaire.

• **La flèche :**

$$\bullet \quad h \geq \max \left[ \left( \frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) l \right], l \leq 8 \text{ m.}$$

$$\bullet \quad A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$$

$$1. \quad h = 0.45 \text{ m} > 0.084(4.4) = 0.37 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifie}$$

$$2. \quad A_t = 9.05 \text{ cm}^2 < 18.06 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifie}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

**III.6. Calcul des poutres de chainages :**

**III.6.1. Définition :**

Les poutres de chainages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaires à la structure elles servent de porte à faux, elles jouent aussi un rôle contre l'infiltration des eaux.

III.6.2. Calcul des sollicitations :

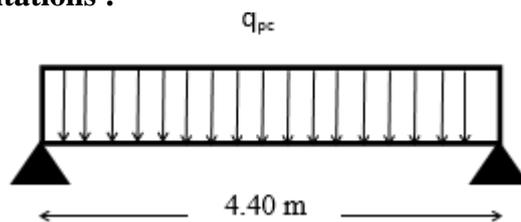


Figure III.33. Schéma statique de la poutre de chaînages

C'est la poutre qui nous donne des sollicitations les plus défavorables

- ✓  $G_{p.c} = 25 * 0.3 * 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml.}$
- ✓  $G_{mur} = 2.85 (3.06 - 0.35) = 7.72 \text{ KN/ml.}$

$$ELU \begin{cases} q_u = 1.35(G_{p.c} + G_{mur}) = 13.96 \text{ KN/ml.} \\ M_u = q_u * l^2 / 8 = 33.78 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u * l / 2 = 30.71 \text{ KN} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} q_s = G_{p.c} + G_{mur} = 10.34 \text{ KN/ml.} \\ M_s = q_s * l^2 / 8 = 25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Correction des moments :

$$Travée \begin{cases} M_T^u = 0.75 M_u = 25.33 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0.75 M_s = 18.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$Appuis \begin{cases} M_a^u = -0.5 M_u = -16.89 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_s = -12.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.6.3. Ferrailage de la poutre de chaînage :

Tableau III.41. Ferrailage en travée et aux appuis

En travée							
Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St (cm)
25.33	0.054	0.069	0.32	2.27	1.2	<b>3.39=3HA12</b>	25
En appui							
16.89	0.036	0.045	0.324	1.5	1.2	<b>2.36=3HA10</b>	25

**III.6.4. Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.310 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}, FN$$

**III.6.5. Calcul de l'espacement :**

–  $A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$ .

–  $S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 b} = 0.67 \text{ m}$ .

–  $S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 0.297 \text{ m}$ .

–  $S_t \leq \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)A_t}{b(\tau_u - 0.3 * k * f_{t28})}$  ;  $k = 1$ , car  $\begin{cases} FN \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases}$

$S_t = 25 \text{ cm}$

**III.6.6. Vérification des contraintes :**

$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
<b>En travée</b>							
18.75	9.01	36579.52	<b>4.62</b>	15	185.6	201.64	vérifiée
<b>En appui</b>							
12.75	7.72	27511.95	<b>3.57</b>	15	147.08	201.64	vérifiée

**III.6.7. Vérification de la flèche :**

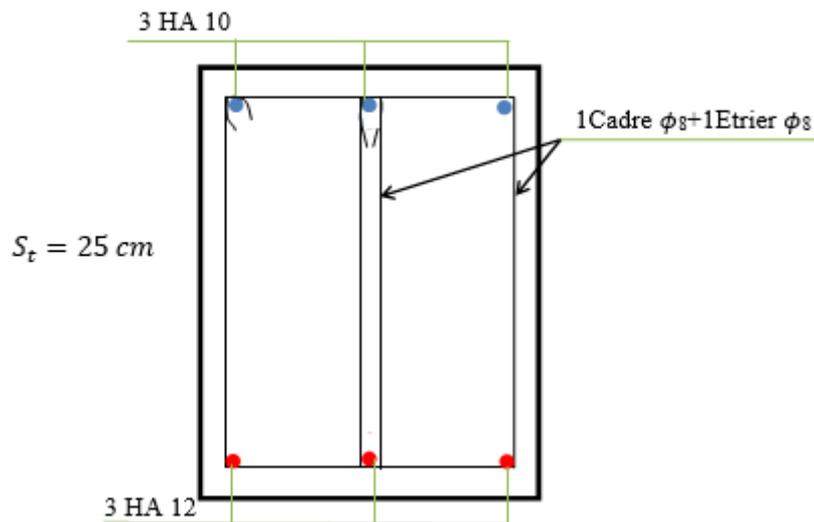
–  $h \geq \max \left[ \left( \frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8m$ .

–  $A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e}$

1.  $h = 0.35 \text{ m} > 0.075(4.4) = 0.33m \dots \dots \dots \text{condition vérifie}$

2.  $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 < 10.39 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifie}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

**Schéma de ferrailage :**

**Figure III .34.** Schéma de ferrailages de la poutre de chaînage

**III.7. L'ascenseur :**
**III.7.1.Définition:**

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 6 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $B_s = 1,6 \text{ m}$
- $T_s = 1,8 \text{ m}$
- $H_k = 2,20 \text{ m}$
- $P_M = 1500 \text{ daN}$
- $D_M = 4300 \text{ daN}$
- $F_c = 5000 \text{ daN}$
- $v = 0,63 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Avec :  $B_s$ ,  $T_s$ ,  $H_k$  sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

$F_c$  : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

$P_M$  : Charge due à la dalle des machines.

$D_M$  : charge due à l'ascenseur.

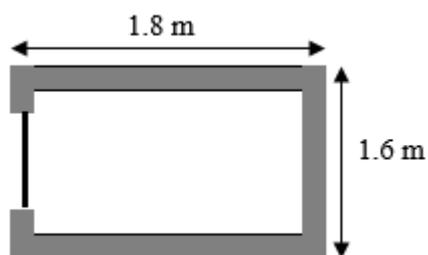
Le poids propre de l'ascenseur est de 500 kg

$$P = P_M + D_M + 500 = 1500 + 4300 + 500 = 6300 daN$$

### III.7.2. Etude de la dalle pleine du local machinerie :

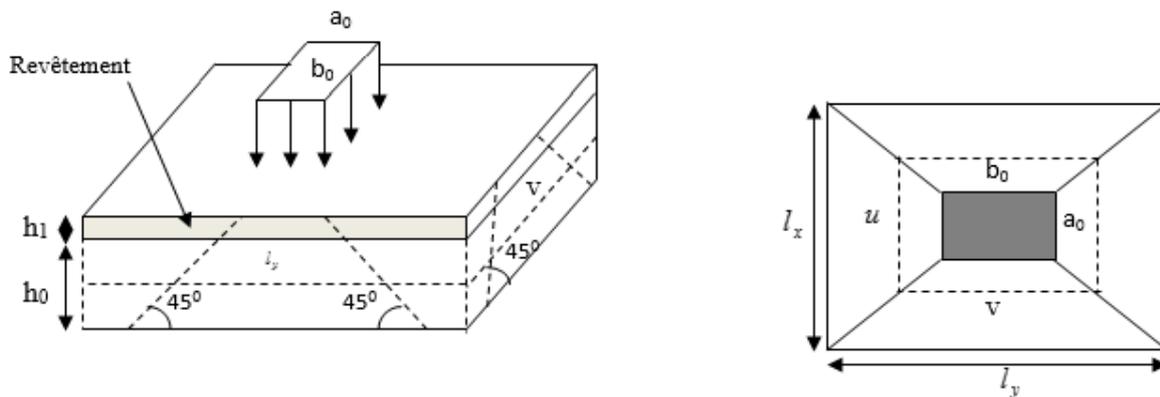
La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminé sont épaisseur on a :

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$



La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de **h=15 cm**.

On doit calculer la surface d'impact  $U \times V$



**Figure III.35.** Schéma représentatif de la surface d'impact

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions} // \hat{a}l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions} // \hat{a}l_y \end{cases}$$

Avec :  $a_0 \times b_0$  surface de charge =  $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

$h_1$  : Espacement du revêtement (5cm)

$\epsilon$ ; Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé  $\epsilon=1$ )

$$\begin{cases} U = 105cm \\ V = 105cm \end{cases} \quad \begin{cases} l_x = 160cm \\ l_y = 180cm \end{cases}$$

**III.7.2.1.Evaluation des moments sous charge concentrée :**

**a)  $M^{x1}$  et  $M^{y1}$  du système :**

$M_{x1}$ ,  $M_{y1}$  sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le **BAEL91** :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

Avec :  $\nu$  est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2).

$M^1$  et  $M^2$  : données par l'abaque de PIGEAUD..... [ANNEXE III]

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,88 \quad \frac{U}{l_x} = 0,65 \quad \frac{V}{l_y} = 0,65$$

D'où :  $M^1 = 0,076$

$M^2 = 0,048$

$q^u = 1,35 \times P \rightarrow q^u = 85,05 \text{ KN}$  (avec  $P = 63 \text{ KN}$ )

$$M_{x1} = M^1 * q_u = 6.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = M^2 * q_u = 4.082 \text{ KN.m}$$

**b)  $M^{x2}$  et  $M^{y2}$  du système :**

$M_{x2}$ ,  $M_{y2}$  sont dus aux poids propre et la charge d'exploitations d'entretien.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\rho = 0.88 > 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{cases} \dots\dots\dots \text{ [Annexe II]}$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm)

$$G_2 = 5 \text{ KN/m}^2 .$$

$$Q_2 = 1 \text{ KN/ m}^2 .$$

$$\Rightarrow q^u = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 1 = 8.25 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{x2} = 0.0476 \times 8.25 \times 1.6^2 = 1 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.7438 \times 1 = 0.7438 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.46 + 1 = 7.46 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.082 + 0.7438 = 4.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III.7.2.2.Ferraillage :

Le ferraillage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de  $h=15\text{cm}$

$$M^t_x = 0.85 \times M^x = 6.34 \text{ KN.m}$$

$$M^t_y = 0.85 \times M^y = 4.09 \text{ KN.m}$$

$$M^{ax} = 0.5 \times M^x = 3.73 \text{ KN.}$$

$$M^{ay} = M_{ax} = 3.73 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.42.** Ferraillage de la dalle pleine du local machinerie

Sens	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sup>t</sup> calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>t</sup> adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>a</sup> calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>a</sup> adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>X-X</b>	6.34	3.73	1.42	3T10= 2.36	<b>0.83</b>	<b>3T8=1.51</b>
<b>Y-Y</b>	4.09	3.73	1.25	3T10=2,36	<b>0.83</b>	<b>3T8=1.51</b>

**Vérifications :**

- **Condition de non fragilité :**

$$h > 12 \Rightarrow A_{\min}^x = 0.80\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_x^{\min} = 1,27 \text{ cm}^2 \leq A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.88 > 0.4$$

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

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

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

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

$$A_y^{\min} \leq A_s$$

• **Vérification au poinçonnement :**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$Q_u$  : La charge de calcul à l'état ultime

$U_c$  : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c : 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm}^2$$

$$q_u = 85.05 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 85.05 \leq 0.045 \times 0.2 \times 25 \times 10^3 \times 4.2 / 1.5 = 630 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu),  $U=V$

$$T^v = T^u = q_u / (3 \times u) = 27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = T^u / (b \times d) = 27 \times 10^{-3} / (1 \times 0.13) = 0.2 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} = 1.16 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Calcul à l'ELS :**

**Moment engendré par le système de levage :**

$$Q_{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q_{ser} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 5.35 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 3.97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Moment dû au poids propre de la dalle :**

$$q^{ser} = 5 + 1 = 6 \text{ KN}$$

$$\mu_x = 0,0546 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0,08216 \text{ KN.m}$$

$$M^{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.83 \text{ KN.m}$$

$$M^{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.68 \text{ KN.m}$$

**La Superposition des Moments:**

$$M^x = 6.18 \text{ KN.m}$$

$$M^y = 4.65 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$M^{tx} = 5.25 \text{ KN.m} \quad M^{ax} = 3.09 \text{ KN.m}$$

$$M^{ty} = 3.95 \text{ KN.m} \quad M^{ay} = 3.09 \text{ KN.m}$$

On vérifie  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

(On prend  $M^t = 5.25 \text{ KN.m}$ )

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0 \rightarrow y = 2.7 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15A_s (d - y)^2 = 4411.68 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3.21 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 220,06 \text{Mpa} \Rightarrow \sigma_s < \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

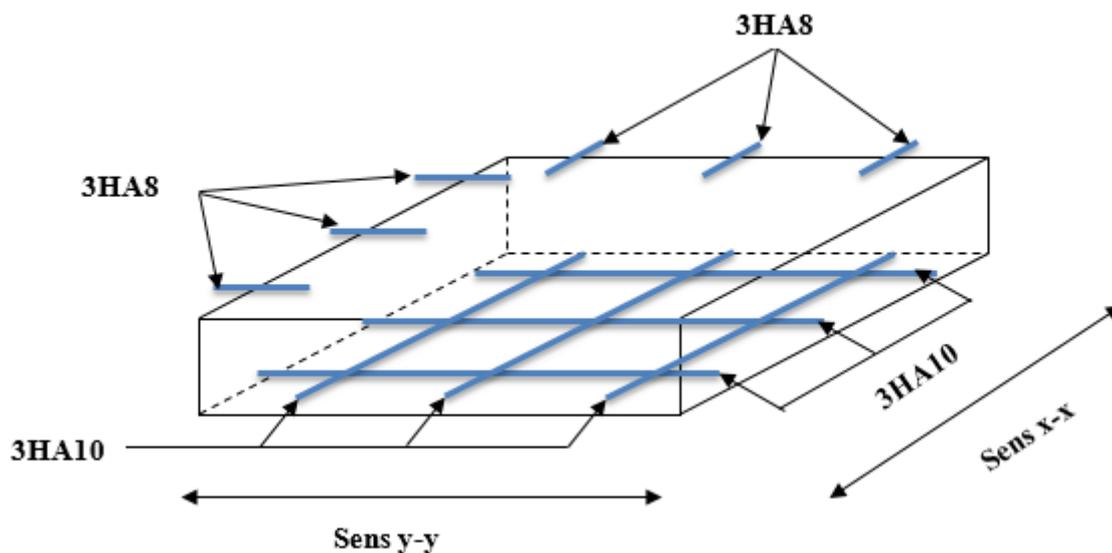
• **La flèche :**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1 \quad e \geq \max (3/80, M_{tx} / (20 * M_0) l_x) \Leftrightarrow 0.15 > 5.25 * 1.6 / (20 * 6.16) = 0.068 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2 \quad A_s / (b * d) \leq 2 / f_e \Leftrightarrow 0.0018 < 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Schéma de ferrailage :**



**Figure III.36.** Schéma de Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie

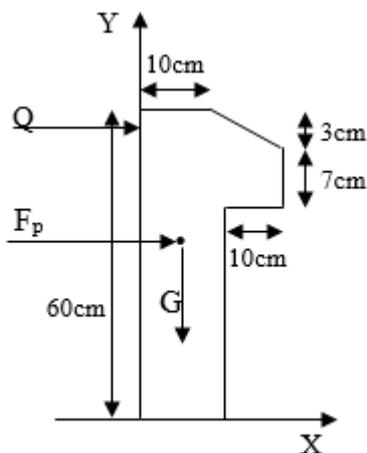
**III.8. Etude de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encastrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F<sup>P</sup>) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

**III.8.1 hypothèses de calcul :**

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.



**Figure III.37.** Schéma de l'acrotère

**III.8.2 Evaluation des charges et surcharges :**

$$S_{acr} = 60 \times 10 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0,069 \text{ m}^2.$$

$$G = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

$S$  : surface de la section droite de l'acrotère.

$G$  : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

**III.8.2.1. Charge verticale :**

**Tableau III.43.** Charge permanente revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.069	1.725	0.4	<b>2.125</b>	<b>1.00</b>

**III.8.2.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :**

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

$C_p$  : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

$W_p$  : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.125 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2.125 \Rightarrow F_p = 1.02 \text{ KN}$$

**III.8.3 : Calcul des sollicitations :**

**Calcul du centre de gravité :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 5.86 \text{ cm} \\ Y_G = 32.77 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Tel que : } X_G = 60 \cdot 10 \cdot 5 + 7 \cdot 10 \cdot 15 + 10 \cdot 3/2 \cdot (10 + 10/3) / 690 = 5.86 \text{ cm}$$

$$Y_G = 60 \cdot 10 \cdot 30 + 7 \cdot 10 \cdot 53.5 + 3 + 10/2 \cdot 58 / 690 = 32.77 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.125 \text{ KN} \\ M_Q = Q \cdot h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \cdot Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.02 \cdot 0.3277 \Rightarrow M_{F_p} = 0.334 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau III.44.** Combinaisons d'action de l'acrotère

	RPA 99	E L U	E L S
<b>Sollicitations</b>	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
<b>N (KN)</b>	2.125	2.86	2.125
<b>M ( KN.m)</b>	0.9334	<b>0.90</b>	<b>0.6</b>

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0.9334}{2.125} = 0.44m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.016m .$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et  $N_u$  est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment  $M_{ua} = N_u * e$   
 Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle « e » par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

$e_0$  : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

$e_a$  : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$ : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2cm. L/250)$$

L : portée de l'élément =60 cm

$$e_a = \max (2cm. 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4.h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

$\phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \quad \text{(RPA Article A.4.3.5)}$$

$l_f$  : Longueur de flambement.

$$l_f = 2 * l_0 = 2 * 0.6 = 1.2 \text{m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.10} = 0.01 \text{m}$$

$$\text{D'où : } e = 0.44 + 0.02 + 0.01 = 0.47 \text{m}$$

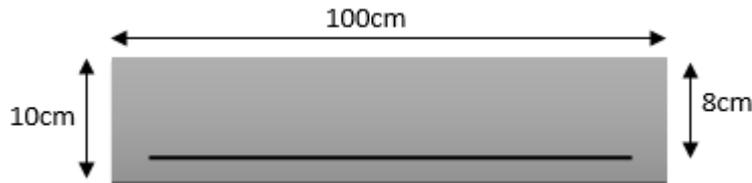
Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 2.86 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 2.86 * 0.47 = 1.34 \text{ KN.m}$$

### III.8.5 : Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :



**Figure III.38.** Schéma de la section à ferrailer.

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_F$  rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u * (d - \frac{h}{2}) = 1.34 + 2.86 * (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 1.42$$

$$\Rightarrow M_u = 1.34 + 2.86 * (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 1.42 KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.42 * 10^{-3}}{1 * 0.08^2 * 14.2} = 0.015 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E400)$$

d'où :  $A's = 0$ .

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0188$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.0793m$$

$$A_{Ls} = \frac{M_u}{z * f_{st}} = \frac{1.42 * 10^{-3}}{0.0793 * 348} = 0.514 cm^2$$

$$A_s = A_{Ls} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.514 * 10^{-4} - \frac{2.86 * 10^{-3}}{348} = 0.431 cm^2$$

**Vérification à l'ELU :**

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 * 1 * 0.08 * \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 0.966 cm^2$$

$A_{min} > A_s \Rightarrow$  On adopte:  $A_s = 4HA8 = 2,01 cm^2 / ml$ .

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$V_u = f_p + Q = 1.02 + 1 = 2.02 KN.$$

$$\tau_u = V_u / (b * d) = 2.02 * 10^{-3} / (1 * 0.08) = 0.0252 MPa.$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 MPa) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) MPa = 2.5 Mpa$$

$$\tau_u = 0.0252 MPa < \overline{\tau_u} = 2.5 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 cm^2 \Rightarrow A_r = 4T6 = 1.13 cm^2 / ml$$

- **Espacement :**

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/4 = 25$  cm. On adopte  $S_t = 25$  cm.

2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 60/3 = 20$  cm. On adopte  $S_t = 20$  cm.

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

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

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.02 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10048) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.279 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

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

**Vérification à l'ELS :**

$$d = 0.08 \text{ m} ; N_{ser} = 2.125 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

• **Vérification des contraintes :**

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{.3} \times fe ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa.}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_A$$

$e_A$  : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_A = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6 / 2.125) + (0.08 - 0.10/2) \Rightarrow e_1 = 0.312 \text{ m}$$

$$e_A > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.08 - 0.312 \Rightarrow c = -0.232 \text{ m.}$$

$$c = -0.232 \text{ m} ; y_{ser} = y_c + c ; y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

$$q = -2 \cdot c^3 + 90 \cdot A \cdot \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$p = -3 \cdot c^2 + 90 \cdot A \cdot (d - c) / b$$

$$P = -3 \cdot 0.232^2 + (0.08 - 0.232) \cdot \frac{90 \cdot 2.01 \cdot 10^{-4}}{1} = -0.164 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \cdot (-0.232)^3 + 90 \cdot 2.01 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{(0.08 + 0.232)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0267 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :  $y_c = -0.26 \Rightarrow y_{ser} = 0.028 \text{ m.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.000235m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.125 \times 10^{-3}}{0.000235} \times 0.028 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.253MPa < \overline{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * N_{Ser}}{\mu_t} * (d - y) = 7.05MPa < \overline{\sigma}_s = 201.64 MPa$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

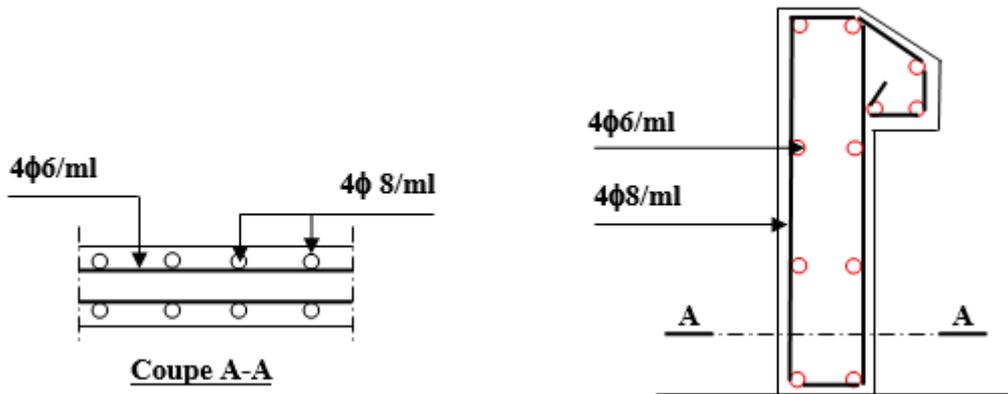


Figure III.39. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

**III.9. Conclusion :**

Le calcul des éléments secondaires étape incontournable dans le calcul d'une structure. Après les avoir pré dimensionné, les poutrelles sont calculées à la flexion simple. La méthode de Caquot minorée s'est trouvée bien adapté à notre cas. Les sections d'armatures ont donc été déterminées pour les différents types de poutrelles de notre structure.

La dalle de compression d'épaisseur 4 cm a été ferrillée avec un quadrillage d'armatures  $\phi 6$ .

Le calcul de l'acrotère s'est fait à la flexion composée. Le ferrillage ainsi déterminée représentée sur la figure (III.39).

Les chainages situées au bord des décrochements ont été calculés et ferrillés.

Les dalles pleines ont été calculées à la flexion simple. Les sections d'armatures ont été déterminées pour chaque type de dalle pleine.

Le calcul des escaliers a été fait en se basant sur les méthodes classiques de la résistance des matériaux. Le ferrillage de ces dernières à été fait à la flexion simples.

Enfin on a étudié et donc calculé le ferrillage de l'assesseur. Qui se fait à la flexion simple.



**Chapitre 04 :**  
**Modélisation 3D de la**  
**structure et étude**  
**dynamique**

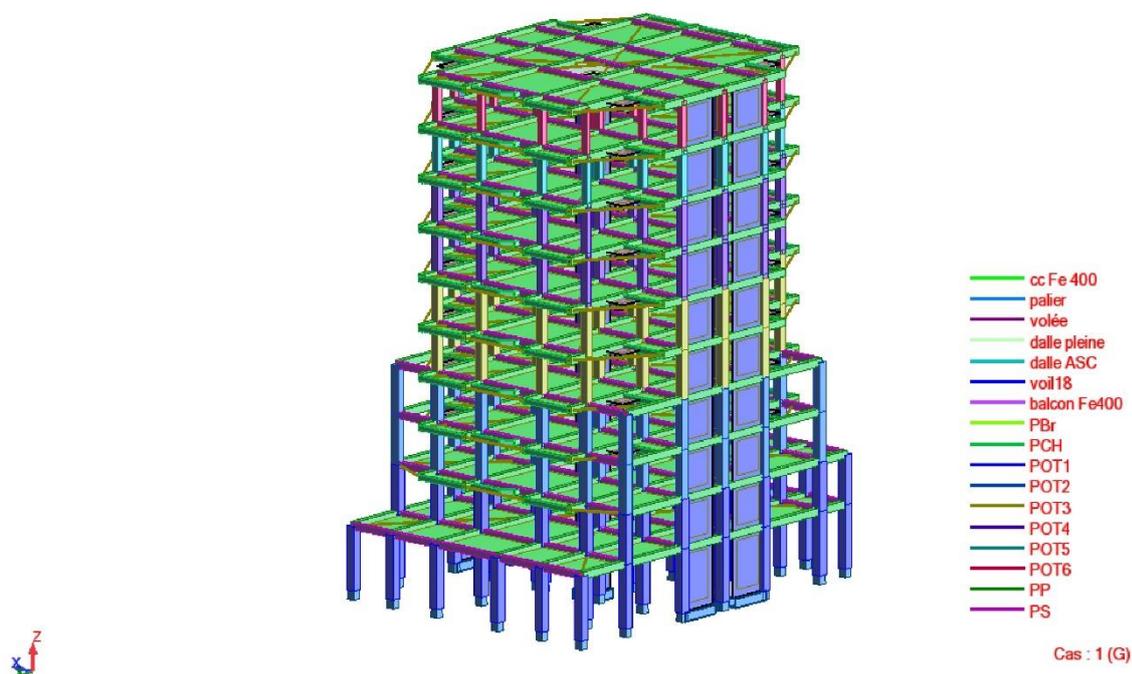
## IV.1. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permet de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel de calcul utilisé est le **robot**.

## IV.2. Présentation du logiciel de calcul (robot):

Robot est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments. Châteaux d'eau...) et travaux publics (ponts, tunnels...). Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique.



**Figure IV.1.**Modélisation 3D de la structure (vue1)

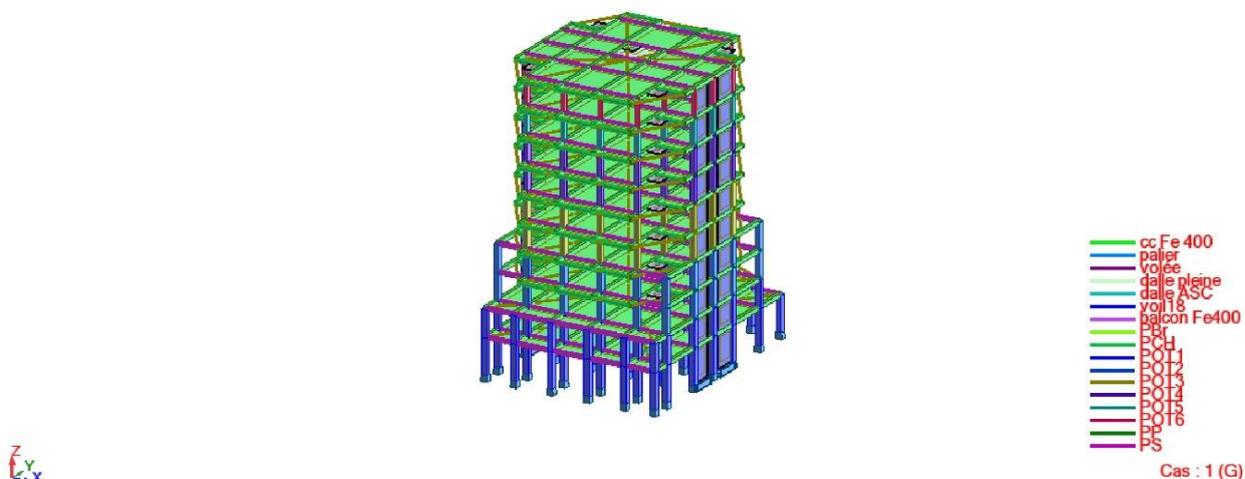


Figure IV.2. Modélisation 3D de la structure (vue2)

### IV.3. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

Dans le cas particulier de notre projet, les objectifs sont les suivants :

- Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dans l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire.
- Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent. Cet objectif vise les structures à plusieurs étages pour lesquels leur stabilité doit être assurée.

### IV.4. Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**IV.4.1. Méthode statique équivalente :**

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

**Calcul de la force sismique totale :** *RPA99 (Article 4.2.3)*

La force sismique  $V$ ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- $A$  : Coefficient d'accélération de la zone. *RPA99 (Tableau 4.1)*

Le coefficient  $A$  représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa  $\Rightarrow A = 0.15$
- $R$  : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. *RPA99 (Tableau 4.3)*

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc :  $R = 5$

- $Q$  : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité  $Q$  exprime le niveau de confiance de la valeur de l'accélération de dommage  $A$  que l'on a pris dans le calcul, car pour une structure donnée la déformation  $\Delta_D$  liée à  $A$  est aléatoire pour un événement sismique donné, et ce facteur  $Q$  est essentiellement fonction des qualités de la structure qui sont :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

$Pq$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau de la page suivante :

**Tableau IV.1.** Valeurs des pénalités

Critère q	Observé	P <sub>q</sub> /xx	Observé	P <sub>q</sub> /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
2- Redondance en plan	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
3- Régularité en plan	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
4- Régularité en élévation	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	<b>0</b>	Oui	<b>0</b>
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	<b>0</b>	Oui	<b>0</b>

Donc  $Q_x = Q_y = 1.2$

- $W$  : Poids total de la structure.

La valeur de  $W$  comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids  $W_i$  ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

- $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau suivant :

**Tableau IV.2.** Valeurs du coefficient de pondération  $\beta$ .

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
<b>1</b>	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.	<b>0.20</b>
<b>2</b>	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises.	<b>0.30</b>
<b>3</b>	Entrepôts, hangars, ...	<b>0.40</b>
<b>4</b>	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés.	<b>1.00</b>
<b>5</b>	Autres locaux non visés ci-dessus	<b>0.60</b>

Concernant notre projet on prend  $\beta = 0.20$ .

- $D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient  $D$  est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure ( $T$ ), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ). On comprendra aisément qu'il devrait y en avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure  $T$  (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de  $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne (D'après les résultats préliminaires de LNHC « Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction »), donc du **RPA 99 (Tableau 3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie  $S_3$ , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau donnant les valeurs de  $\zeta(\%)$  :

**Tableau IV.3.** Les valeurs de  $\zeta(\%)$

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend :  $\zeta = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\%$

Donc  $\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} = 0.816 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4}$$

**RPA99 (Formule 4-6)**

$h_n$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 31.5m$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le tableau suivant :

**Tableau IV.4.** Les valeurs du coefficient  $C_T$

Cas N°	Système de contreventement	$C_T$
01	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
02	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
03	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.050
04	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.050

$$C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (31.5)^{3/4} = 0.664 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

**RPA99** (Formule 4-7)

$L$ : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 20.20m, \quad L_y = 26.15m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.63s \\ T_y = 0.55s \end{cases}$$

$$T_x = \min (T_x; T) = 0.63s > T_2 = 0.5s$$

$$T_y = \min (T_y; T) = 0.55s > T_2 = 0.5s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.816 \times \left( \frac{0.5}{0.63} \right)^{2/3} = 1.748 \\ D_y = 2.5 \times 0.816 \times \left( \frac{0.5}{0.55} \right)^{2/3} = 1.905 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_s = 1.3 \times 0.63 = 0.82s \\ T_s = 1.3 \times 0.55 = 0.715s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.748 \times 1.20}{5} \times 39110.5 = 2461.61 \text{KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.905 \times 1.20}{5} \times 39110.5 = 2682.82 \text{KN}$$

#### IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

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 suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Pour notre étude le spectre de réponse étant intégrée dans le logiciel robot structural analysis avec lequel nous avons modélisé la structure, les données correspondantes à notre projet sont :

- ✓ La zone **IIa**
- ✓ Groupe d'usage **2**
- ✓ Facteur de qualité ( $Q_x=Q_y=1.20$ )
- ✓ Coefficient de comportement global de la structure **R=5**
- ✓ Site meuble **S3**
- ✓ Le pourcentage d'amortissement critique  $\zeta = 8.5$

Comme le montre la figure suivante :

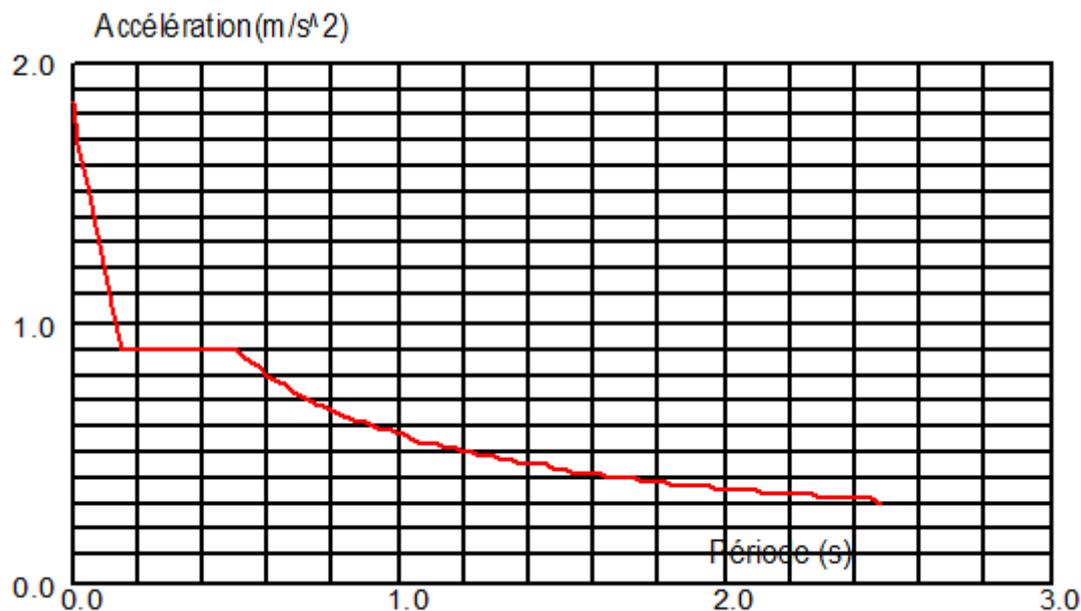


Figure IV.3. Le spectre de réponse

#### IV.4.3. Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

#### IV.5. Disposition des voiles de contreventement :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur de voile, on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier et deuxième mode et répondre favorablement aux conditions du **RPA99/2003**.

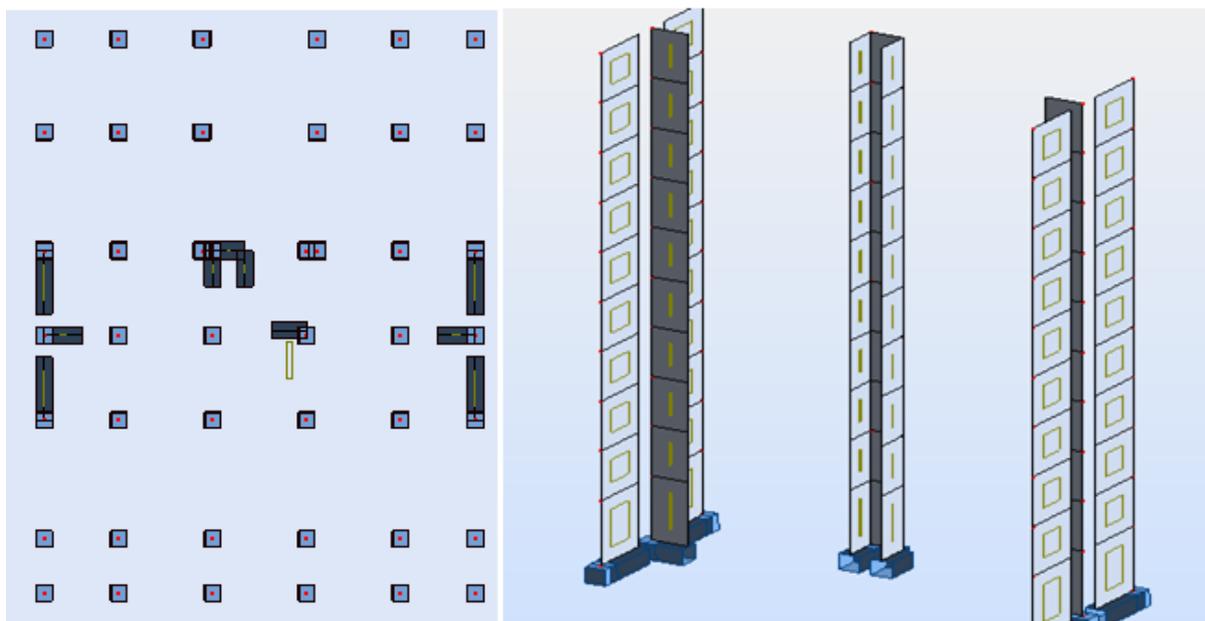


Figure IV.4. Disposition des voiles.

#### IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA/2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent  $V_{st}$

Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces

Sens	$V_{dyn}$ (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	Observation
Sens x-x	1940.61	1969.45	Non vérifiée
Sens y-y	2355.32	2146.25	Vérifiée

On remarque que la condition n'est pas vérifiée suivant le sens x-x donc on doit augmenter tous les paramètres de la réponse en les multipliant par le rapport  $0.8V_{st}/V_{dyn} = 1.015$

**IV.7. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :**

Résultantes obtenues :

Périodes de vibration et participation massique :

**Tableau IV.6.**Modes et période de vibration et taux de participation massique.

Mode	Fréquence [Hz]	Période (sec)	Masse cumulée (%)			Masse modale (%)		
			UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.24	0.80	70.7	0.02	0	70.7	0.02	0
2	1.74	0.58	70.71	68.46	0	0.02	68.44	0
3	1.99	0.5	70.73	68.52	0	0.01	0.06	0
4	3.8	0.26	85.72	68.52	0	15	0.01	0
5	5.56	0.18	85.73	86.12	0.01	0.01	17.6	0.01
6	6.25	0.16	85.73	86.13	0.01	0	0.01	0
7	7.13	0.14	92.04	86.13	0.01	6.31	0	0
8	10.89	0.09	92.04	92.77	0.02	0	6.63	0
9	11.14	0.09	95.39	92.77	0.02	3.35	0.01	0
10	11.61	0.09	95.39	92.78	25.19	0	0.01	25.17
11	12	0.08	95.4	92.82	36.81	0.01	0.04	11.61
12	12.03	0.08	95.44	92.83	40.17	0.04	0	3.37
13	12.76	0.08	95.45	92.83	40.19	0.01	0	0.02
14	13.09	0.08	95.45	92.83	40.67	0	0	0.48
15	13.53	0.07	95.45	92.83	45.91	0	0	5.24
16	13.93	0.07	95.45	92.83	50.21	0	0	4.3
17	14.09	0.07	95.45	92.86	51.54	0	0.02	1.33
18	14.34	0.07	95.45	92.86	52.55	0	0	1.01

La masse modale est atteinte au 7<sup>ème</sup> mode selon x-x et au 8<sup>ème</sup> mode selon y-y, cela veut dire que les 8 premiers modes sont suffisants pour donner une réponse combiné de la structure qui approche le comportement réel de cette dernière.

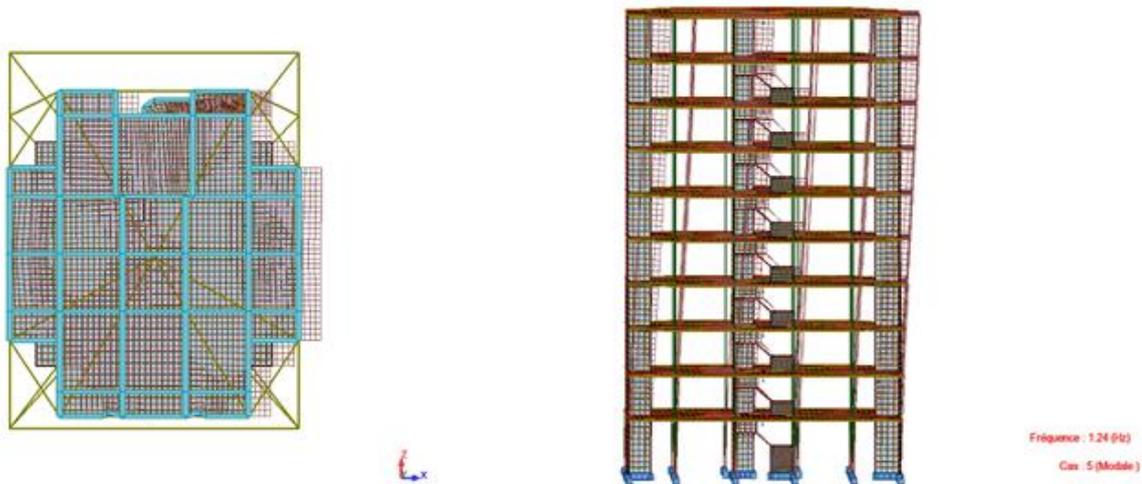


Figure IV.5.1<sup>er</sup> mode translation selon x avec  $T=0.80s$ .

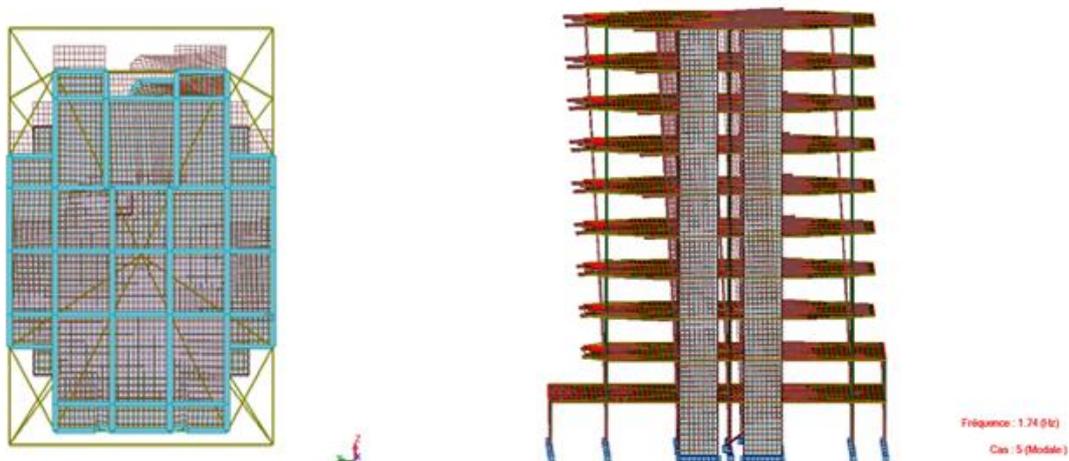


Figure IV.6.2<sup>eme</sup> mode translation selon y avec  $T=0.58s$ .

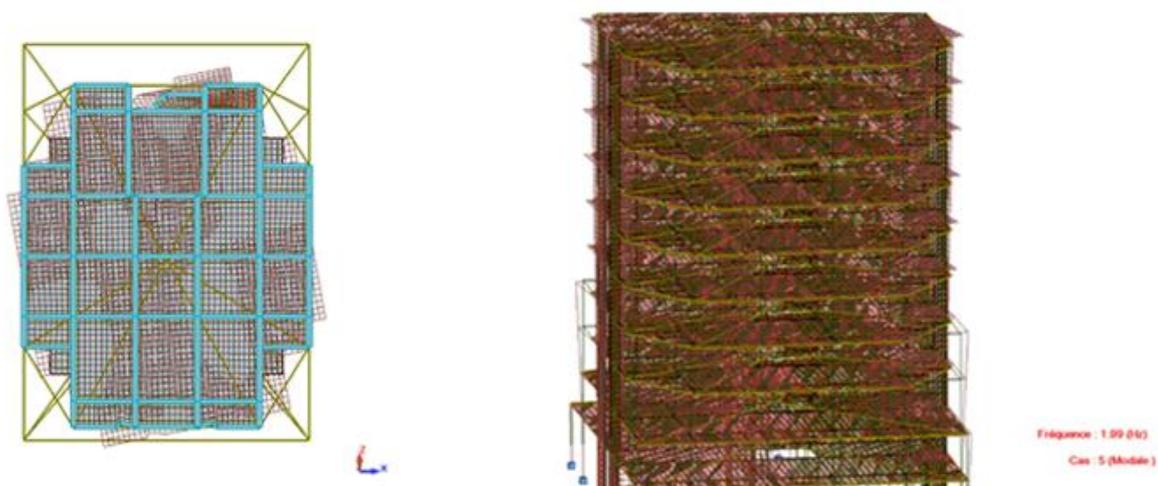


Figure IV.7.3<sup>eme</sup> mode rotation autour z avec  $T=0.50s$

**Justification de l'interaction voiles-portique :**

Les tableaux **IV.7** ; **IV.8**, illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

**L'interaction sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

**Tableau IV.7.** Vérification sous charges verticales.

Etage	Charge totale (KN)	Charge sur portique (KN)	Charge sur voile (KN)	Pourcentage repris (%)	
				Portique	voile
RDC	40125.52	33820.66	6304.87	<b>84.28</b>	<b>15.71</b>
Etage services	33863.22	28419.29	5443.93	<b>83.92</b>	<b>16.07</b>
1	29148.07	24101.76	5046.31	<b>82.68</b>	<b>17.31</b>
2	24935.98	20472.97	4463	<b>82.10</b>	<b>17.89</b>
3	20931.67	16998.94	3932.73	<b>81.21</b>	<b>18.78</b>
4	17124.24	13854.04	3270.2	<b>80.90</b>	<b>19.09</b>
5	13419.46	10772.45	2647.01	<b>80.27</b>	<b>19.72</b>
6	9768.05	7875.05	1893	<b>80.62</b>	<b>19.37</b>
7	6249.08	5104.17	1144.91	<b>81.67</b>	<b>18.32</b>
8	2863.24	2544.58	318.66	<b>88.87</b>	<b>11.12</b>

L'interaction sous charges verticales est vérifiée dans tous les niveaux.

• **Sous charges horizontales :**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

**Tableau IV.8. Vérification sous charge horizontales.**

/ étage	Selon x-x					Selon y-y				
	Charge totale (KN)	Portique (KN)	Voile (KN)	P (%)	V (%)	Charge totale (KN)	Portique (KN)	Voile (KN)	P (%)	V (%)
RDC	1949.5	1284.7	664.7	<b>65.90</b>	<b>34.099</b>	2332.9	792.6	1540.3	<b>33.97</b>	<b>66.02</b>
E service	1861.5	1301.2	560.3	<b>69.89</b>	<b>30.10</b>	2246.7	934.2	1312.4	<b>41.58</b>	<b>58.41</b>
1	1756.2	1169.5	586.7	<b>66.59</b>	<b>33.40</b>	2121.5	724.3	1397.2	<b>34.14</b>	<b>65.85</b>
2	1637.6	1183.9	453.6	<b>72.29</b>	<b>27.70</b>	1980.3	793.7	1186.5	<b>40.08</b>	<b>59.91</b>
3	1484.2	984.92	499.3	<b>66.35</b>	<b>33.64</b>	1816.5	586.9	1229.6	<b>32.30</b>	<b>67.69</b>
4	1318.3	929.88	388.4	<b>70.53</b>	<b>29.46</b>	1611.2	621.9	989.33	<b>38.59</b>	<b>61.40</b>
5	1124.9	752.44	372.5	<b>66.88</b>	<b>33.11</b>	1362.1	485.0	877.11	<b>35.60</b>	<b>64.39</b>
6	902.62	674.79	227.8	<b>74.75</b>	<b>25.24</b>	1088.0	478.1	609.99	<b>43.93</b>	<b>56.06</b>
7	655.89	491.95	163.9	<b>75.00</b>	<b>24.99</b>	807.01	377.8	429.14	<b>46.82</b>	<b>53.17</b>
8	434.11	344.77	89.34	<b>79.41</b>	<b>20.58</b>	458.61	304.4	154.12	<b>66.39</b>	<b>33.60</b>

L'interaction sous charges horizontales est vérifiée dans tous les niveaux.

**Vérification de l'effort normal réduit :**

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante : 
$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad \text{RPA 99.V2003 (Article 7.1.3.3)}$$

Nd : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par logiciel **robot**.

Bc : L'aire brute du poteau.

**Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit.**

Poteau	b (cm)	h(cm)	aire (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	$\nu$	observation
Poteau 01	65	65	4225	2122.86	0.200981	vérifiée
Poteau02	60	60	3600	1586.39	0.176266	vérifiée
Poteau 03	55	55	3025	1074.36	0.142064	vérifiée
Poteau 04	50	50	2500	696.83	0.111493	vérifiée
Poteau 05	45	45	2025	336.23	0.066416	vérifiée
Poteau 06	40	40	1600	173.86	0.043465	vérifiée

**Justification vis-à-vis des déformations :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau *K* de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99.V2003 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{RPA.V2003(Formule 4 - 19)}$$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_k \dots \dots \dots \text{RPA99.V2003 (Art. 5.10)}$

$h_k$  : Étant la hauteur de l'étage

**Tableau IV.10.** Vérification du déplacement.

Sens x-x							
Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	observation
RDC	0.1	0.5	0	0.50	396.0	<b>0.126</b>	vérifiée
étage services	0.2	1	0.5	0.50	306.0	<b>0.163</b>	vérifiée
1	0.4	2	1	1.00	306.0	<b>0.326</b>	vérifiée
2	0.6	3	2	1.00	306.0	<b>0.326</b>	vérifiée
3	0.8	4	3	1.00	306.0	<b>0.326</b>	vérifiée
4	1	5	4	1.00	306.0	<b>0.326</b>	vérifiée
5	1.1	5.5	5	0.50	306.0	<b>0.163</b>	vérifiée
6	1.3	6.5	5.5	1.00	306.0	<b>0.326</b>	vérifiée
7	1.4	7	6.5	0.50	306.0	<b>0.163</b>	vérifiée
8	1.5	7.5	7	0.50	306.0	<b>0.163</b>	vérifiée
Sens y-y							
Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	observation
RDC	0.1	0.5	0	0.5	396.0	<b>0.126</b>	vérifiée
étage services	0.1	0.5	0.5	0	306.0	<b>0</b>	vérifiée
1	0.2	1	0.5	0.5	306.0	<b>0.163</b>	vérifiée
2	0.3	1.5	1	0.5	306.0	<b>0.163</b>	vérifiée
3	0.5	2.5	1.5	1	306.0	<b>0.326</b>	vérifiée
4	0.6	3	2.5	0.5	306.0	<b>0.163</b>	vérifiée
5	0.7	3.5	3	0.5	306.0	<b>0.163</b>	vérifiée
6	0.8	4	3.5	0.5	306.0	<b>0.163</b>	vérifiée
7	0.9	4.5	4	0.5	306.0	<b>0.163</b>	vérifiée
8	1	5	4.5	0.5	306.0	<b>0.163</b>	vérifiée

Ce tableau nous montre bien que le déplacement relatif sur la hauteur d'étage est inférieur à 1%, et ce pour x-x et y-y.

**Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : [RPA 5.9]**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99.V2003(Article 5.9)}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau « k » ; avec :  $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$  **RPA99.V2003(Article 5.9)**

$v_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$ .
- Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.11. Vérification de l'effet P-Δ**

Niveau	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x				Sens y-y			
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	observation	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	observation
RDC	396	40125.52	0.5	1949.5	<b>0.025</b>	vérifiée	0.5	2332.9	<b>0.021</b>	vérifiée
étage services	306	33863.22	0.5	1861.5	<b>0.029</b>	vérifiée	0	2246.7	<b>0</b>	vérifiée
1	306	29148.07	1	1756.2	<b>0.054</b>	vérifiée	0.5	2121.5	<b>0.022</b>	vérifiée
2	306	24935.98	1	1637.6	<b>0.049</b>	vérifiée	0.5	1980.3	<b>0.020</b>	vérifiée
3	306	20931.67	1	1484.2	<b>0.046</b>	vérifiée	1	1816.5	<b>0.037</b>	vérifiée
4	306	17124.24	1	1318.3	<b>0.042</b>	vérifiée	0.5	1611.2	<b>0.017</b>	vérifiée
5	306	13419.46	0.5	1124.9	<b>0.019</b>	vérifiée	0.5	1362.1	<b>0.016</b>	vérifiée
6	306	9768.05	1	902.62	<b>0.035</b>	vérifiée	0.5	1088	<b>0.014</b>	vérifiée
7	306	6249.08	0.5	655.89	<b>0.015</b>	vérifiée	0.5	807.01	<b>0.012</b>	vérifiée
8	306	2863.24	0.5	434.11	<b>0.010</b>	vérifiée	0.5	458.61	<b>0.010</b>	vérifiée

D'après les résultats obtenus dans ce tableau, les effets P-Δ peuvent être négligés.

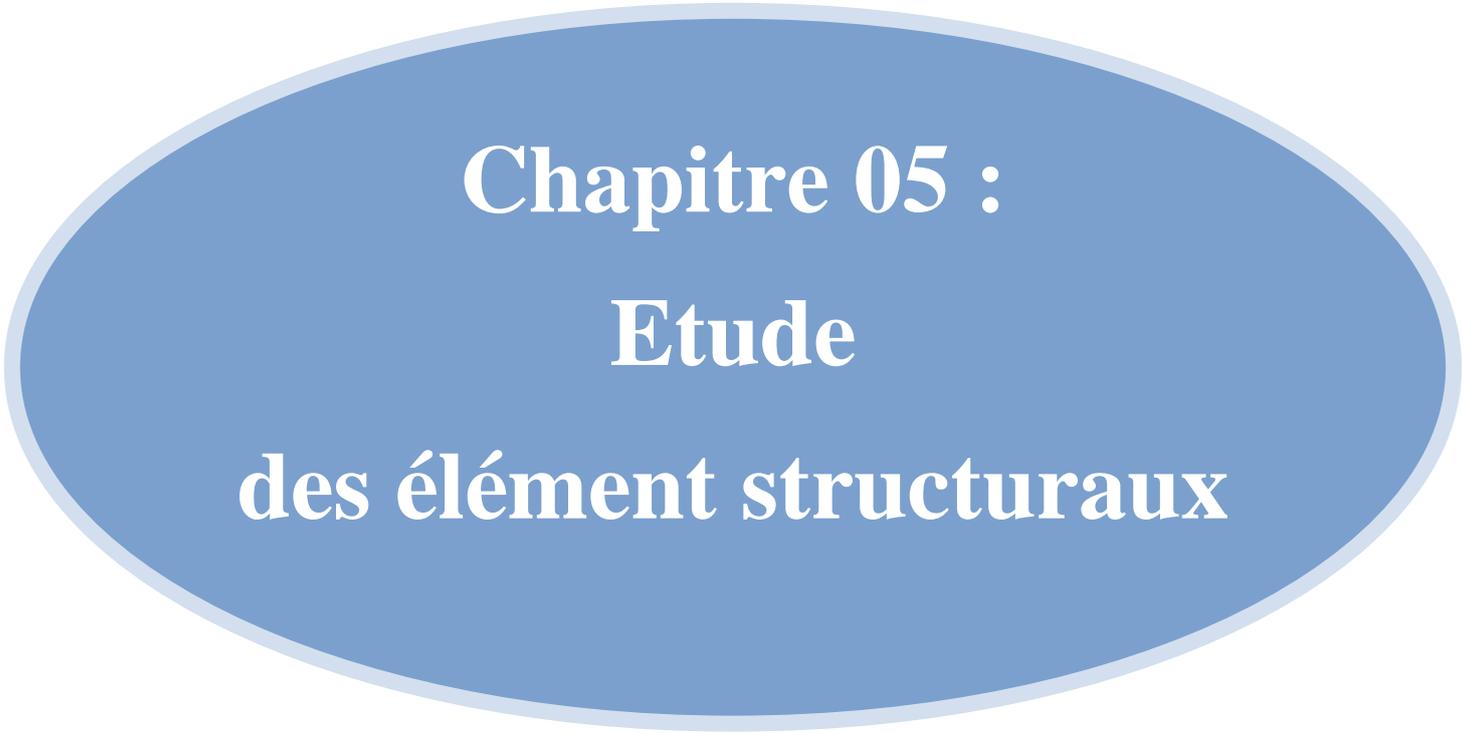
### **IV.8. Conclusion :**

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les vérifications de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, sont satisfaites.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.



**Chapitre 05 :**  
**Etude**  
**des élément structuraux**

## V.1. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux poutre et les voiles)

Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leurs rôles est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'il puisse supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

## V.2. Etude des poutres :

### V.2.1. Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **robot** combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q$
- 3).  $G+Q+E$
- 4).  $G+Q-E$
- 5).  $0.8G+E$
- 6).  $0.8G-E$

### V.2.2. Ferrailage :

#### a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de

0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

Avec :  $\Phi_{\max}$  : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à  $90^\circ$ . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

**b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

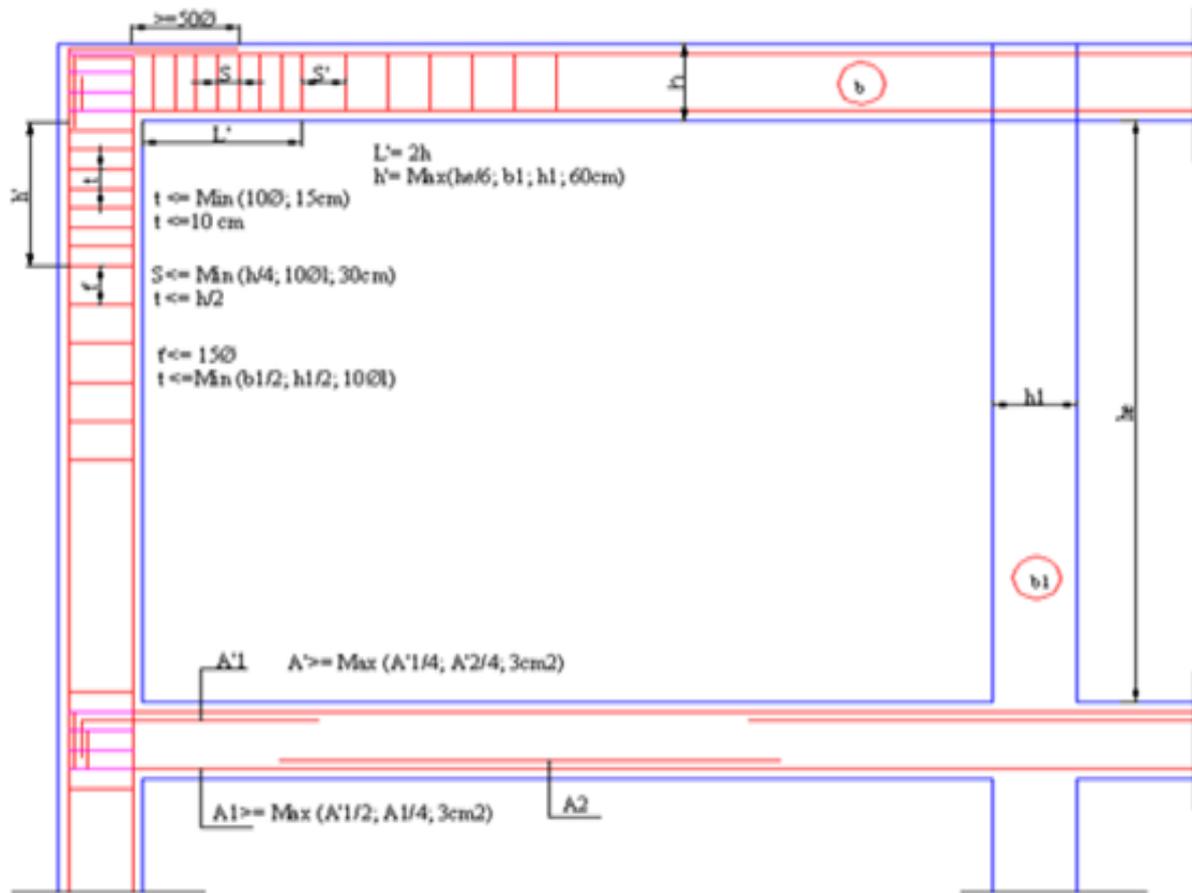
$St$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\Phi_l)$  en zone nodale,
- $St \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

**V.2.3. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)**

**Figure V.1.** Disposition constructives des portiques

**V.2.4.Recommandation de BAEL :**

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

**V. 2.5. Calcul du ferrailage :**
**A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel **robot**

**Calcul du moment réduit ultime :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si  $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$  alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si  $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$  alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

### B).Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (45×40) la plus sollicitée

$$\text{Avec les sollicitations suivantes : } \begin{cases} M_t = 89.64 \text{KN.m} \dots (\text{ELU}) \\ M_a = 142.52 \text{KN.m} \dots (G+Q+E_x) \end{cases}$$

#### Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = 89.64 \times 10^{-3} / (0.4 \times 0.42^2 \times 14.2) = 0.089 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.089}) = 0.116$$

$$Z = 0.42 \times (1 - 0.4 \times 0.116) = 0.4 \text{m}$$

$$A_{st} = 89.64 \times 10^{-3} / (0.4 \times 348) = 6.43 \text{cm}^2$$

#### Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = 142.52 \times 10^{-3} / (0.4 \times 0.42^2 \times 18.48) = 0.109 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.109}) = 0.144$$

$$Z = 0.42 \times (1 - 0.4 \times 0.144) = 0.395 \text{m}$$

$$A_{st} = 142.52 \times 10^{-3} / (0.4 \times 348) = 10.36 \text{cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

**Tableau V.1.**Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	section	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
<b>RDC</b>	Poutre principale	40×45	Appuis	142.52	<b>186.21</b>	10.36	9	<b>10.65</b>	<b>3T16+3T14</b>
			Travée	89.64		6.43		<b>8.01</b>	<b>3T14+3T12</b>
	Poutre secondaire	35×40	Appuis	88.27	<b>62.68</b>	7.37	7	<b>8.01</b>	<b>3T14+3T12</b>
			Travée	43.5		3.49		<b>4.62</b>	<b>3T14</b>
<b>Etage services</b>	Poutre principale	40×45	Appuis	14.71	<b>138.30</b>	8.04	9	<b>9.24</b>	<b>6T14</b>
			Travée	66.21		4.69		<b>5.09</b>	<b>2T14+1T16</b>
	Poutre secondaire	35×40	Appuis	98.07	<b>120.98</b>	8.09	7	<b>9.24</b>	<b>6T14</b>
			Travée	32.56		2.59		<b>3.39</b>	<b>3T12</b>
<b>Etage d'habitation</b>	Poutre principale	40×45	Appuis	152.84	<b>128.74</b>	9.8	9	<b>10.65</b>	<b>3T16+3T14</b>
			Travée	62.47		4.42		<b>4.62</b>	<b>3T14</b>
	Poutre secondaire	35×40	Appuis	103.38	<b>151.01</b>	8.56	7	<b>9.24</b>	<b>6T14</b>
			Travée	92.4		7.74		<b>8.01</b>	<b>3T14+3T12</b>
<b>Terrasse</b>	Poutre principale	40×45	Appuis	95.13	<b>115</b>	6.76	9	<b>8.01</b>	<b>3T14+3T12</b>
			Travée	66.80		4.73		<b>5.09</b>	<b>2T14+1T16</b>
	Poutre secondaire	35×40	Appuis	95.31	<b>118.17</b>	7.84	7	<b>8.01</b>	<b>3T14+3T12</b>
			Travée	71.9		5.92		<b>6.03</b>	<b>3T16</b>

**V.2.6. Vérification des armatures selon le RPA 99 :**

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

**En zone courante :**  $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 45 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

**En zone de recouvrement:**  $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 40 \times 45 = 108 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

• **Les longueurs de recouvrement :**

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II } L_r > 40$$

$$\phi = 16\text{mm} \quad L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 65\text{cm}$$

$$\phi = 14\text{mm} \quad L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

$$\phi = 12\text{mm} \quad L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 50\text{cm}$$

**V.2.7. Les armatures transversales :**

**a). Calcul de  $\Phi_t$  :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{40}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.2; 1.28; 4\text{cm})$$

$$\phi_t \leq 1.2\text{cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10\text{mm}$$

Donc on opte pour  $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

**b). Calcul des espacements des armatures transversales :**

**1.  $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$  avec:**

$$1). S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 38.7\text{cm}_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 38.7\text{cm}$$

$$2). S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 78.5\text{cm}$$

$$3). S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \leq 86.68\text{cm}$$

**2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$$

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(11.25; 14.4) = 11.25\text{cm}$$

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

✓ **Zone courante** :  $S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5\text{cm}$ .

Soit  $S_t = 15\text{cm}$

**c).Vérification des sections d'armatures transversales :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot h = 0,003 \cdot 15 \cdot 45 = 2,025\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14 > A_{\min} = 2.02\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**V.2.8. Vérification à l'ELU :**

**a).Condition de non fragilité :** **BAEL91(Art F.IV.2)**

$$A_{\min} 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 2.02\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**b).Contrainte tangentielle maximale :**

**Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$  **BAEL91 (Art H.III.2)**

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$ .

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.2.Vérification des contraintes tangentielles**

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
<b>principales</b>	186.21	<b>1.10</b>	<b>3.33</b>	<b>Vérifiée</b>
<b>secondaires</b>	151.05	<b>1.16</b>	<b>3.33</b>	<b>Vérifiée</b>

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

**c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

**Appuis de rives**  $A_t > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (1)$  **BAEL91 (Art H.IV.2)**

**Appuis intermédiaires**  $A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots (2)$   $\gamma_s = 1.15, f_e = 400\text{MPa}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.3.** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	$A_l(\text{cm}^2)$	$V_u$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
<b>Principales</b>	10.65	186.21	152.84	5.35	-6.27	<b>Vérifiée</b>
<b>Secondaires</b>	9.24	150.05	103.38	4.34	-4.58	<b>Vérifiée</b>

**V.2.9. Vérification à l'ELS :**

**a). Etat limite de compression du béton :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.4.** Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$Y$ (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>Poutres principales</b>	Appuis	96.69	130339.4	13.01	<b>9.64</b>	<b>15</b>	<b>Vérifiée</b>
	Travées	48.58	84215.34	10.26	<b>5.91</b>	<b>15</b>	<b>Vérifiée</b>
<b>Poutres secondaires</b>	Appuis	95.18	94800	12.8	<b>12.85</b>	<b>15</b>	<b>Vérifiée</b>
	Travées	67.15	48381.48	8.85	<b>12.2</b>	<b>15</b>	<b>Vérifiée</b>

**b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

**Tableau V.5.** Vérification de la flèche pour les poutres

	$h_t$ cm	$b$ cm	$L$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
<b>PP</b>	45	40	5.60	10.65	0.008	0.032	0.0063	0.01	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>
<b>PS</b>	40	35	5.40	10.65	0.074	0.06	0.0082	0.01	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

**V.2.10. Schéma de ferrailage des Poutres :**

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous

**Tableau V.6.**Tableau de ferrailage des Poutres

	Poutre principale		Poutre secondaire	
<b>RDC</b>	travées	<p>3T14 etrier T10 cadre T10 3T12 3T14</p>	<p>3T12 etrier T10 cadre T10 3T14</p>	
	appuis	<p>3T14 etrier T10 cadre T10 3T12</p>	<p>3T12 etrier T10 cadre T10 3T14</p>	
<b>Service</b>	travées	<p>3T14 etrier T10 cadre T10 1T16 2T14</p>	<p>3T14 etrier T10 cadre T10 3T12</p>	

# ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

	appuis			
<b>Habitati- on</b>	travées			
	appuis			
	<b>Terrasse</b>	travées		
		appuis		

### V.3. Etude des poteaux :

#### V.3.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du **robot**:

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q$
- 3).  $G+Q+E$
- 4).  $G+Q-E$
- 5).  $0.8G+E$
- 6).  $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

#### V.3.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

##### a). Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

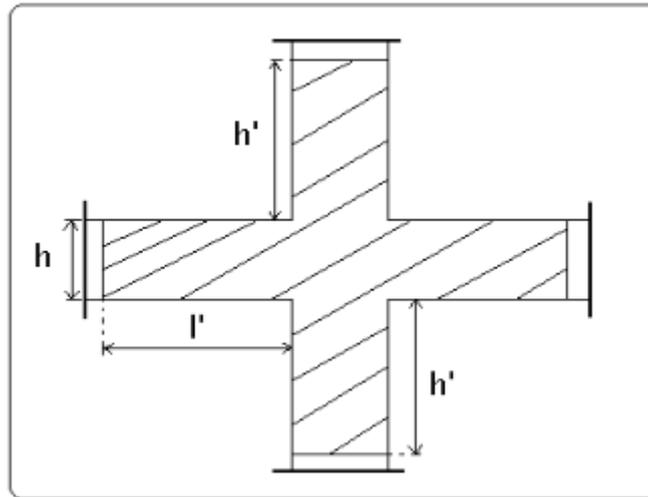
- $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- La distance ou espacement ( $S_t$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$ .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$



Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.7.** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) Zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement
Sous-sol, RDC et service	65×65	33.80	169	253.35
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	60×60	28.80	144	216
3 et 4 <sup>ème</sup> étage	55×55	24.20	121	181.5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	50×50	20	100	150
7 <sup>ème</sup>	45×45	16.2	81	121.5
8 <sup>ème</sup>	40×40	12.8	64	96

**b). Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- **V<sub>u</sub>** :est l'effort tranchant de calcul.
- **h<sub>1</sub>** :hauteur totale de la section brute.

–  $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

–  $\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (}\lambda_g \text{: l'élanement géométrique),} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

avec :  $\lambda_g = l_f/a$  ou  $\lambda_g = l_f/b$  ( a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

–  $t$  :est l'espace des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm})$  (en zones IIa).
- ✓ dans la zone courante :  $t \leq 15\Phi_L^{\min}$ (en zones IIa).

La quantité **d'armatures transversales minimale**  $A_t/t.b_1$ , en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\Phi_t$ (au minimum).

### V.3.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **robot**, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Tableau V.8.**Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
<b>RDC et service</b>	2307.25	6.34	193.21	2122.86	856.55	96.26
<b>1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étage</b>	1862.20	51.94	154.20	451.47	407.96	46.31
<b>3 et 4<sup>eme</sup> étage</b>	1372.17	14.80	128.92	297.16	189.02	34.68
<b>5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup> étage</b>	898.75	12.29	94.28	442.12	34.51	20.29
<b>7<sup>eme</sup> étage</b>	437.85	11.89	73.28	117.96	27.62	22.67
<b>8<sup>eme</sup> étage</b>	211.15	13.56	72.28	64.98	26.19	9.88

**V .3.4 Calcul du ferrailage :**

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

**Exemple de calcul :**

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

–  $N_{max} = 2307.25KN \rightarrow M_{cor} = 6.34KN.m$ (ELU)

–  $M_{max} = 193.21KN.m \rightarrow N_{cor} = 2122.86KN$  ( $G+Q+E$ )

–  $N_{min} = 856.55KN \rightarrow M_{cor} = 96.26KN.m$ ( $0.8G-E_y$ )

**A).Calcul sous  $N_{max}$ et  $M_{cor}$ :**

$d = 60m$ ;  $d' = 0.05m$ .

$N = 2307.25KN$ (de compression) .....(ELU)

$M = 6.34KN.m \rightarrow e_g = M/N = 0.0027m$

$e_g < h/2 = 0.65/2 = 0.32500m \rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 6.34 + 2307.25 \times (0.6 - 0.65/2) = 640.83 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.05) \times 0.65 \times 0.65 \times 14.2 = 1.07 > (2307.25 \times (0.6 - 0.05) - 640.83) \times 10^{-3} = 0.63 \text{ MN.m}$$

⇒ (I) n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 640.83 \times 10^{-3} / (0.65 \times 0.60^2 \times 14.2) = 0.192 > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.192}) = 0.268$$

$$Z = 0.42 \times (1 - 0.4 \times 0.268) = 0.535 \text{ m}$$

$$A_l = 640.83 \times 10^{-3} / (0.535 \times 348) = 34.42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l \cdot N_u / f_{st} = -31.88$$

$$\Rightarrow A_s = 0$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 60 \times 2.1 / 400 = 4.7 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A_{\min}$

**B). Calcul sous  $M_{\max}$  et  $N_{\text{cor}}$  :**

$$M = 193.21 \text{ KN.m}, N = 2122.86 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.091 \text{ m} < (h/2) = 0.325 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 777 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.05) \times 0.65 \times 0.65 \times 14.2 = 1.07 > (2122.86 \times (0.6 - 0.05) - 777) \times 10^{-3}$$

⇒ (I) n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 777 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.336 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.336 \rightarrow z = 0.52 \rightarrow A_l = 42.93 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 60 \times 2.1 / 400 = 4.7 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A_{\min}$

**C). Calcul sous  $N_{\min}$  et  $M_{\text{cor}}$ :**

$$N = -856.55 \text{ KN} \rightarrow M = 96.26 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = 0.112 \text{ m} < (h/2) = 0.325 \text{ m.}$$

$N_u$  (traction) le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

$\Rightarrow$  Section entièrement tendue (SET).

$$A_1 = \frac{N_u e_2}{f_s 10(d - d')}$$

$$A_2 = \frac{N_u e_1}{f_s 10(d - d')}$$

Tel que :

1.  $f_s 10 = f_e / \gamma_s$
2.  $e_1 = (h/2 - d') + e_G$
3.  $e_2 = (d - d') - e_1$

$$A_{\min} = \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Si  $\min(A_1, A_2) > A_{\min} \Rightarrow$  on ferraille avec  $A_1$  et  $A_2$

Si  $\min(A_1, A_2) < A_{\min} \Rightarrow$  on ferraille avec  $A_{\min}$ .

**AN :**

$$e_1 = 38.7 \text{ cm}$$

$$e_2 = 16.3 \text{ cm}$$

$$A_1 = 7.29 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 17.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 22.18 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  On ferraille avec  $A_{\min}$ .

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.9.**Ferraillage des poteaux

Niveau	sections	A (cm <sup>2</sup> )	ARPA (cm <sup>2</sup> )	Aadap (cm <sup>2</sup> )	Barres
RDC et service	65×65	22.18	33.8	34.18	8HA20+8HA12
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	60×60	8.84	28.8	30.29	12HA16+4HA14
3 et 4 <sup>ème</sup> étage	55×55	4.98	24.2	26.51	12HA14+4HA16
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	50×50	1.85	20	21.36	8HA14+8HA12
7 <sup>ème</sup> étage	45×45	7.98	16.2	18.47	12HA14
8 <sup>ème</sup> étage	40×40	4.58	12.8	13.57	12HA12

### V.3.5. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.10.**Calcul des armatures transversales

Sections (cm <sup>2</sup> )	$\Phi_l^{min}$ cm	Vd (KN)	$l_r$ cm	t zone nodale	t zone courante	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	barres
65×65	1.6	224.11	80	10	15	4.84	4.68	6.79	6HA12
60×60	1.4	262.51	64	10	15	6.15	4.32	6.79	6HA12
55×55	1.4	241.05	64	10	15	6.16	3.96	6.79	6HA12
50×50	1.2	179.87	56	10	15	5.05	3.6	6.79	6HA12
45×45	1.4	104.38	56	10	15	3.26	3.24	4.71	6HA10
40×40	1.2	59.47	48	10	15	2.09	2.88	3.02	6HA8

### V.3.6 .Vérifications :

#### a). Vérification au flambement :

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- $As$  : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul .
- $Br$  : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- $\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha / 1.10$ .

L'élançement mécanique est donné par :

$$\left[ \begin{array}{ll} \lambda = 3.46 \times l_f / b & \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f & \text{pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

$L_f = l_0$  longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$N_d = 2307 \text{ KN}$

$l_f = 245.7 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 13.07 < 50 \rightarrow \alpha = 0.826$

$Br = (0.65 - 0.02) \times (0.65 - 0.02) = 0.3969 \text{ cm}^2.$

$N_d = 2.309 \text{ MN} < 7.07 \text{ MN} \rightarrow$  pas de risque de flambement.

**Tableau V.11.** Vérification du flambement pour les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	<i>l</i> <sub>0</sub> (cm)	<i>l</i> <sub>f</sub> (cm)	$\lambda$	$\alpha$	<i>A</i> <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	<i>B</i> <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	<i>N</i> <sub>u</sub> (MN)	<i>N</i> <sub>d</sub> (MN)	Obs.
Sous-sol, RDC Service	<b>65×65</b>	351	245.7	13.07	0.826	34.93	0.3969	<b>7.07</b>	<b>2.307</b>	<b>vérifiée</b>
<b>1 et 2<sup>ème</sup> étage</b>	<b>60×60</b>	261	182.7	10.53	0.834	30.29	0.3364	<b>6.07</b>	<b>1.862</b>	<b>vérifiée</b>
<b>3 et 4<sup>ème</sup> étage</b>	<b>55×55</b>	261	182.7	11.49	0.832	26.51	0.2809	<b>5.09</b>	<b>1.372</b>	<b>vérifiée</b>
<b>5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> étage</b>	<b>50×50</b>	261	182.7	12.64	0.828	21.36	0.2304	<b>4.14</b>	<b>0.898</b>	<b>vérifiée</b>
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	<b>45×45</b>	261	182.7	14.04	0.823	18.47	0.1849	<b>3.34</b>	<b>0.437</b>	<b>vérifiée</b>
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	<b>40×40</b>	261	182.7	15.79	0.816	13.57	0.1444	<b>2.56</b>	<b>0.211</b>	<b>Vérifiée</b>

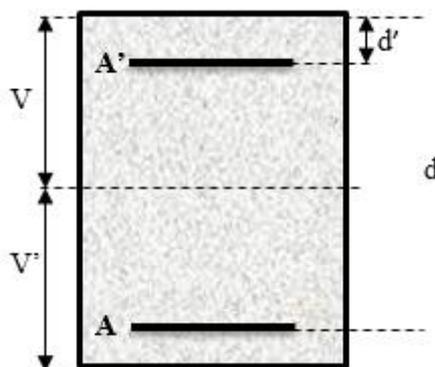
**b).Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section pour une **SEC**. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$



$S = b \times h + 15(A + A')$  (section homogène).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

Sachant que  $A' = 0$

Pour une section entièrement tendue (**SET**) on doit vérifier que :

La vérification des contraintes se comme suit : avec  $N_{ser}$  est pris avec son signe.

$$\sigma_1 = \frac{N_{ser}}{A_1 + A_2} + \frac{M_{ser}}{A_1 (V + V')} < 0$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{ser}}{A_1 + A_2} + \frac{M_{ser}}{A_2 (V + V')} < 0$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.12.** Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveau	Sous-sol, RDC Service	1 et 2 <sup>ème</sup> étage	3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage	8 <sup>ème</sup> étage
<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40
<b>d (cm)</b>	60	55	50	45	40	35
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	34.93	30.29	26.51	21.36	18.47	13.57
<b>V (cm)</b>	39.94	36.94	34.51	30.76	27.97	24.25
<b>V'(cm)</b>	25.06	23.058	20.92	19.23	17.03	15.55
<b>I<sub>yy'</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0.0193	0.014	0.0099	0.00668	0.00442	0.00267
<b>N<sup>ser</sup>(MN)</b>	1.67740	1.35499	0.99844	0.65413	0.31906	0.15432
<b>M<sup>ser</sup>(MN.m)</b>	0.06055	0.04643	0.04868	0.0591	0.04366	0.04525
<b>M<sub>G</sub><sup>ser</sup> (MN.m)</b>	/	0.140466	0.118671	0.096778	0.061113	0.051839
<b>σ<sub>bc1</sub>(MPa)</b>	<b>7.80</b>	<b>7.47</b>	<b>7.43</b>	<b>7.07</b>	<b>5.44</b>	<b>5.67</b>
<b>σ<sub>bc2</sub>(MPa)</b>	<b>1.56</b>	<b>1.45</b>	<b>0.79</b>	<b>-0.16</b>	<b>-0.17</b>	<b>-1.97</b>
<b>σ<sub>bc</sub>(MPa)</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
<b>Obs</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>

**c).Vérification aux sollicitations tangentes :**

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

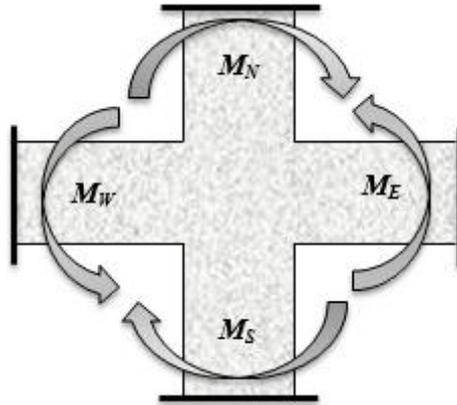
**Tableau V.13.**Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>d</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
Sous-sol, RDC et service	65×65	245.7	3.78	0.04	60	224.11	<b>0.57</b>	<b>1</b>	vérifiée
1et 2 <sup>ème</sup> étage	60×60	182.7	3.04	0.04	55	262.51	<b>0.79</b>	<b>1</b>	vérifiée
3 et 4 <sup>ème</sup> étage	55×55	182.7	3.32	0.04	50	241.51	<b>0.87</b>	<b>1</b>	vérifiée
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	50×50	182.7	3.65	0.04	45	179.87	<b>0.79</b>	<b>1</b>	vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	45×45	182.7	4.06	0.04	40	104.38	<b>0.57</b>	<b>1</b>	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	40×40	182.7	4.56	0.04	35	59.47	<b>0.42</b>	<b>1</b>	vérifiée

**d).Vérification des zones nodales :**

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N|+|M_S| \geq 1.25 \times (|M_W|+|M_E|)$$



**d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec :  $z = 0.9 \times h$  et  $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$ .

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.14.** Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	MR (KN.m)
<b>Sous-sol, RDC et service</b>	<b>65×65</b>	58.5	34.93	<b>711.10</b>
<b>1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étage</b>	<b>60×60</b>	54	30.29	<b>569.20</b>
<b>3 et 4<sup>eme</sup> étage</b>	<b>55×55</b>	49.5	26.51	<b>456.66</b>
<b>5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup> étage</b>	<b>50×50</b>	45	21.31	<b>334.49</b>
<b>7<sup>eme</sup> étage</b>	<b>45×45</b>	40.5	18.47	<b>283.31</b>
<b>8<sup>eme</sup> étage</b>	<b>40×40</b>	36	13.57	<b>170</b>

**d-2).Détermination des moments résistants dans les poutres :**

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ;

**Tableau V.15.**Les moments résistant dans les poutres

Niveau	Type de poutre	La section		Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)
		b(cm)	h(cm)				
RDC	principale	40	45	40.5	18.66	262.99	262.99
	secondaire	35	40	36	12.63	158.23	158.23
Service	principale	40	45	40.5	15.87	223.67	223.67
	secondaire	35	40	36	12.63	158.23	158.23
Habitation	principale	40	45	40.5	15.27	215.22	215.22
	secondaire	34	40	36	17.25	216.11	216.11
terrasse	principale	40	45	40.5	14.64	206.33	206.33
	secondaire	35	40	36	14.64	183.41	183.41

**Tableau V.16.**Vérification de la zone nodale

Niveau	sens	M <sub>N</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>N+M<sub>S</sub></sub>	M <sub>W</sub>	M <sub>E</sub>	1.25 (M <sub>W</sub> +M <sub>E</sub> )	Obs
RDC	x-x	711,10	711,10	1422,20	158,23	158,23	395,575	vérifiée
	y-y				262,99	262,99	657,475	vérifiée
Service	x-x	711,10	711,10	1422,20	158,23	158,23	395,575	vérifiée
	y-y				223,67	223,67	559,175	vérifiée
Etage1	x-x	711,10	569,20	1280,30	216,11	216,11	540,275	vérifiée
	y-y				215,22	215,22	538,05	vérifiée
Etage2	x-x	569,20	569,20	1138,40	216,11	216,11	540,275	vérifiée
	y-y				215,22	215,22	538,05	vérifiée
Etage3	x-x	569,20	456,66	1025,86	216,11	216,11	540,275	vérifiée
	y-y				215,22	215,22	538,05	vérifiée
Etage4	x-x	456,66	456,66	913,32	216,11	216,11	540,275	vérifiée
	y-y				215,22	215,22	538,05	vérifiée
Etage5	x-x	456,66	334,49	791,15	216,11	216,11	540,275	vérifiée
	y-y				215,22	215,22	538,05	vérifiée
Etage6	x-x	334,49	334,49	668,98	216,11	216,11	540,275	vérifiée
	y-y				215,22	215,22	538,05	vérifiée
Etage7	x-x	334,49	283,31	617,80	216,11	216,11	540,275	vérifiée
	y-y				215,22	215,22	538,05	vérifiée
Etage8	x-x	283,31	283,31	566,62	216,11	216,11	540,275	vérifiée
	y-y				215,22	215,22	538,05	vérifiée

Le sens x-x pour les poutres secondaires et le sens y-y pour les poutres principales.

- **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

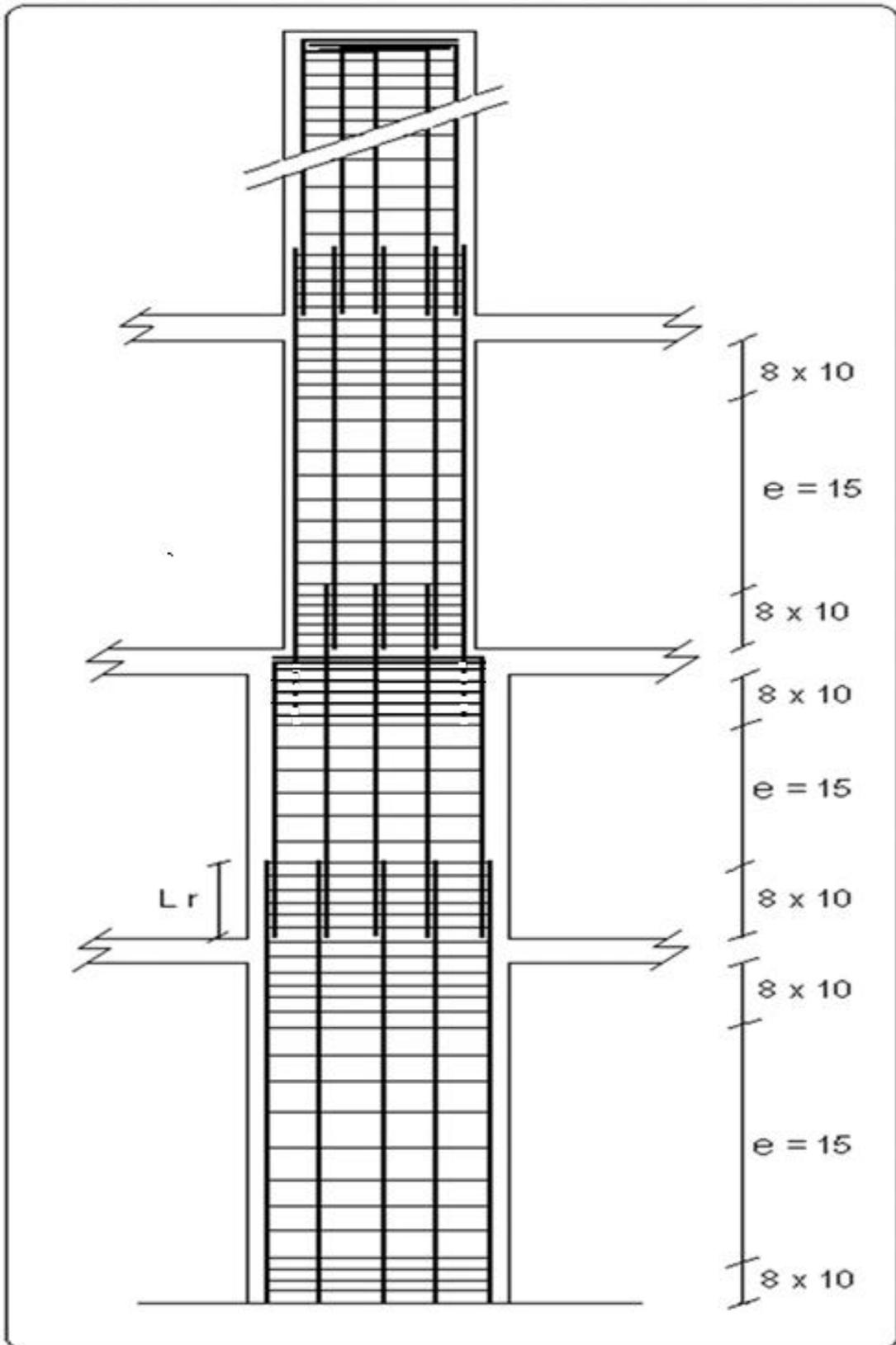


Figure V.2. Réduction des sections de poteaux

# ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

**Tableau V.17. Tableau de ferrailage des poteaux**

Sous-sol, RDC et étage de service	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage
<p style="text-align: center;">2T12/face      3T20/face</p> <p style="text-align: left;">3 cadre T12</p>	<p style="text-align: center;">1T14/face      4T16/face</p> <p style="text-align: left;">3 cadre T12</p>
<b>65*65</b>	<b>60*60</b>
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage	5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage
<p style="text-align: center;">2T16/face      3T14/face</p> <p style="text-align: left;">3 cadre T12</p>	<p style="text-align: center;">2T12/face      3T14/face</p> <p style="text-align: left;">3 cadre T12</p>
<b>55*55</b>	<b>50*50</b>
7 <sup>eme</sup> étage	8 <sup>eme</sup> étage
<p style="text-align: center;">4T14/face</p> <p style="text-align: left;">3 cadre T10</p>	<p style="text-align: center;">4T12/face</p> <p style="text-align: left;">3 cadre T8</p>
<b>45*45</b>	<b>40*40</b>

#### V.4. Etude des voiles :

Le RPA 99/ 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II<sub>a</sub> (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

✓ Voiles élancés :  $\frac{h}{l} > 1.5$

✓ Voiles courts :  $\frac{h}{l} < 1.5$

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

1).  $1.35G+1.5Q$

2).  $G+Q\pm E$

3).  $0.8G\pm E$

On peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

##### V.4.1. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

###### a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux

nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec :  $l_t$ : longueur de la zone tendue,

$e$ : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $S_t < e$ .

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 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).

### **b). Aciers horizontaux : [7.7.4.2]**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de  $10\Phi$ .

### **c). Règles communes :**

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est :  $S \leq \min (1.5e, 30\text{cm})$ .

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

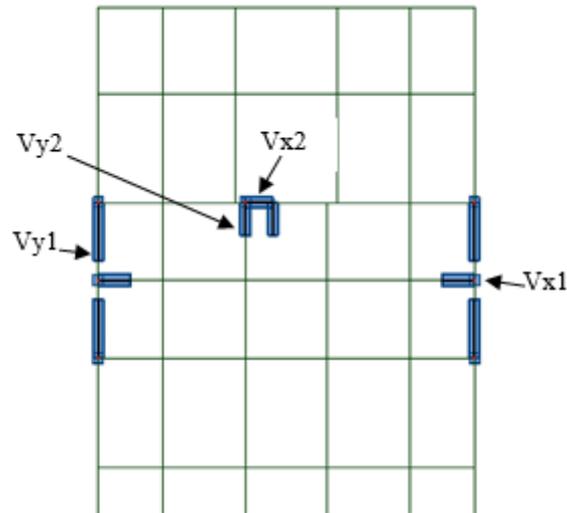
Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.



**V.4.2. Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel **robot**, les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

**Tableau V.18.** Sollicitations max de calcul dans le voile Vx1 // x-x

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
<b>S-sol RDC</b>	1120.9	368.64	368.64	1120.95	102.33	210.53	122
<b>Service</b>							
<b>Etage 1 et 2</b>	602.78	13.43	185.36	304.74	176.84	181.57	120.28
<b>Etage 3 et 4</b>	488.26	27.47	136.47	281.7	117.57	65.55	93.28
<b>Etage 5 et 6</b>	354.70	92.72	82.38	281.16	10.97	64.30	82.60
<b>Etage 7</b>	226.17	8.31	75.92	26.21	9.88	63.53	63.69
<b>Etage 8</b>	126.73	4.17	64.94	4.93	4.93	64.94	48.23

## ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

**Tableau V.19.** Sollicitations max de calcul dans le voile Vx2 // x-x

Niveau	<i>N<sub>max</sub>→M<sub>cor</sub></i>		<i>M<sub>max</sub>→N<sub>cor</sub></i>		<i>N<sub>min</sub>→M<sub>cor</sub></i>		V <sub>d</sub> (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
<b>S-sol RDC</b> <b>Service</b>	958.85	3.97	207.68	294.36	16.44	5.28	156.82
<b>Etage 1 et 2</b>	552.86	1.45	75.89	320.26	157.18	2.71	126.32
<b>Etage 3 et 4</b>	454.57	1.84	39.07	287.80	106.23	28.88	77.61
<b>Etage 5 et 6</b>	336.64	27.17	35.04	29.07	70.16	30.57	52.21
<b>Etage 7</b>	225.41	30.65	34.22	59.30	13.38	33.67	24.40
<b>Etage 8</b>	151.17	25.18	26.23	36.23	5.55	26.81	15.83

**Tableau V.20.** Sollicitations max de calcul dans le voile Vy1 // y-y

Niveau	<i>N<sub>max</sub>→M<sub>cor</sub></i>		<i>M<sub>max</sub>→N<sub>cor</sub></i>		<i>N<sub>min</sub>→M<sub>cor</sub></i>		V <sub>d</sub> (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
<b>S-sol RDC</b> <b>Service</b>	1337.83	27.4	843.26	505.40	290.55	553.15	268.30
<b>Etage 1 et 2</b>	1161.31	502.81	502.81	1161.31	207.02	439.7	246.94
<b>Etage 3 et 4</b>	9500.26	337.34	337.34	950.26	136.30	190.09	196.81
<b>Etage 5 et 6</b>	684.30	195.75	195.75	684.30	95.90	84.13	165.80
<b>Etage 7</b>	372.34	57.73	101.39	156.01	77.07	92.95	99.91
<b>Etage 8</b>	214.37	11.21	58.55	102.26	55.37	55.01	37.96

**Tableau V.21.** Sollicitations max de calcul dans le voile Vy2 // y-y

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
<b>S-sol RDC Service</b>	1169.29	6.18	218.10	928.82	11.38	31.91	89.07
<b>Etage 1 et 2</b>	636.40	1.72	107.00	379.19	169.20	2.75	74.3.5
<b>Etage 3 et 4</b>	512.45	2.25	85.90	287.97	150.46	1.59	73.08
<b>Etage 5 et 6</b>	360.34	1.49	57.72	135.43	62.48	3.38	62.07
<b>Etage 7</b>	205.65	2.13	31.09	173.86	16.11	0.93	40.01
<b>Etage 8</b>	115.58	8.09	24.56	89.57	0.74	2.84	33.47

**V.4.3. Ferrailage des voiles :**

**Tableau V.22.** Tableaux de ferrailage de voile Vx1

Niveau	S-sol RDC service	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7	Etage 8
<b>Section (<math>m^2</math>)</b>	1.75*0.18	1.75*0.18	1.75*0.18	1.75*0.18	1.75*0.18	1.75*0.18
<b>M (KN.m)</b>	368.84	13.43	27.47	92.72	75.92	64.94
<b>N (KN)</b>	1120.95	602.78	488.26	354.70	26.21	4.93
<b>Section</b>	SPC	SEC	SEC	SEC	SPC	SPC
<b>V (KN)</b>	122	120.28	93.6	82.35	63.69	48.23
<b><math>\tau</math> (MPa)</b>	0.602	0.594	0.46	0.40	0.315	0.238
<b><math>\bar{\tau} = 0.2f_{c28}</math> (MPa)</b>	5	5	5	5	5	5
<b><math>A_v^{cal}</math> (<math>cm^2</math>)</b>	7.92	7.82	6.68	6.42	1.54	1.04
<b><math>A_v^{min}</math> (<math>cm^2</math>)</b>	4.72	4.72	4.72	4.72	4.72	4.72
<b><math>A_v^{adop}</math> (<math>cm^2</math>)</b>	10.17	10.17	7.11	7.11	6.32	6.32
<b><math>N^{bre}/face</math></b>	9HA12	9HA12	9HA10	9HA10	8HA10	8HA10
<b><math>S_t</math> (cm)</b>	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
<b><math>A_h^{cal}</math> (<math>cm^2</math>)</b>	0.68	0.67	0.55	0.46	0.35	0.27
<b><math>A_h^{min}</math> (<math>cm^2</math>)</b>	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54
<b><math>A_h^{adop}</math> (<math>cm^2</math>)</b>	2.26	2.26	2.26	1.01	1.01	1.01
<b><math>N^{bre}/plan</math></b>	2HA12	2HA12	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8
<b><math>S_t</math> (cm)</b>	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20

Tableau V.23. Tableaux de ferrailage de voile Vx2

Niveau	S-sol RDC service	Etage 1et 2	Etage 3et4	Etage 5et6	Etage 7	Etage 8
Section (m <sup>2</sup> )	1.6*0.18	1.6*0.18	1.6*0.18	1.6*0.18	1.6*0.18	1.6*0.18
M (KN.m)	20.768	1.45	1.84	27.17	30.65	25.18
N (KN)	294.36	552.86	454.57	336.64	225.41	151.77
Section	SPC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
V (KN)	157.82	126.32	77.61	52.21	24.4	15.83
$\tau$ (MPa)	0.852	0.682	0.419	0.282	0.132	0.087
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	7.12	6.94	5.72	5.71	3.53	2.48
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.32	4.32	4.32	4.32	4.32	4.32
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	9.04	9.04	7.68	7.68	6.32	6.32
$N^{bre}/face$	8HA12	8HA12	4HA12+4HA10	4HA12+4HA10	8HA10	8HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.96	0.77	0.47	0.32	0.15	0.086
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2.26	2.26	2.26	1.57	1.01	1.01
$N^{bre}/plan$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20

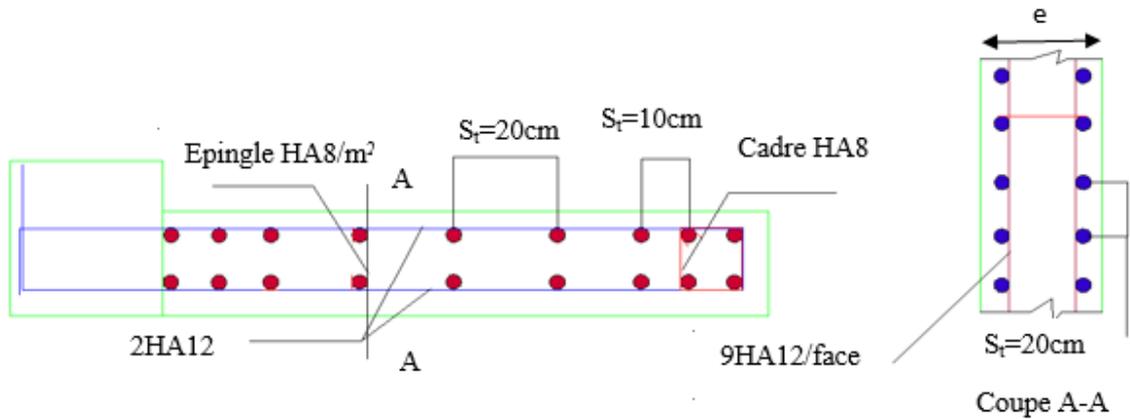
**Tableau V. 24.**Tableaux de ferrailage de voile Vy1

Niveau	S-sol RDC service	Etage 1 et 2	Etage 3et4	Etage 5et6	Etage 7	Etage 8
Section (m <sup>2</sup> )	3*0.18	3*0.18	3*0.18	3*0.18	3*0.18	3*0.18
M (KN.m)	27.4	502.81	337,34	195.75	57.73	11.21
N (KN)	1337.83	1161.31	950,26	684.30	372.34	214.37
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
V (KN)	268.30	246.94	196,81	165.80	99.91	37.96
τ (MPa)	0.772	0.711	0,567	0.478	0.288	0.109
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A <sub>v</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	17.065	20.8	16,095	11.01	5.37	22.82
A <sub>v</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	8.10	8.10	8.10	8.10	8.10	8.10
A <sub>v</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	20.95	20.95	18,08	12.64	12.64	12.64
N <sup>bre</sup> /face	7HA14+9HA12	7HA14+9HA12	16HA12	16HA10	16HA10	16HA10
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20	20
A <sub>h</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	0.870	0.80	0,64	0.54	0.32	0.12
A <sub>h</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54
A <sub>h</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	2.26	2.26	2,26	2.26	1.01	1.01
N <sup>bre</sup> /plan	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA8	2HA8
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20	20

**Tableau V. 25.** Tableaux de ferrailage de voile Vy2

Niveau	S-sol RDC service	Etage 1 et 2	Etage 3et4	Etage 5et6	Etage 7	Etage 8
Section (m <sup>2</sup> )	1.8*0.18	1.8*0.18	1.8*0.18	1.8*0.18	1.8*0.18	1.8*0.18
M (KN.m)	218.1	1.72	2.25	1.49	31.09	24.56
N (KN)	928.1	636.4	512.45	360.34	173.86	89.57
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
V (KN)	89.07	74.35	73.08	62.07	40.01	33.47
τ (MPa)	0.42	0,357	0.351	0.298	0.192	0.161
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A <sub>v</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	16.15	7,991	6.45	4.53	2.821	1.631
A <sub>v</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	4.86	4.86	4.86	4.86	4.86	4.86
A <sub>v</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	16.21	10,17	7.11	7.11	7.11	7.11
N <sup>bre</sup> /face	5HA16+4HA14	9HA12	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20	20
A <sub>h</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	0.48	0,4	0.39	0.34	0.22	0.18
A <sub>h</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54
A <sub>h</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	2.26	2,26	1.57	1.57	1.57	1.57
N <sup>bre</sup> /plan	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20	20

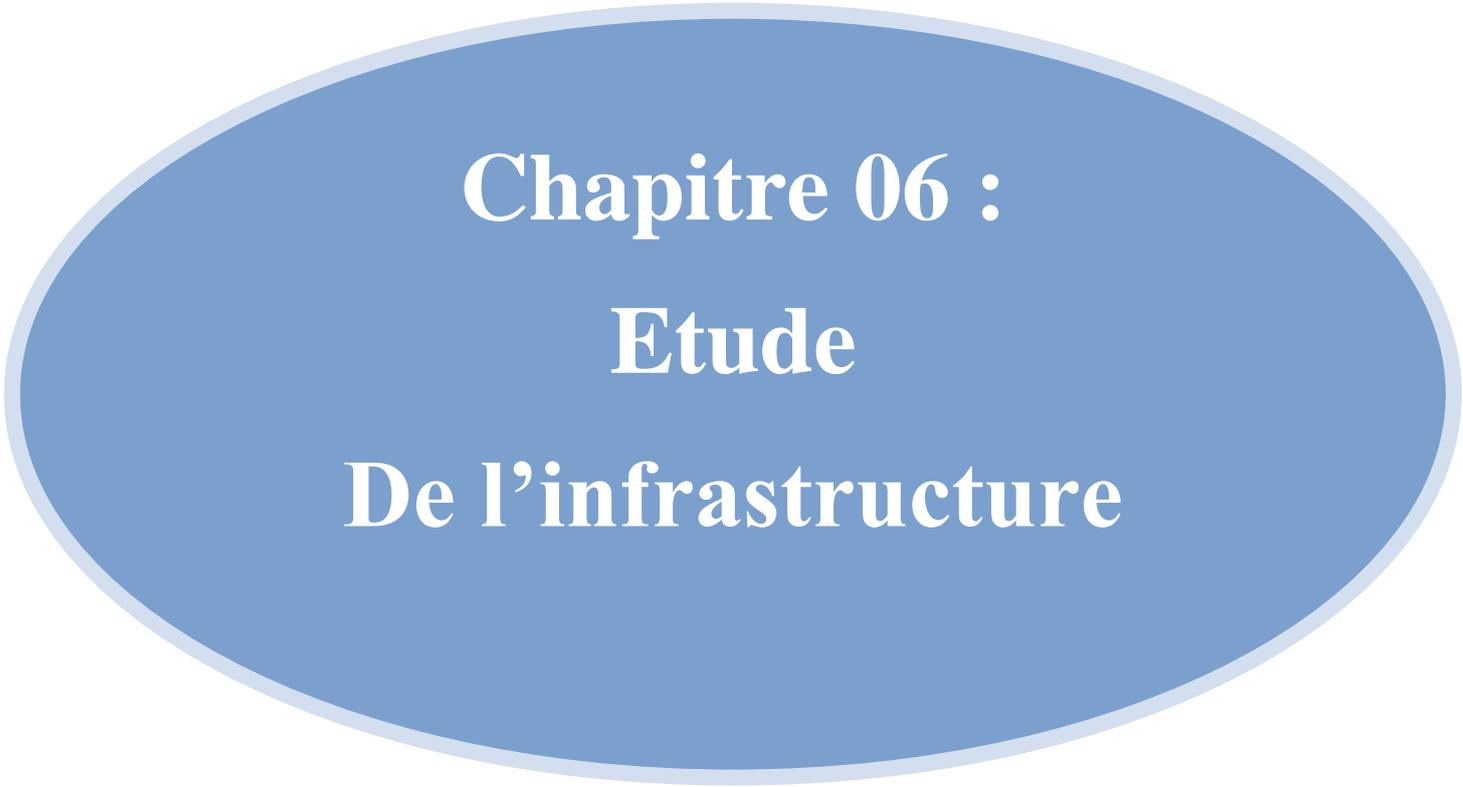
**V.4.4. Exemple de ferrailage des voiles :**



**Figure V.3.**Exemple de ferrailage de voile d'étage 1et 2 (Vx1)

**V.4.5. Conclusion :**

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par les logiciels de calcul ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes. Les sections minimales exigées par le RPA99/version 2003 sont souvent importantes par rapport à celle données par les logiciels utilisés. Les règles RPA favorisent la sécurité avant l'économie.



**Chapitre 06 :**  
**Etude**  
**De l'infrastructure**

### VI .1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

### VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est **2 bars** à une profondeur de 4.20 m.

### VI .3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99(Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

1).  $G + Q \pm E$

2).  $0.8 \times G \pm E$

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} , \text{ avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

**VI.4. Vérification des semelles isolées :**

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ( $a \times a$ ) d'où les semelles sont carrées ( $A \times A$ ).

La vérification à faire :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

**N.B :** Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

$N_{sup}$  : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison la plus défavorable ; obtenu par le robot.

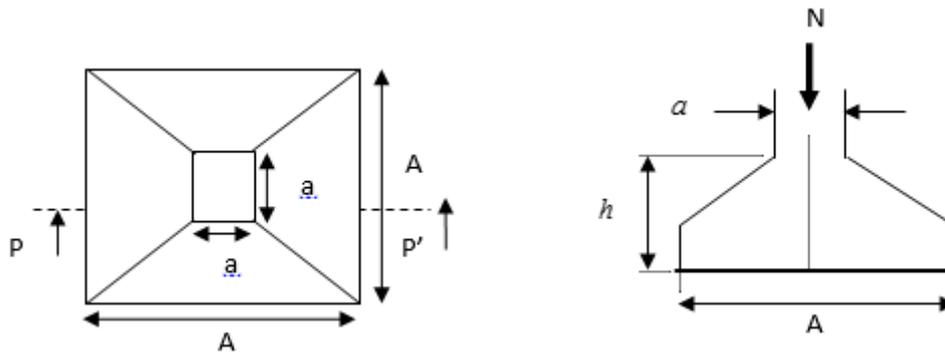
$N_{inf}$  : Le poids estimé de la semelle.

$N_{inf} = 25 \times 0.45 \times 1.5 \times 1.5 = 25.31 \text{KN}$

$N = N_{sup} + N_{inf} = 2659.10 + 25.31 = 2684.41 \text{KN.}$

$S$  : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.



**Figure VI.1.**Schéma d'une semelle isolée.

Choisissant deux poteaux de section (65\*65) dans la structure où la distance entre eux est de 2.55 m dans le sens (y-y)

$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$ , avec  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{2684.41}{200}} = 3.66 \text{ m}$

On remarque le chevauchement entre les semelles isolées dans les deux sens, dont dans le sens (x-x) la distance entre elles est de 3.5 m, et le chevauchement entre elles dans le sens (y-y) avec une distance de 2.55m. donc ce choix ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

**VI.5. Vérification des semelles filantes :**

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 6 poteaux. Voir la **Figure VI.2** dans la page suivante.

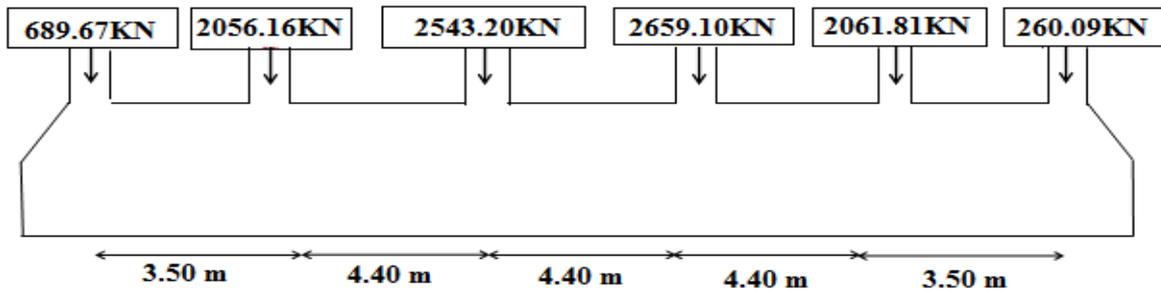


Figure VI.3. Schéma de semelle filante.

Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 689.67 \text{ KN}, N_2 = 2056.16 \text{ KN}, N_3 = 2543.20 \text{ KN}, N_4 = 2659.10 \text{ KN}$$

$$N_5 = 2061.81 \text{ KN}, N_6 = 260.09 \text{ KN}$$

$$N_{sf} = 303 \text{ KN (poids de la semelle filante)}$$

$$N = \sum N_i = 10573.03 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{10573.03}{200 * 20.2} = 2.62 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on doit passer au radier général.

### VI.6. Radier général :

Le radier travaille comme un plancher renversé. , il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

#### Calcul du Poids :

- $N_{ser}$  : l'effort de service de la superstructure.  $N_{ser} = 54234.27 \text{ KN}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 271.17 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface du bâtiment } S_{bat} = 26.5 * 20.5 = 543.25 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc on prend } S_{radier} = 543.25 \text{ m}^2$$

$S_{radier} = S_{bat} \rightarrow$  On n'a pas besoin de débord

**A - Dimensionnement :**

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

**– Condition de coffrage :**

$h_t$  : hauteur des nervures.

$h_r$  : hauteur de la dalle.

$L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{max} = 5.60m$ )

**- Nervure:**  $h_t \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{560}{10} = 56cm \Rightarrow h_t = 60cm$

**- Dalle:**  $h_r \geq \frac{l_{max}}{20} = \frac{560}{20} = 28cm \Rightarrow h_r \geq 30cm.$

**– Condition de rigidité : [2]**

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max} \dots\dots\dots(1)$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \dots\dots\dots(2)$$

**E** : module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7 KN/m^2$

**I** : inertie de la section du radier.

**K** : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 KN/m^3$ .

**b** : la largeur de la semelle.

On a :  $I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 84.5cm.$

Donc :  $h \geq 84.5cm.$

– **Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_s} f_{c28}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \times 1m$$

$N_d$  : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_d = 54234.27 \times 5.60 / (2 \times 543.25) = 279.53 \text{KN}$$

$$de(I) \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.24m$$

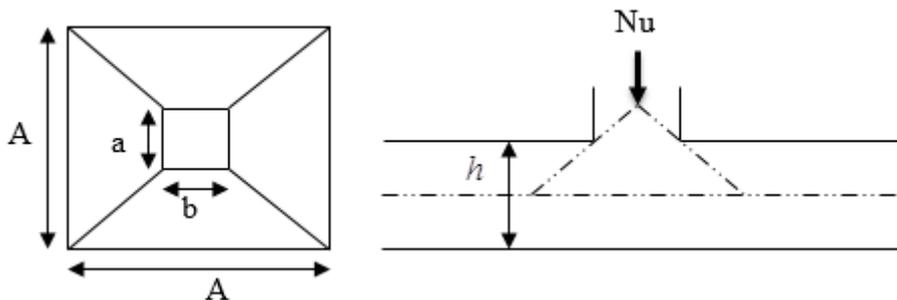
A partir de ces trois conditions on opte pour :

- $h_t = 90\text{cm}$  pour les nervures du radier.
- $h_r = 35\text{cm}$  pour la dalle du radier.

La surface du radier  $S_{rad} = S_{bat} = 543.25\text{m}^2$

**B - Les vérifications :**

**Vérification au poinçonnement :**



**Figure VI.4.**Présentation de zone d'impact de la charge compactée.

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

$N_d$  : effort normal de calcul.

$h_t$  : hauteur de la nervure.

$U_c$  : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

• **Sous poteaux le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (65×65) cm × cm, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A+B)$  .

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} ; \text{ On } a=b \Rightarrow A=B=0.65+0.9= 1.55 \text{ m}$$

On trouve  $U_c = 6.2\text{m}$

$$N_u = 2.65910\text{MN} < 0.045 \times 6.2 \times 0.9 \times \frac{25}{1.5} = 4.185\text{MN} \quad (\text{La condition est vérifiée}).$$

⇒ pas de risque au poinçonnement.

**Vérification de la contrainte dans le sol :**

Calcul des contraintes sous le radier :

• **Sens xx :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

$N$ : L'effort normal du aux charges verticales.

$M_y, M_x$  : Moments sismique à la base.

$$N' = 54234.27 + 25 * 0.35 * 543.25 = 58987.70 \text{ KN}$$

• **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 10.25 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 13.25 \text{ m}$$

• **Calcul des moments d'inerties du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = 31791.44\text{m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = 19025.06\text{m}^4$$

$$M_x = 23.867\text{MN}$$

$$M_y = 53.98\text{MN}$$

$$\sigma_1 = \frac{58.98}{543.25} + \frac{23.867 \times 13.25}{31791.44} = 0.118\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{58.98}{543.25} - \frac{23.867 \times 13.25}{31791.44} = 0.098 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.118 + 0.098}{4} = 0.113 \text{MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.20 \text{MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens xx

**Dans le sens yy**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y X}{I_x}$$

$$\sigma_1 = \frac{58.98}{543.25} + \frac{53.89 \times 10.25}{19025.06} = 0.137 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{58.98}{543.25} - \frac{53.89 \times 10.25}{19025.06} = 0.108 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.137 + 0.108}{4} = 0.129 \text{MPa} < \sigma_{sol} = 0.20 \text{MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

**Vérification de la poussée hydrostatique :**

On doit vérifier que :

$$N \geq \gamma_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$\gamma_s = 1.15$  (coefficient de sécurité).

$\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$  (poids volumique de l'eau).

$S_{rad} = 543.25 \text{m}^2$  (surface du radier).

$H = 3.06 \text{m}$  (hauteur de la partie enterrée du bâtiment).

$N = 58987.70 \text{KN} > 1.15 \times 10 \times 3.06 \times 543.25 = 19116.96 \text{KN} \dots \dots \dots$  Condition Vérifiée.

**C - Ferrailage du radier :**

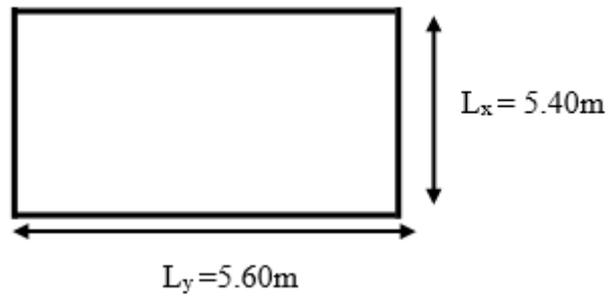
Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable soit le panneau de la **(figure VI.4)** et onoptera le même ferrailage pour tous le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

**a - Calcul des sollicitations :**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

Avec :  $N_u$  est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$Q_U = \frac{N_u}{S_{totale}} = \frac{58987.70}{543.25} = 108.58 \text{KN / ml}$$



**Figure VI.5.**Dalle sur quatre appuis.

$L_x = 5.40\text{m}, L_y = 5.60\text{m}.$

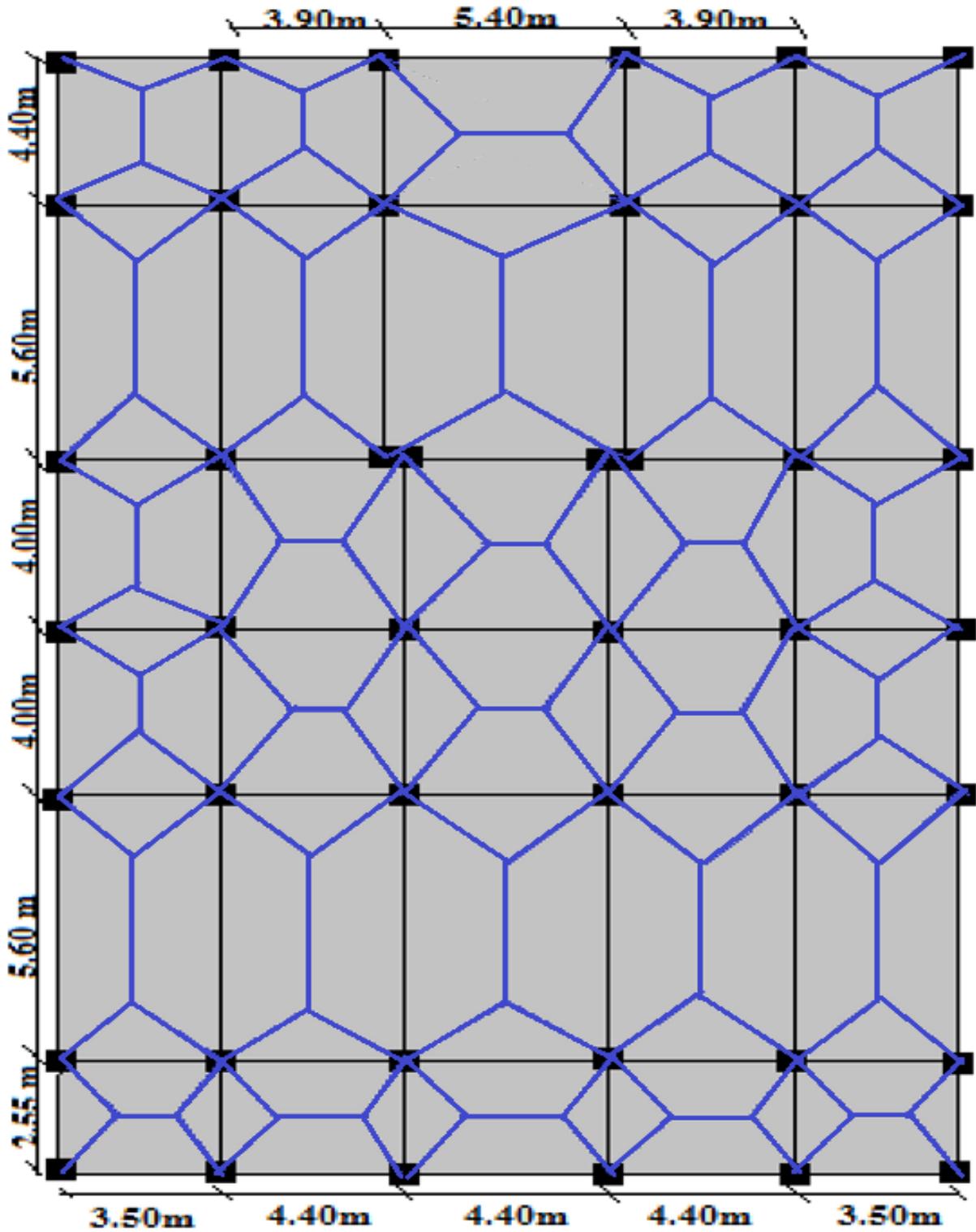


Figure VI.6. Schéma de rupture de dalle de radier.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.40}{5.60} = 0.96 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

**A l'ELU :  $\nu = 0$**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases} \text{(Annexe 1)}$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0401 \times 108.58 \times 5.4^2 = 126.96 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.9092 \times 126.96 = 115.43 \text{ KN.m}$$

– **Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 107.91 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 98.12 \text{ KN.m}$$

– **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -63.48 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS :  $\nu = 0.2$**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9385 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0474 \times 80.35 \times 5.40^2 = 111.06 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.9385 \times 111.06 = 104.22 \text{ KN.m}$$

– **Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 94.40 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 88.56 \text{ KN.m}$$

– **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -55.53 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0.35) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1.**Section des armatures du radier.

		M (KN.m)	$A_{cal}(cm^2/m)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{opt}(cm^2/m)$	Choix par (m)	$S_t (cm)$
<b>Sens X-X</b>	<b>Travée</b>	107.91	10.33	2.85	<b>10.78</b>	<b>7HA14</b>	<b>14</b>
	<b>Appui</b>	63.48	5.90	2.80	<b>6.79</b>	<b>6HA12</b>	<b>15</b>
<b>Sens Y-Y</b>	<b>Travée</b>	98.12	9.21	2.85	<b>10.78</b>	<b>7HA14</b>	<b>14</b>
	<b>Appui</b>	63.48	5.90	2.80	<b>6.79</b>	<b>6HA12</b>	<b>15</b>

**Vérification de condition de non fragilité :**

Pour  $e > 12cm$  et  $\rho \geq 0.4$  :

➤ **En travée :**

- **Sens xx :**

$$A_x = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e = 0.0008 \left( \frac{3 - 0.96}{2} \right) \times 100 \times 35 = 2.85 cm^2$$

- **Sens yy :**

$$A_y = \rho_0 b e$$

$$A_y = 0.0008 \times 100 \times 35 = 2.80 cm^2$$

➤ **En appui :**

$$A_y = A_x = 2.80 cm^2$$

On voit bien que la condition de non fragilité est vérifiée.

**Espacement des armatures :**

**Armatures //  $L_x$  :**  $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

**Armatures //  $L_y$  :**  $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Soit:  $S_t = 14cm$  pour les armatures //  $L_x$ .

Soit:  $S_t = 14cm$  pour les armatures //  $L_y$ .

**A l'ELU :**

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 157.22 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 140.97 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 157.22 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{284.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.32} \Rightarrow \tau_u = 0.50 \text{MPa} < 1.17 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

La condition est vérifiée, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

▪ **L'ELS**

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

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

On doit vérifier que :  $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$ .

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} fe, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{MPa}$$

Avec  $A'_s = 0$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau VI.2.** Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Travée	xx	94.40	7.07	100524.6	<b>6.60</b>	<b>349.72</b>
	yy	88.56	7.07	100524.6	<b>6.18</b>	<b>327.40</b>
Appui		55.53	6.10	68318.57	<b>4.91</b>	<b>312.75</b>

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.3.** Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		Choix par (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$S_t$ (cm)
Travée	xx	<b>8HA16</b>	<b>16.08</b>	7.83	140802.8	<b>4.17</b>	<b>193.10</b>	<b>12.5</b>
	yy	<b>8HA16</b>	<b>16.08</b>	7.83	140802.8	<b>3.89</b>	<b>180.23</b>	<b>12.5</b>
Appui		<b>6HA14</b>	<b>9.24</b>	6.74	88382.15	<b>3.3</b>	<b>188.57</b>	<b>16</b>

• Schéma de ferrailage.

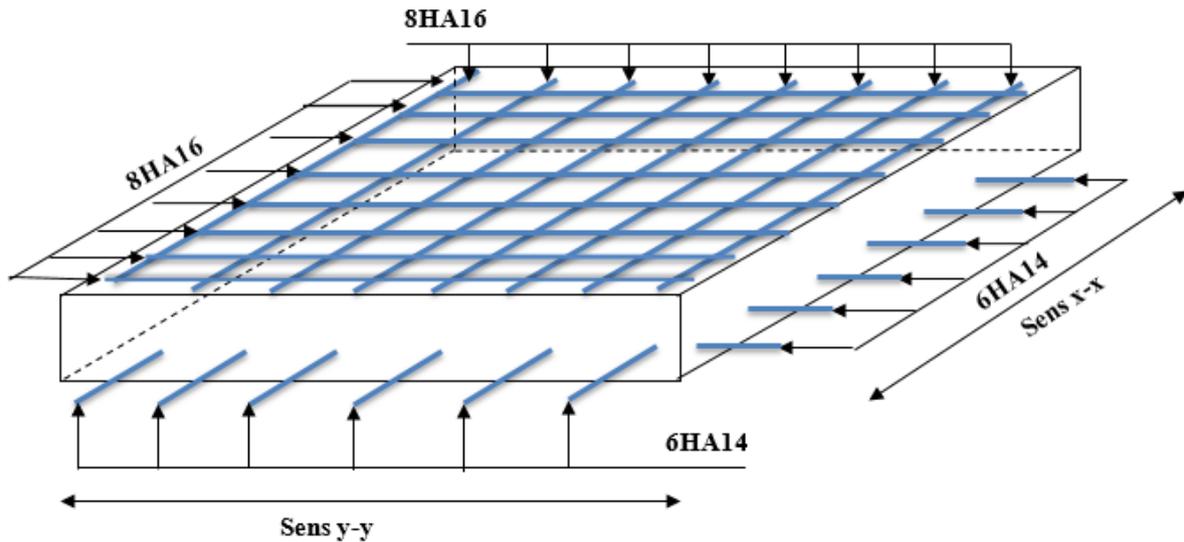


Figure VI.7. Schéma de ferrailage de radier.

**E-Ferrailage des nervures :**

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures (voir Fig. VI.1), mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- $P_m$  charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle
- $P_v$  charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

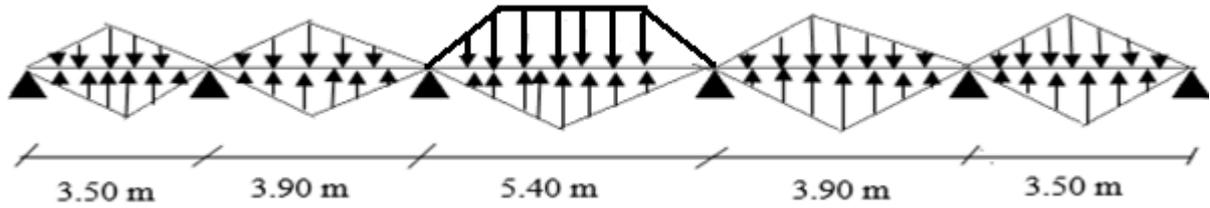
Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = P'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \quad ; \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

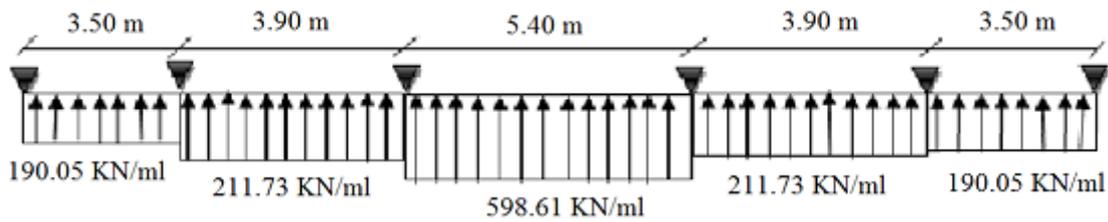
$$Q_u = 108.58 \text{ KN/m}^2, \quad Q_s = 80.35 \text{ KN/m}$$

Sens X-X :

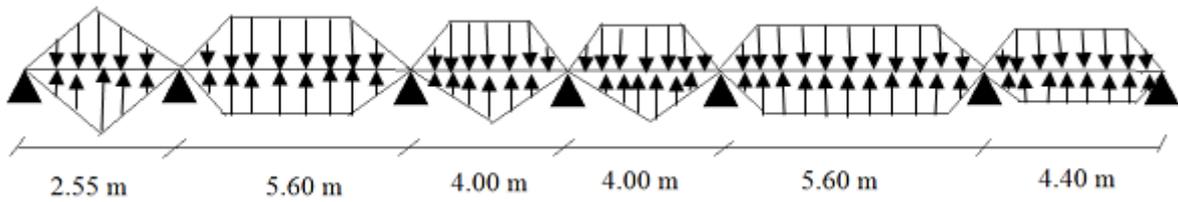


Sens X-X

- Schéma statique équivalent :

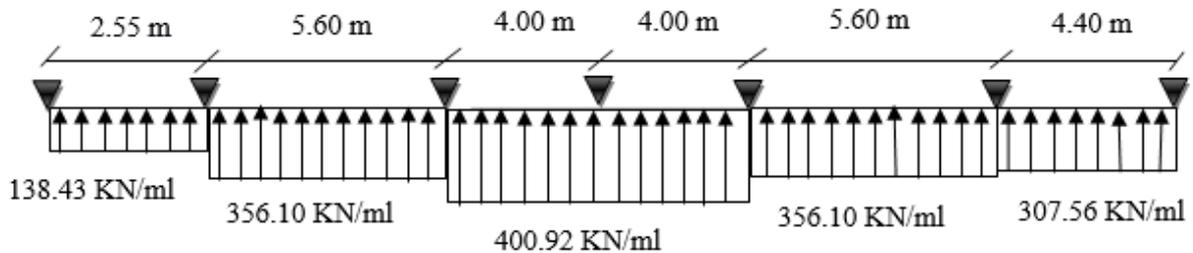


Sens Y-Y :



Sens Y-Y

- Schéma statique équivalent :



- Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

Moments aux appuis :

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

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \text{Si } c' \text{ est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si } c' \text{ est une travée intermédiaire} \end{cases}$

**Moment en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$ : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

**Les sollicitations dans les nervures :**

- *Sollicitations de la nervure (sens X-X) :*

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.4.** Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal.

Travée	l (m)	l' (m)	ELU		ELS		X (m)	ELU M <sub>t</sub> (KN.m)	ELS M <sub>t</sub> (KN.m)
			M <sub>a</sub> (KN.m)		M <sub>a</sub> (KN.m)				
			M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>	M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>			
<b>A-B</b>	3.5	3.5	-137.49	-779.20	-101.75	-576.6	1.37	568.40	193.06
<b>B-C</b>	3.9	3.12	-779.20	-1050.62	-576.6	-777.54	1.83	229.09	229.09
<b>C-D</b>	5.4	4.32	-1050.62	-1050.62	-777.54	-777.54	2.7	1131.34	837.26
<b>D-E</b>	3.9	3.12	-1050.62	-779.20	-777.54	-576.6	1.83	229.09	229.09
<b>E-F</b>	3.5	3.5	-779.20	-137.49	-576.6	-101.75	1.37	568.40	193.06

- *Sollicitations de la nervure sens (Y-Y) :*

**Tableau VI.5.** Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.

Travée	l (m)	l' (m)	ELU		ELS		X (m)	ELU M <sub>t</sub> (KN.m)	ELS M <sub>t</sub> (KN.m)
			M <sub>a</sub> (KN.m)		M <sub>a</sub> (KN.m)				
			M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>	M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>			
<b>A-B</b>	2.55	2.55	-145.55	-714.63	-107.69	-528.75	0.57	66.55	49.22
<b>B-C</b>	5.6	4.48	-714.63	-753.57	-528.75	-557.56	2.78	837.80	620.34
<b>C-D</b>	4	3.2	-753.57	-483.06	-557.56	-357.42	2.16	189.33	140.088
<b>D-E</b>	4	3.2	-483.06	-753.57	-357.40	-557.56	1.83	189.34	140.088
<b>E-F</b>	5.6	4.48	-753.57	-930.19	-557.56	-688.24	2.72	731.20	540.93
<b>F-G</b>	4.4	4.4	-930.19	-145.55	-688.24	-107.69	2.72	324.86	253.67

**Les sollicitations maximales dans les nervures :**

**Sens longitudinal (Y-Y) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.6.**Sollicitations max sur la nervure dans le sens longitudinal

Localisation	travée	Appui
$M_U$ (KN.m)	837.80	-930.19
$M_S$ (KN.m)	620.34	-688.24
$V$ (KN)	1154.28	

**Sens transversal (X-X) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.7.**Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal.

Localisation	travée	Appui
$M_U$ (KN.m)	1131.34	-1050.62
$M_S$ (KN.m)	837.26	-777.54
$V$ (KN)	1616.247	

• **Ferraillage :**

**Sens Y-Y :**

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h=0.90 \text{ m}$$

$$h_0=0.35\text{m}$$

$$b_0=0.65\text{m}$$

$$d=0.85\text{m}$$

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

On prend :  $b_1=15\text{cm}$ .

Donc :  $b=2b_1+b_0=2 \times 15+65=95\text{cm}$ .

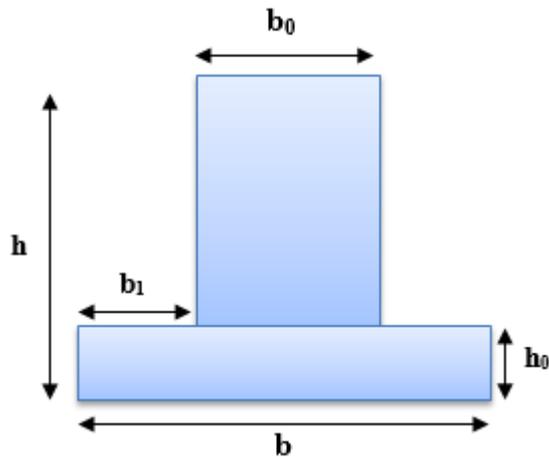


Figure VI.8. Section à ferrailer.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,95 \times 0,35 \times 14,2 \times (0,85 - 0,35/2)$$

$$M_{tu} = 3,30 \text{ MN.M}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$  Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0,837}{0,95 \times 0,85^2 \times 14,2} = 0,085 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0. \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,11$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,85(1 - 0,4 \times 0,11) = 0,8 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{0,8378}{0,8 \times 348} = 30,09 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculer}. \quad (\text{Art A.4.2.1 [1]}).$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,95 \times 0,85 \times 2,1 / 400 = 9,75 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$  ..... Condition vérifiée.

## ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.8.** Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y).

Sens	Localisation	$M_u$ (KNm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
Y-Y	Travée	837.80	30.09	9.23	<b>31.40</b>	<b>10HA20</b>
	Appui	-930.19	33.12	9.23	<b>36.71</b>	<b>3HA25+7HA20</b>

**Sens X-X :**

D'une manière semblable au premier calcul, on trouve :

$$b=95cm$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.9.** Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X).

Sens	Localisation	$M_u$ (KNm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
X-X	Travée	1131.34	40.06	9.75	<b>42.19</b>	<b>3HA32 +6HA20</b>
	Appui	-1050.20	37.72	9.75	<b>42.19</b>	<b>3HA32 +6HA20</b>

• **Vérifications :**

**A l'ELU :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.10.** Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
<b>Sens Y-Y</b>	1154.50	<b>1.43</b>	<b>2.5</b>	Vérifiée
<b>Sens X-X</b>	1616.24	<b>2</b>	<b>2.5</b>	Vérifiée

**A P'ELS :**

- **État limite de compression du béton :**

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

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

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

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.11.**Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
Y-Y	travée	62.34	24.5	0.204×10 <sup>7</sup>	<b>7.44</b>	<b>15</b>	<b>275.95</b>	<b>201.63</b>
	appui	-688.24	24.5	0.204×10 <sup>7</sup>	<b>8.26</b>	<b>15</b>	<b>306.23</b>	<b>201.63</b>
X-X	travée	837.26	27.64	0.253×10 <sup>7</sup>	<b>8.96</b>	<b>15</b>	<b>279.21</b>	<b>201.63</b>
	appui	-777.59	27.64	0.253×10 <sup>7</sup>	<b>8.47</b>	<b>15</b>	<b>263.86</b>	<b>201.63</b>

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.12.**Vérification des contraintes.

Localisation		Choix par (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Y-Y	travée	<b>5HA32+5HA25</b>	<b>64.76</b>	32.70	0.364×10 <sup>7</sup>	<b>5.94</b>	<b>142.71</b>
	appui	<b>5HA32+5HA25</b>	<b>64.76</b>	32.70	0.341×10 <sup>7</sup>	<b>5.48</b>	<b>160.45</b>
X-X	travée	<b>12HA32</b>	<b>96.51</b>	42.90	0.427×10 <sup>7</sup>	<b>8.41</b>	<b>126.43</b>
	appui	<b>7HA32+3HA25</b>	<b>71.96</b>	34.032	0.365×10 <sup>7</sup>	<b>7.28</b>	<b>162.53</b>

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(25.71; 60; 25)mm$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 25mm$$

$$\text{Soit } \phi_t = 10mm.$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

Soit 5HA10=3.93 cm<sup>2</sup> (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle)

$$1). S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(0.765; 40)cm \Rightarrow S_t \leq 40cm.$$

$$2). S_t \leq \frac{A_t \times fe}{0.4 \times b_o} = \frac{3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.60} = 65cm.$$

$$3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times fe}{b_o [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.8 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.60 [2.34 - 0.3 \times 2.1]} = 12.25cm$$

$$\text{Soit } S_t = 10 cm$$

# ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

**Tableau VI.13.**Tableaux de ferrillages des nervures.

<p style="text-align: right; margin-right: 10px;">5HA32</p> <p style="text-align: right; margin-right: 10px;">2 cadres HA10</p> <p style="text-align: right; margin-right: 10px;">Etrier HA10</p> <p style="text-align: right; margin-right: 10px;">5HA25</p> <p style="text-align: right; margin-right: 10px;">5HA32</p>	<p style="text-align: right; margin-right: 10px;">5HA32</p> <p style="text-align: right; margin-right: 10px;">5HA25</p> <p style="text-align: right; margin-right: 10px;">2 cadres HA10</p> <p style="text-align: right; margin-right: 10px;">Etrier HA10</p> <p style="text-align: right; margin-right: 10px;">5HA32</p>		
<b>Appui</b>		<b>Travée</b>	
<b>Sens Y-Y</b>			
<p style="text-align: right; margin-right: 10px;">5HA32</p> <p style="text-align: right; margin-right: 10px;">2 cadres HA10</p> <p style="text-align: right; margin-right: 10px;">Etrier HA10</p> <p style="text-align: right; margin-right: 10px;">3HA25</p> <p style="text-align: right; margin-right: 10px;">7HA32</p>	<p style="text-align: right; margin-right: 10px;">12HA32</p> <p style="text-align: right; margin-right: 10px;">2 cadres HA10</p> <p style="text-align: right; margin-right: 10px;">Etrier HA10</p> <p style="text-align: right; margin-right: 10px;">5HA32</p>		
<b>Appui</b>	<b>Travée</b>		
<b>Sens X-X</b>			

## VI.7. Voile périphérique :

### VI.7.1. Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

### VI.7.2. Dimensionnement des voiles :

- La hauteur  $h=3.06$  m
- La longueur  $L=5.60$ m
- L'épaisseur  $e=20$ cm

### VI.7.3. Caractéristiques du sol :

Ils ne sont pas données dans le rapport de sol donc on prend les caractéristiques les plus défavorables.

- Le poids spécifique  $\gamma_h = 20 \text{ KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement  $\varphi = 20^\circ$
- La cohésion  $c = 0 \text{ KN} / \text{m}^2$

### VI.7.4. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique et soumis à :

#### • La poussée des terres :

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 3.06 \times (20 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}) - 2 \times 0 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2})) = 30 \text{ KN} / \text{ml}$$

#### • Surcharge accidentelle :

$$q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$$

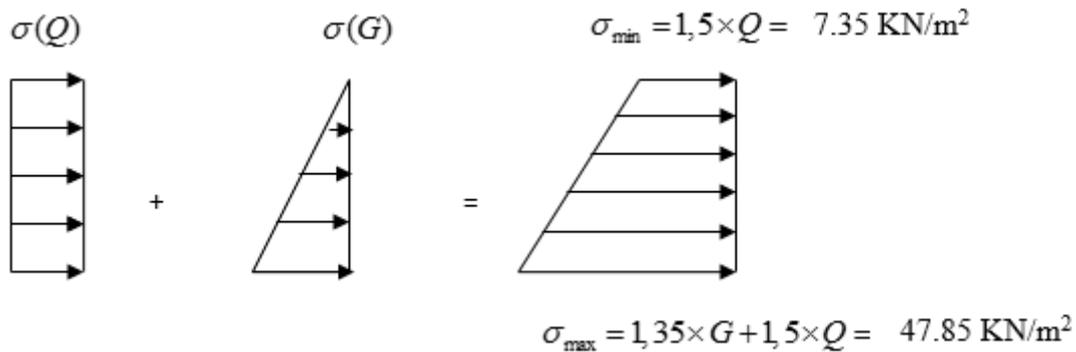
$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 4.90 \text{ KN} / \text{ml}$$

**VI.7.5. Ferrailage du voile :**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

**A L'ELU :**



**Figure VI.9.**Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 37.72 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 37.72 \text{ KN} / \text{ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.06 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 5.60 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{5.60} = 0.54 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

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

**A l'ELU :  $\nu = 0$**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0908 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \text{ (Annexe 1)}$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0908 \times 37.72 \times 3.06^2 = 32.07 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.2500 \times 32.07 = 8.017 \text{ KN.m}$$

**\_ Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 27.26 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 6.814 \text{ KN.m}$$

– **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -16.035 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$A_{\min} = 0.1\% \ b \times h \dots\dots\dots \text{condition exigée par le RPA .}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.14.**Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	<b>x-x</b>	26.27	0.049	0.062	0.165	4.57	2	<b>5HA12 = 5.65</b>
	<b>y-y</b>	6.814	0.012	0.015	0.168	1.16	2	<b>4HA8 = 2.01</b>
<b>Appui</b>		16.035	0.030	0.038	0.167	2.75	2	<b>4HA10 = 3.14</b>

• **Espacements :**

$$\begin{cases} \text{sensxx} : S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \\ \text{sensyy} : S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \end{cases}$$

**VI.7.6.Vérifications :**

**A L'ELU:**

• **Condition de non fragilité :**

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

➤ **En travée :**

- **Sens xx :**

$$A_x = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e = 0.0008 \left( \frac{3 - 0.54}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.968 \text{ cm}^2$$

- **Sens yy :**

$$A_y = \rho_0 \ b \ e$$

$$A_y = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.60 \text{ cm}^2$$

➤ **En appui :**

$$A_y = A_x = 1.60 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{\min}$  ..... Condition vérifiée.

$A_a > A_{\min}$  ..... Condition vérifiée.

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5 \text{ MPa}, (\text{fissuration nuisible}).$$

On a :

$$V_u^x = \frac{q_u \cdot l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 52.98 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \cdot l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 8.64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{52.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} \Rightarrow \tau_u = 0.31 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**A L'ELS :**

$$\mu_x = 0.0948$$

$$\mu_y = 0.4050$$

$$\sigma_{\max} = I * G + I * Q = 30 + 4.90 = 34.90 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = I * Q = 4.90 = 4.90 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 27.40 \text{ N/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 27.40 \text{ N/ml}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L^2$$

$$M_x = 0.0948 \times 27.40 \times (3.06)^2 = 24.32 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 0.4050 \times 24.32 = 9.85 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 20.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 8.37 \text{ KN.m}$$

• **Moment en appui :**

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -10.33 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

**Tableau VI.15.** Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Observation
Sens x-x	En travée	20.67	5.65	0.037	1.49*10 <sup>-4</sup>	5.18	275.88	Vérifiée
	En appuis	10.33	3.14	0.030	0.91*10 <sup>-4</sup>	3.5	236.43	Vérifiée
Sens y-y	En travée	8.37	2.01	0.026	0.62*10 <sup>-4</sup>	3.5	289.43	Vérifiée
	En appuis	10.33	3.14	0.030	0.91*10 <sup>-5</sup>	3.5	236.43	Vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.16.** Vérification des contraintes.

Localisation		Choix par (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	S <sub>i</sub> (cm)
Travée	xx	6HA14	9.24	0.042	2.25*10 <sup>-4</sup>	3.87	175.19	16
	yy	5HA10	3.93	0.033	1.1*10 <sup>-4</sup>	2.53	155.87	20
Appui		5HA10	3.93	0.033	1.1*10 <sup>-4</sup>	3.13	192.37	20

VI.7.7. Schéma de ferrailage du voile périphérique :

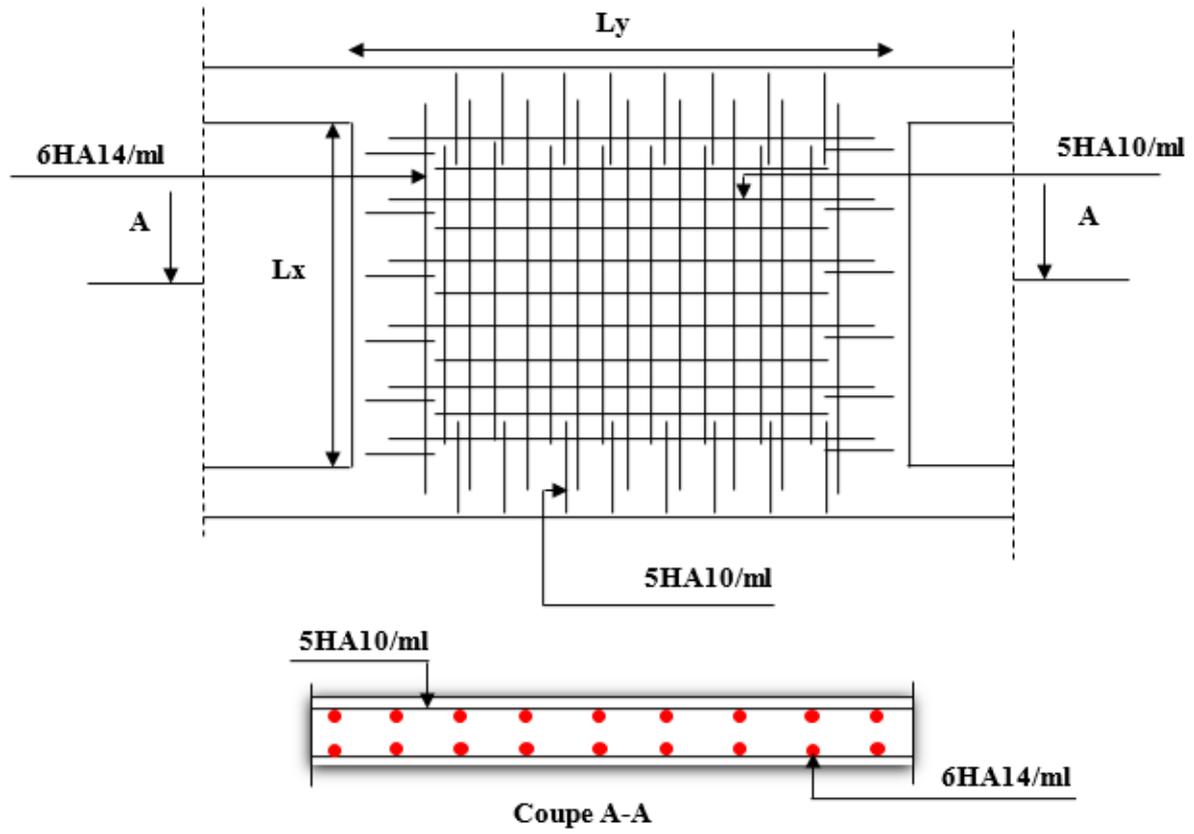


Figure VI.10. Schéma de ferrailage de voile périphérique.

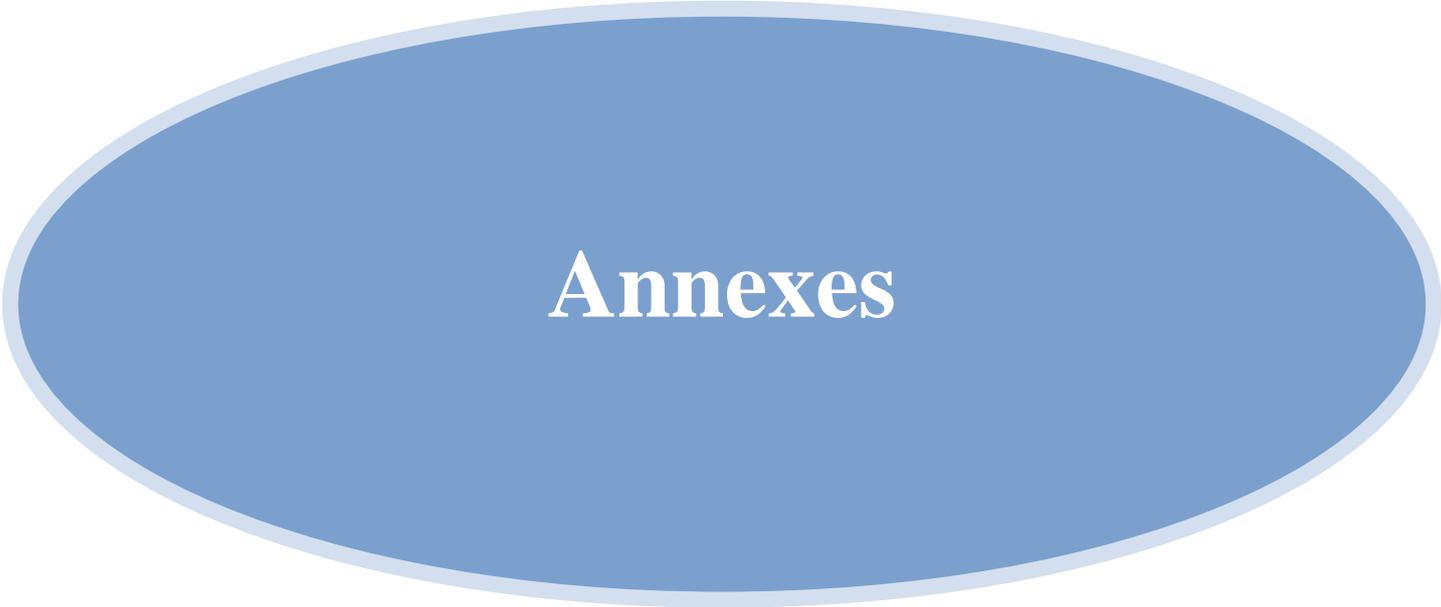
# Conclusion Générale

### **Conclusion générale :**

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet , il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.



# Annexes

ANNEXE III

$\rho = 0.9$

$\frac{y}{L}$ \ $\frac{2L}{L-x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
Valeurs de $M_1$	0,0	—	0,254	0,187	0,154	0,131	0,115	0,102	0,090	0,081	0,073	0,067
	0,1	0,302	0,235	0,183	0,152	0,130	0,114	0,101	0,089	0,080	0,073	0,067
	0,2	0,260	0,214	0,175	0,148	0,128	0,112	0,099	0,088	0,079	0,072	0,066
	0,3	0,227	0,196	0,164	0,142	0,124	0,109	0,097	0,086	0,078	0,070	0,065
	0,4	0,202	0,178	0,153	0,134	0,118	0,105	0,093	0,083	0,075	0,068	0,063
	0,5	0,181	0,160	0,141	0,126	0,113	0,100	0,089	0,080	0,073	0,066	0,060
	0,6	0,161	0,146	0,130	0,118	0,106	0,095	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057
	0,7	0,144	0,133	0,121	0,110	0,098	0,088	0,079	0,072	0,065	0,058	0,054
	0,8	0,132	0,123	0,113	0,102	0,092	0,083	0,074	0,067	0,061	0,055	0,049
	0,9	0,122	0,114	0,103	0,093	0,084	0,076	0,068	0,062	0,057	0,051	0,046
	1,0	0,112	0,102	0,093	0,084	0,075	0,068	0,062	0,057	0,051	0,046	0,042
Valeurs de $M_2$	0,0	—	0,310	0,200	0,167	0,149	0,134	0,122	0,110	0,098	0,088	0,081
	0,1	0,253	0,208	0,173	0,157	0,136	0,123	0,110	0,099	0,089	0,081	0,074
	0,2	0,202	0,175	0,152	0,137	0,123	0,110	0,100	0,089	0,082	0,074	0,067
	0,3	0,167	0,150	0,135	0,123	0,110	0,099	0,088	0,081	0,074	0,067	0,061
	0,4	0,143	0,132	0,122	0,110	0,098	0,088	0,081	0,074	0,067	0,061	0,056
	0,5	0,128	0,118	0,108	0,097	0,088	0,080	0,073	0,067	0,062	0,056	0,051
	0,6	0,114	0,106	0,096	0,087	0,079	0,073	0,067	0,062	0,056	0,052	0,047
	0,7	0,102	0,094	0,086	0,078	0,073	0,067	0,062	0,057	0,052	0,047	0,043
	0,8	0,090	0,083	0,077	0,072	0,066	0,062	0,056	0,052	0,047	0,043	0,038
	0,9	0,081	0,076	0,071	0,066	0,061	0,056	0,052	0,047	0,043	0,038	0,035
	1,0	0,073	0,069	0,065	0,060	0,055	0,050	0,047	0,043	0,038	0,035	0,032

## ANNEXE II

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

## ANNEXE IV

### SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en  $cm^2$  de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

$\phi$ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

# Bibliographie

## **REGLEMENT :**

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.

## **Cours :**

- Cours de béton armé, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> année Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.