

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieure de la Recherche Scientifique

Université Abderhmane MIRA de Bejaia

Faculté de technologie

Département de GENIE CIVIL



# Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme master 2 en génie civil  
Option : structure

## Thème

Etude d'un bâtiment (R +7+Sous-sol) à usage d'habitation  
et parking contreventé par un **Système Mixte**  
(Portiques - Voiles)

Présenté par :

BEDJIH Amrane

BOUREGAG Amine

Promoteur :

LAICHAOUI Ahmed

Jury :

1. LARABAT Ziane Ahmed
2. SERIKMA Mourad

2020-2021

## ***Remerciement***

*Nous remercions d'abord «Dieu » le tout puissant qui nous a aidé et donné le Courage, la patience et la santé au cours de notre travail, c'est grâce à lui qu'on a fait ce travail malgré tous les obstacles. Nous tenons à remercier fortement nos chers parents qui sont toujours à nos côtés.*

*Nous devons également remercier notre encadreur **Mr LAICHAOUI Ahmed**, qui a contribué à l'élaboration de ce modeste travail, avec ses conseils et ses critiques et sa disponibilité qui nous ont permis d'évoluer nos connaissances acquises et de les approfondir.*

*Nous adressons aussi nos remerciements les plus sincères aux membres du jury, Pour avoir accepté de juger et d'examiner notre travail.*

*Nous remercions aussi tous nos enseignants pour leurs efforts ainsi que les Responsables pédagogiques. Enfin nous remercions tous nos amis*

*A vous tous on vous dit :*

**« MERCI ».**

## *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail en premier lieu à mes très chers parents en témoignage de ma reconnaissance envers le soutien, les sacrifices et tous les efforts qu'ils ont fait pour mon éducation ainsi que ma formation.*

*Je le dédie également à:*

*A mes chers frères et chers sœurs*

*A ma chère grand-mère **melkhir** et mes grands parents.,*

*A toute ma famille, et mes amis,*

*A tous ceux qui ont une relation de près ou de loin avec la réalisation du présent mémoire, je vous dis :*

*« MERCI ».*

*BEDJIH Amrane*

## *Dédicaces*

*Afin d'être reconnaissant envers ceux qui m'ont appuyé et encouragé à effectuer ce travail de recherche, je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, à ma grande mère **Yamina** à mon cher oncle **Abdelkader** que le bon Dieu l'accule dans son vaste paradis*

*A mes chères sœurs*

*A mes chers frères*

*Sans oublier tous mes amis (e) et tous ceux qui me sont chers.*

**BOUREGAG Amine**



# Sommaire

Remerciement.....	i
Dédicaces.....	ii
Sommaire.....	iii
Listes des figures .....	iv
Listes des tableaux .....	v
NOMENCLATURE .....	vi
Introduction Générale .....	1
<b>I. Chapitre I : [Généralités] .....</b>	<b>2</b>
I.1.Introduction .....	2
I.2. Présentation de l’ouvrage .....	2
I.3. Caractéristiques géométriques de la structure .....	2
I.4. Présentation de la structure .....	2
I.4.1. Éléments secondaire.....	3
I.5. Caractéristiques du sol d’assise .....	3
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	3
I.6.1. Le béton.....	4
I.6.2. L’acier : .....	5
I.7. Règlements et normes utilisés : .....	5
I.8. Conclusion : .....	6
<b>II. Chapitre II : [Pré dimensionnement des éléments] .....</b>	<b>7</b>
II.1. Introduction : .....	7
II.2. Les Planchers:.....	7
II.2.1. Planchers à corps creux : .....	8
II.3. Les poutres .....	10
II.3.2.Les poutres secondaires : .....	11
II.4. Pré dimensionnement des escaliers : .....	11

Définitions : .....	11
Dimensionnement : .....	11
II.5. Évaluation des charges et surcharges : .....	13
Plancher des étages courants .....	13
Dalle pleine terrasse inaccessible .....	14
Dalle pleine de balcon .....	14
II.6. Les voiles : .....	15
II.7 Les poteaux .....	16
II.7.1. descente de charge : .....	16
II.7.1.2.Poteaux E-5 .....	18
II.8. Conclusion : .....	20
<b>III. Chapitre III : [Études des éléments secondaires] .....</b>	<b>21</b>
III.1. Introduction .....	21
III.2. Les poutrelles .....	21
III.2.1.La méthode forfaitaire .....	21
III.2.2. Les types des poutrelles : .....	23
III.2.3. Evaluation des efforts tranchants: .....	30
III.2.4. Ferrailage des poutrelles .....	37
III.2.4.1. Ferrailage longitudinal .....	37
III.2.4.2. Vérification des poutrelles à l'ELU .....	40
III.2.4.3. Vérifications à l'ELS .....	42
III.2.4.4. État limite de déformation : .....	43
III.2.4.5. Propriété de la section .....	46
III.2.4.6. Ferrailage des poutrelles .....	48
III.2.4.7. Vérification à l'ELU : .....	49
III.3. Dalle pleines : .....	52
III.3.1. Dalle sur deux appuis .....	52

---

III.3.1.1. Condition non fragilité : .....	54
III.3.1.2. Calcul de l'espacement : .....	54
III.3.1.3. Vérifications : .....	54
III.3.1.4. La vérification de la contrainte dans le béton : .....	55
III.3.1.5. État limite d'ouverture des fissures : .....	56
III.3.1.6. Schéma de ferrailage : .....	57
III.3.2. dalle sur un seul appui .....	58
III.3.2.1. Calcul des sollicitations : .....	58
III.3.2.2. Vérifications : .....	59
III.3.2.3. État limite d'ouverture des fissures : .....	60
III.3.2.4. État limite de déformation (la flèche) .....	61
III.3.2.5. Schéma de ferrailage .....	61
III.4. Les escaliers : .....	62
III.4.1. Partie AD=GJ .....	62
III.4.2. Ferrailage : .....	63
III.4.3. Vérification de l'effort tranchant : .....	63
III.4.4. Vérification de la flèche .....	64
III.4.6. Partie EF : .....	65
III.4.7. La flèche : .....	66
III.4.8. Schéma de ferrailage : .....	66
III.5. Étude de la poutre brisée .....	66
III.5.1. Calcul à la flexion simple .....	67
III.5.2. vérification à l'ELU : .....	68
III.5.3. Vérification de la flèche .....	70
III.5.4. Le schéma de ferrailage .....	71
III.6. Étude de la poutre de chaînage .....	71
III.6.1. Calcul des sollicitations .....	71

III.6.2.Ferraillage de la poutre de chaînage :	72
III.6.3.Vérification de l'effort tranchant :	72
III.6.4.Vérification de la flèche :	73
III.6.5.Schéma de ferraillage :	73
III.7.Étude de l'acrotère	74
III.7.1. Évaluation des Charges vertical	74
III.7.2. Charges horizontales	75
III.7.3.Calcul des sollicitations	75
III.7.4.ferraillage de l'acrotère	76
III.7.5.schéma de ferraillage	80
III.8. L'ascenseur	80
III.8.1.Étude de la dalle pleine de la locale machinerie :	81
III.8.2.Évaluation des moments sous charge concentrée	82
III.8.3.Vérification de l'effort tranchant	84
III.8.4. Schéma de ferraillage :	85
III.9.Conclusion :	86
<b>IV. Chapitre IV : [Étude dynamique]</b>	<b>87</b>
IV.1.Introduction	87
IV.2. Objectifs et exigences :	88
IV.3 Méthodes de calcul	88
IV.3.1 Méthode statique équivalente	88
IV.3.2.Méthode d'analyse modale spectrale	91
IV.4.Disposition des voiles	93
IV.5. Vérification de la résultante des forces sismiques :	95
IV.6. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :	95
IV.7.Conclusion :	96
<b>V. Chapitre V : [Étude des éléments principaux]</b>	<b>103</b>

V.1. Introduction.....	103
V.2.Étude des poteaux .....	103
V.2.1 Définition .....	103
V.2.2.Recommandations du RPA99/Version 2003 .....	103
V.2.3.Les armatures transversales .....	104
V.2.4 Sollicitations dans les poteaux .....	105
V.2.5. Ferrailage transversale .....	108
V.2.6. Vérifications :.....	108
V.2.7.Vérification des contraintes : .....	110
V.2.8.Vérification aux sollicitations tangentielles.....	110
V.2.9. Le schéma de ferrailage des poteaux.....	112
V.3. ETUDE DES POUTRES .....	113
V.3.1.Les recommandations du RPA99/version2003.....	113
V.3.2.Sollicitation et ferrailage des poutres .....	113
V.3.3. Vérification des armatures selon le RPA 99 : .....	113
V.3.4.Ferrailage longitudinal.....	113
V.3.5.Armatures transversales .....	115
V.3.6.Vérification à l'ELU .....	116
V.3.7.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement .....	116
V.3.8.Vérification à l'ELS .....	117
V.3.9.État limite de déformation (évaluation de la flèche) .....	117
V.4. Vérification des zones nodales.....	118
V.4.1.Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres.....	119
V.4.2.Vérification .....	119
V.4.3.Schéma de ferrailage des Poutres :.....	121
V.4.4.Schéma de ferrailage des poteaux .....	122
V.5. ETUDE DES VOILES .....	122

V.5.1. Recommandation du RPA 99/version2003.....	123
V.5.2. Ferrailage des voiles.....	123
V.5.3. Sollicitations de calcul :.....	124
V.5.4. Ferrailages.....	125
V.5.4.1. Exemple de calcul : (le calcul se fera en flexion composée).....	125
V.5.5. Exemples de schémas de ferrailage d'un voile Vy2 ( RDC ) :.....	130
V.6. CONCLUSION.....	131
<b>VI. Chapitre VI : [Etudes de l'infrastructure].....</b>	<b>132</b>
VI.1. Introduction.....	132
VI.2. Choix du type des fondations.....	132
VI.2.1. Combinaisons d'actions à considérer.....	132
VI.2.2.les caractéristique du sol.....	132
VI.3.Études des fondations.....	132
VI.3.1.Semelles isolées.....	132
VI.3.2 .Semelles filantes.....	133
VI.3.2.1. Calcule de la semelle filante.....	134
VI.3.2.2 .Ferrailage de la semelle filante.....	134
VI.4.Les longrines :.....	138
VI.5.Voile périphérique :.....	140
VI.5.1.Introduction :.....	140
VI.5.2. Dimensionnement des voiles :.....	140
VI.5.3.Caractéristiques du sol :.....	140
VI.5.4. Évaluation des charges et surcharges :.....	140
VI.5.5. Ferrailage du voile :.....	141
VI.5.6.Vérifications :.....	142
VI.5.7. Schéma de ferrailage du voile périphérique :.....	144
VI.6.Conclusion.....	145

**Conclusion générale**.....146

**Annexes**

**Bibliographie**

## Listes des figures

Figure. II.1. disposition des poutrelle .....	7
Figure. II.2. Plancher à corps creux.....	8
Figure. II.3 Coupe transversale d'une poutrelle.....	9
Figure. II.4 : Dalle sur deux appuis .....	10
Figure. II.5 : Dalle sur 1 seul appui.....	10
Figure. II.6 Schéma de terminologie d'escalier .....	11
Figure. II.7. Schéma de la volée1 .....	12
Figure. II.8. Schéma de la volée 2.....	12
Figure II.9. Surfaces afférentes du poteau <<G -5>>.....	16
Figure II.10. Surfaces afférentes du poteau <<E -5>>. ....	18
Figure III.1 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées. ....	21
Figure III.2 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées. ....	22
Figure. III.3 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées. ....	22
Figure. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.....	23
Figure III.5. Schéma statique de la poutre type 05.....	25
Figure III.6. Schéma statique de la poutre type 03.....	30
Figure III.7. Dalle sur deux appuis.....	52
Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle plein sur 2 appuis.....	58
Figure III.9. Dalle sur un seul appui.....	58
Figure III.10. Schéma de ferrailage dalle pleine sur un seul appui. ....	61
Figure III.11. Schéma de l'escalier .....	62
Figure III.12. Schéma statique de la partie AD =GJ .....	62
Figure III.13. Schéma de ferrailage de l'escalier la partie AD =GJ.....	64
Figure III.14. Schéma de la partie EF.....	65
Figure III.15. Schéma de ferrailage de la partie EF .....	66
Figure III .16. Schéma statique de la poutre brisée .....	66
Figure III.17. Schéma de ferrailage de la poutre brisé (35x45) .....	71
Figure III.18. Schéma statique de la poutre de chaînage. ....	71
Figure III .19. Schéma de ferrailages de la poutre de chaînage .....	73
Figure III.20. Coupe transversale de l'acrotère.....	74
Figure III.21. Schéma de la section à ferrailer. ....	76



Figure III.22. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	80
Figure III.23. Cage d'ascenseur. ....	81
Figure III. 24. Schéma représentatif de la surface d'impact. ....	81
Figure III.25. Schéma de Ferrailage de la dalle pleine de la locale machinerie. ....	85
Figure IV.1.Modélisation 3D de la structure .....	87
Figure IV.2.Spectre de réponse sens x. ....	92
Figure IV.3.Spectre de réponse sens y. ....	93
Figure IV.4.Dispositions des voiles.....	93
Figure IV.5. 1 <sup>ere</sup> mode de déformation (translation suivant x-x). ....	94
Figure IV.6.2 <sup>eme</sup> mode de déformation (translation suivant y-y). ....	94
Figure IV.7.3 <sup>eme</sup> mode de déformation (rotation ). ....	95
Figure V. 1 Zone nodale .....	104
Figure. V.2.Section d'un poteau.....	110
Figure .V. 3 : Schéma de ferrailage des Poteaux .....	112
Figure .V. 4 : Les moments sur la zone nodale .....	118
Figure .V. 5 : Schéma de ferrailage des Poutres. ....	121
Figure .V. 6 : Schéma de ferrailage des Poteaux de 5 <sup>eme</sup> ,6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> étage.....	122
Figure .V.7 : Disposition des armatures dans les voiles. ....	123
Figure. V.8 : Schéma d'un voile plein. ....	124
Figure. V.9. Schéma des contraintes. ....	127
Figure V.10.Exemple de ferrailage de voile d'étage Vy2. ....	130
Figure VI.1 : Semelle isolée.....	132
Figure VI.2. La semelle filante la plus sollicitée.....	133
Figure VI.3 : Semelle filante.....	134
Figure VI.4 : Schéma statique de la poutre de rigidité .....	136
Figure VI.5 : Schéma des sollicitations max .....	136
FigureVI.6 : Schéma de ferrailage de la semelle filante SF2. ....	138
Figure VI.7 : Schéma de ferrailage des longrines. ....	140
Figure VI.8.Répartition des contraintes sur le voile.....	141
Figure VI.9.Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	144

## Listes des tableaux

Tableau.1 la résistance en fonction du type d'acier. ....	5
Tableau II.1 : évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible .....	13
Tableau II.2. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.....	13
Tableau II.3 : évaluation des charges sur dalle pleine terrasse inaccessible.....	14
Tableau II.4 : évaluation des charges sur dalle pleine de balcon. ....	14
Tableau.II.5 : Évaluation des charges du palier. ....	14
Tableau.II6 : Évaluation des charges de la volée.....	15
Tableau II.7. Résultats de la descente de charge du poteau.....	18
Tableau II.8 : Vérification de la résistance (compression simple).....	19
Tableau II.9 : Vérification de stabilité de forme. ....	20
Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles dans le plancher. ....	23
Tableau III.2 : Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions.....	24
Tableau III.3.les sollicitations de type 1 en Terrasse inaccessible à l'ELU. ....	32
Tableau III.4.les sollicitation <i>de type 1 en Terrasse inaccessible a l'ELS</i> .....	32
Tableau III.5.les sollicitations de type 1 en Étage courant à l'ELU.....	32
Tableau III.6. Les sollicitations de type 1 en Étage courant a l'ELS. ....	33
Tableau III.7.les sollicitations de type 2 en Terrasse inaccessible à l'ELU. ....	33
Tableau III.8.les sollicitations de type 2 en Terrasse inaccessible à l'ELS. ....	33
Tableau III.9.les sollicitations de type 2 en Étage courant a l'ELU.....	34
Tableau III.10.les sollicitations de type 2 en Étage courant a l'ELS. ....	34
Tableau III.11.les sollicitations de type3 en Terrasse inaccessible a l'ELU. ....	34
Tableau III.12.les sollicitations de type3 en Terrasse inaccessible à l'ELS. ....	35
Tableau III.13.les sollicitations de type 3 en Étage courant à l'ELU.....	35
Tableau III.14.les sollicitations de type 3 en Étage courant a l'ELS. ....	35
Tableau III.15.les sollicitations de type4 en Terrasse inaccessible à l'ELU. ....	35
Tableau III.16.les sollicitations de type4 en Terrasse inaccessible à l'ELS. ....	35
Tableau III.17.les sollicitations de type4 en Étage courant à l'ELU.....	36
Tableau III.18.les sollicitations de type 4 en Étage courant à l'ELS .....	36
Tableau III.19.les sollicitations de type 5 en Terrasse inaccessible à l'ELU. ....	36
Tableau III.20. Les sollicitations de type 5 en terrasse inaccessible à l'ELS. ....	36

Tableau III.21. Les sollicitations de type 5 en étage courant à l'ELU. ....	37
Tableau III.22. Les sollicitations de type 5 en étage courant à l'ELS. ....	37
Tableau III.23. les sollicitations max pour le ferrailage. ....	37
Tableau III.24. Ferrailage des différents types de poutrelles. ....	48
Tableau III.25. Récapitulatif du ferrailage des poutrelles A l'ELU dans les différents Planchers .....	48
Tableau III.26. Vérification au cisaillement .....	49
Tableau III.27. Vérification au cisaillement .....	49
Tableau III.28. Vérification des armatures longitudinales .....	49
Tableau III.29. Vérification des armatures longitudinales .....	50
Tableau III.30. Vérification des états limite de compression du béton .....	50
Tableau III.31. Vérification des états limite de déformation .....	51
Tableau III.32. Schéma de ferrailage des poutrelles. ....	51
Tableau III.33. Les résultats de ferrailage des poutrelles. ....	55
Tableau III.34. Vérification des états limite de compression du béton. ....	56
Tableau III.35. Vérification des états limite d'ouverture des fissures. ....	56
Tableau III.36. Les résultats de ferrailage. ....	59
Tableau III.37. Vérification des états limite de compression du béton. ....	60
Tableau III.38. Vérification des états limite d'ouverture des fissures. ....	61
Tableau III.39. Résultats de ferrailage.....	63
Tableau III.40. Vérification des contraintes. ....	64
Tableau III.41. Résultats de ferrailage.....	65
Tableau III.42: Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple .....	68
Tableau III.43. Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée. ..	70
Tableau III.44. Ferrailage de la poutre de chaînage. ....	72
Tableau III.45. Vérification des contraintes à l'ELS.....	73
Tableau III.46. Évaluation des charges verticales sur l'acrotère. ....	74
Tableau III.47. Combinaison d'action de l'acrotère.....	75
Tableau III.48. Ferrailage de la dalle pleine de la locale machinerie.....	83
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités .....	89
Tableau IV.2. Vérification de la résultante des forces sismiques .....	95
Tableau IV.3.: les résultats de l'analyse dynamique .....	96
Tableau IV.4. Vérification de l'interaction sous charges verticale. ....	97
Tableau IV.5 : Vérification sous charge horizontales (x-x).....	97

Tableau IV.6.:Vérification sous charge horizontales (y-y).....	98
Tableau IV.7.Vérification de l'effort normal réduit. ....	98
Tableau IV.8.Vérification du déplacement. ....	100
Tableau IV.9.Vérification à L'effet P- $\Delta$ .....	102
Tableau V.1.Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	104
Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux. ....	105
Tableau V. 3. Ferrailage longitudinal des poteaux.....	108
Tableau V. 4. Ferrailage transversales des poteaux. ....	108
Tableau V.5.Vérification du flambement pour les poteaux.....	109
Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton. ....	110
Tableau V. 7. Vérification des contraintes de cisaillement. ....	111
Tableau V. 8 : Armatures longitudinales des poutres.....	115
Tableau V.9. Vérification de l'effort tranchant.....	116
Tableau V.10. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement. ....	117
Tableau V.11.Vérification de l'état limite de compression du béton.....	117
Tableau V.12 : Moment résistant dans les poteaux.....	119
Tableau V.13 : Moment résistant dans les poutres.....	119
Tableau. V.14 : Vérification de la zone nodale.....	120
Tableau V.15 : Moment résistant dans les poutres.....	120
Tableau V.16 : Moment résistant dans les poteaux.....	120
Tableau. V.17 : Vérification de la zone nodale.....	121
Tableau V.18.Sollicitations max de calcul dans le voile Vx1(1.8m)// x-x.....	124
Tableau V.19.Sollicitations max de calcul dans le voile Vy1(1.5m)// y-y.....	125
Tableau V.20.Sollicitations max de calcul dans le voile Vy2(2.0m)// y-y.....	125
Tableau V.21. : Ferrailage des voiles Vy2.....	128
Tableau V.22. : Ferrailage des voiles Vy <sub>1</sub> . ....	129
Tableau V.23. : Ferrailage des voiles Vx <sub>1</sub> . ....	130
Tableau VI.1 : Ferrailage transversale de semelle filante.....	135
Tableau VI.2 : Ferrailage de la poutre de rigidité. ....	137
Tableau VI.3 : Ferrailage de la semelle filante. ....	137
Tableau VI.4.Section des armatures du voile périphérique. ....	142
Tableau VI.5.Résumé des résultats (vérification des contraintes). ....	144
Tableau VI.6.Vérification des contraintes. ....	144

## NOMENCLATURE

BAEL	Béton armé aux états limites
RPA	Règlement parasismique algérien
CBA	Code du béton armé
ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite de service
G	Charge permanente
Q ; P	Charge d'exploitation
E	Charge sismique
$f_{cj}$	Résistance caractéristique du béton à la compression
$f_{c28}$	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours
$f_{tj}$	Résistance caractéristique du béton à la traction
$\varepsilon_{bc}$	Déformation du béton
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité du béton
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité de l'acier
$\sigma_{bc}$	Contrainte du béton
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$E_{ij}$	Module de déformation longitudinale instantané
$E_{vj}$	Module de déformation longitudinale différé
$f_e$	Limite d'élasticité
$\sigma_s$	Contrainte de l'acier
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte admissible de l'acier
$q_u$	Chargement ultime
$q_s$	Chargement de service
$M_0$	Moment isostatique
$M_t$	Moment de flexion en travée

$M_a$	Moment de flexion en appui
N	Effort normal
T	Effort tranchant
H	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
b	Largeur des éléments
$h_0$	Hauteur de la table de compression
$h_e$	Hauteur libre des étages
$h_t$	Hauteur totale du plancher
$\tau_u$	Contrainte tangentielle de calcul
$\bar{\tau}_u$	Contrainte tangentielle limite
$L_x$	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
$L_y$	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
$I_0$	Moment d'inertie de la section homogène
$I_f$	Moment d'inertie fictif
$\Delta f$	Flèche totale
f	Flèche due à une charge considérée
$l'$	Longueur fictive
$l'_g; l'_d$	Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement
$P_g; P_d$	Charges uniformes à gauche et à droite respectivement
$A_t$	Section d'armature transversale
$A_l$	Section d'armatures longitudinales
$A_r$	Section d'armatures de répartition
$S_t$	Espacement des armatures
R	Coefficient de comportement global
$T_1; T_2$	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
$C_T$	Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage

D	Facteur d'amplification dynamique moyen
Q	Facteur de qualité
A	Coefficient d'accélération de la zone
W	Poids total de la structure
$W_i$	Poids sismique au niveau « i »
$\beta$	Coefficient de pondération
V	Force sismique totale

Le besoin de construire des bâtiments en Algérie augmente de plus en plus à cause de l'augmentation du nombre de la population. La condensation de la population dans les zones du nord, surtout dans les villes proches des littorales, comme BEJAIA et le manque du foncier pour la construction conduit le concepteur à projeter des bâtiments à hauteur considérables et dans des sites parfois de caractéristiques médiocres, pour répondre au besoin. Vu que le nord Algérien est susceptible de subir des séismes majeurs, alors, pour construire de bâtiments de telle importance l'ingénieur sera confronté à plusieurs contraintes. Pour répondre à toutes les exigences il doit avoir des connaissances approfondies dans plusieurs domaines de : conception, modélisation, géotechnique règlement, maîtrise des matériaux etc.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût. Une bonne étude d'un ouvrage de génie civil repose principalement sur la qualité des études aux plans de la conception et du calcul, aussi sur la reconnaissance du sol et du site d'implantation des ouvrages. A cela s'ajoute la qualité des matériaux et des produits de construction, la qualité des travaux d'exécution, la qualité du suivi des travaux de réalisation et du contrôle technique de construction, conformément aux exigences réglementaires requises

Dans ce présent travail on présente l'étude d'un bâtiment en béton armé destiné pour l'habitation. Le bâtiment en R+7 constitué d'un parking au sous-sol. il sera réalisé à MOSTAGANEM. Selon règlement parasismique Algérien la région est classée comme zone IIa , groupe d'usage 02. La structure étudiée sera réalisée par une ossature en béton armé, cette ossature sera constituée par des portiques poteaux-poutres en béton armé, et des voiles de contreventement aussi en béton armé, et des planchers qui constituent les diaphragmes.

Dans le cadre de ce projet, les trois premiers chapitres se résument au calcul statique, ensuite nous entamons l'étude dynamique dans le quatrième chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisie des voiles porteurs.

Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA, sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABS 2016, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le 5<sup>ème</sup> chapitre et enfin le calcul de l'infrastructure sera fait dans le dernier chapitre.



# **Chapitre I : Généralités**

## I.1.Introduction

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne les caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

## I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+7) ave sous sol implanté à Mostaganem la daïra KHIER Eddine, commune SAYADA ayant une importance de sismicité moyenne (**IIa**), cette structure est destinée pour l'usage d'habitation, elle est classée dans le groupe d'usage 2,d'après le règlement parasismique algérien « **RPA99/Version 2003** ».

## I.3. Caractéristiques géométriques de la structure

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

- Largeur en plan ..... 21.43m
- Longueur en plan..... 27,66m
- Hauteur du RDC, sous sol et étage courant .....3,06m
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) ..... 24.99 m

## I.4. Présentation de la structure

L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier constituée de trois volées.

Le contreventement du bâtiment est assuré par des portiques et des voiles dans les deux sens (longitudinal et transversal) et assurant une stabilité au bâtiment vis-à-vis des charges horizontales et verticales, ce qu'il lui confère une bonne rigidité à la flexion et à la torsion.

Les planchers sont constitués de dalles en corps creux en partie courante et en dalles pleines pour les balcons.

D'après la classification des **RPA99 version 2003**, le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

### I.4.1. Éléments secondaire

**Les planchers:** constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide qui assure la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permet la transmission des efforts de contreventement.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

**Les escaliers :** sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

#### **Les maçonneries :**

- Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm séparées par une lame d'air de 5cm.
- Les murs de séparation intérieure seront construits en une seule paroi de brique de 10cm

**L'acrotère :** c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher de la terrasse inaccessible.

#### **Balcons :**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine et en corps creux

#### **L'infrastructure :**

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels

## I.5. Caractéristiques du sol d'assise

- Le sol de notre site est meuble
- Le site est considéré comme **(S3)**.

- La profondeur de la sous face des fondations sera égale a au moins, 1/10 de la hauteur totale de l'immeuble, par rapport à la cote de la plate-forme.
- La contrainte admissible du sol = **2.0 bars**.

## I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

### I.6.1. Le béton

Le béton choisi est de classe **C25/30**, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

#### a) Résistance caractéristique à la compression (art A.2.1, 11 CBA93)

La résistance caractéristique à la compression du RPA béton utilisé à 28 jours est :

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

#### b) Résistance caractéristique à la traction

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Pour j=28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$

#### c) Modules de déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ .

$$E_{vj} = (1/3).E_{ij} \quad (\text{Art A.2.1.2.1 CBA93})$$

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Art A.2.1.2.2 CBA93})$$

- Pour  $f_{c28} = 25 \text{MPa}$  on a :  $\begin{cases} E_{i28}=32164,20 \text{MPa} \\ E_{v28}=10818,86 \text{MPa} \end{cases}$

#### d) Coefficient de poisson

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$\nu = 0$  à *ELU.CBA93* (Article A.2.1.3)

$\nu = 0.2$  à *ELS*

### e) Contrainte ultime de cisaillement (du béton)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de **BAEL91** on a :

➤  $\tau_{adm} = \min(0.20 f_{cj} / \gamma b; 5Mpa)$  pour la fissuration peu nuisible.

➤  $\tau_{adm} = \min(0.15 f_{cj} / \gamma b; 4Mpa)$  pour la fissuration préjudiciable.

## I.6.2. L'acier :

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

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200000MPa$

- **Résistance caractéristique de l'acier :** On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité :  $f_e$
- **Armatures Principales utilisés :**

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
<b>Désignation</b>	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
$f_e$ [MPa]	215	235	400	500	500	500

**Tableau.1 la résistance en fonction du type d'acier.**

## I.7. Règlements et normes utilisés :

Les règlements et les normes utilisés sont

RPA99/version 2003.

CBA93.

DTR B.C.2.2.

BAEL91/version99.

DTR BC2.33.2.

### I.8. Conclusion :

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisés sont données comme suite :

<b>Béton</b>	Résistance caractéristique ( $f_{c28}$ )	25MPa
	Contraintes limite a L'ELU:	
	situation durable	14.2MPa
	situation accedentelle	18.45MPa
	Contrainte limite a L'ELS ( $\sigma_{bc}$ )	15MPa
<b>Acier</b>	Limite d'élasticité ( $f_e$ )	400MPa
	Module d'élasticité	$2 \times 10^5$ MPa
	Contraintes calcul a L'ELU:	
	situation durable	348MPa
	situation accedentelle	400MPa

## **Chapitre II : pré dimensionnement des éléments**

## II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations. Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL 91/99, CBA 93, RPA 99 version 2003 et les différents DTR.

## II.2. Les Planchers:

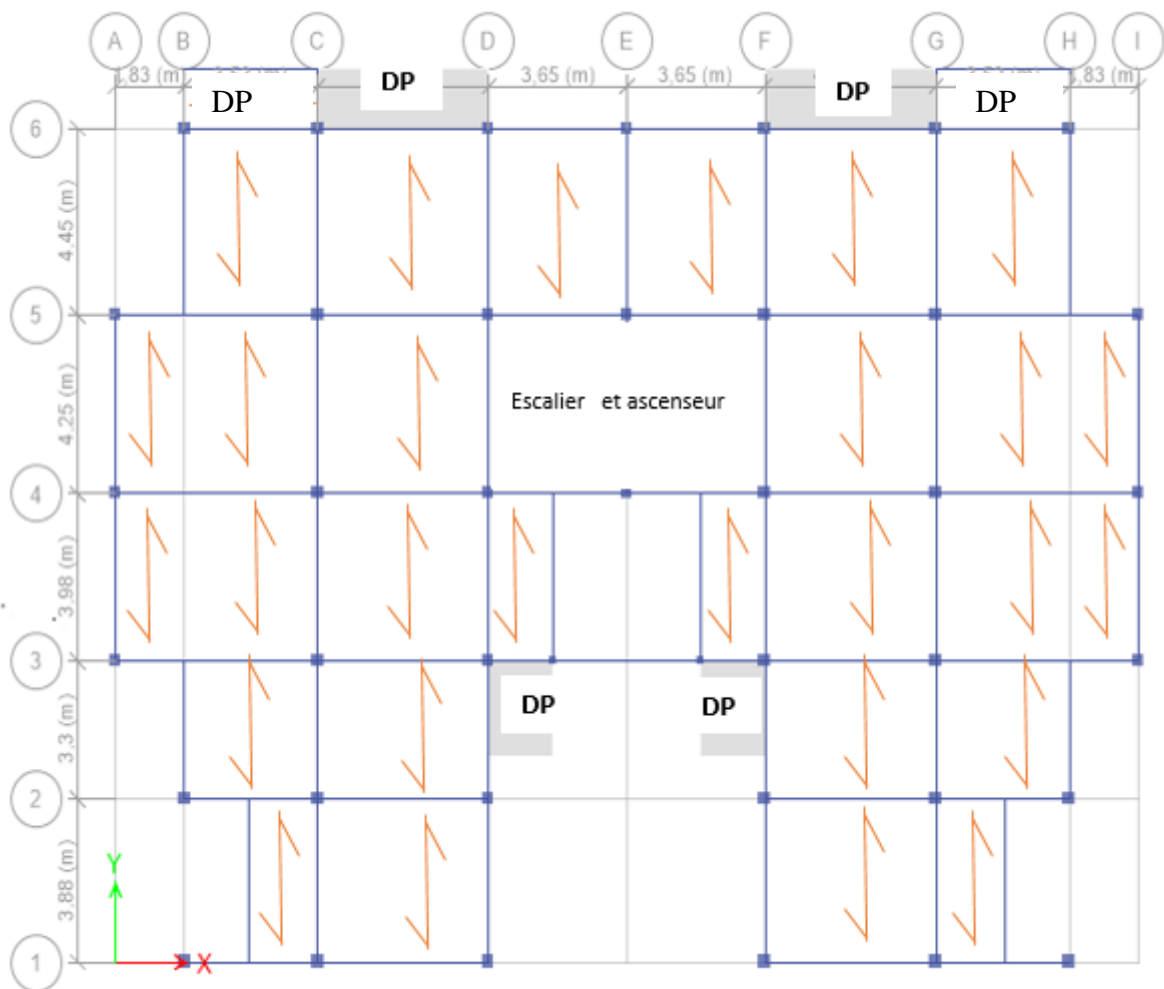


Figure. II.1. disposition des poutrelle



### II.2.1. Planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est composé de corps creux, de poutrelles et de dalle de compression. L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche donnée par le (CBA93 ART : 6.8.4.2.4).

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

$L_{\max}$ : Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées

$h_t$  : Hauteur total du plancher.

$$h_t \geq \frac{445-30}{22,5} \rightarrow h_t \geq 18,44\text{cm} \rightarrow h_t = 20\text{cm}$$

Pour notre projet on adopte pour :  $h_t = 20\text{cm}$  :  $\begin{cases} Cc = 16\text{cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ Ddc = 4\text{cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$

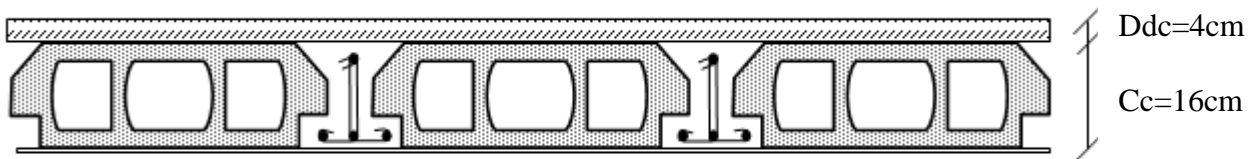


Figure. II.2. Plancher à corps creux

#### II.2.1.1. Pré dimensionnement des poutrelles :

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

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Critère de la petite portée
- Critère de continuité

Dans notre cas :

$b$  : Largeur de la table de compression.

$h$  : Épaisseur du plancher = 16+4cm

$L_x$  : Distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

$L_y$  : Distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t \rightarrow b_0 = (8\text{cm} ; 12\text{cm})$$

Soit :  $b_0 = 10\text{cm}$

$$b_1 \leq \min(L_x / 2, L_y / 10) \quad \text{CBA93 (ART A.4.1.3)}$$

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

$$L_y = 445 - 30 = 415 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min(55 / 2 ; 415 / 10)$$

$$b_1 \leq \min(27,5 ; 41,5)$$

$$b_1 = 27,5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27,5 + 10 = 65$$

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

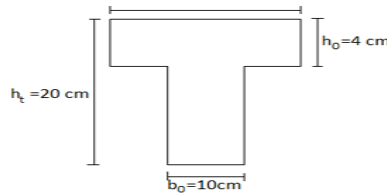


Figure. II.3 Coupe transversale d'une poutrelle

### II.2.2. Les dalles pleines

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants d'après le (CBA93) :

➤ Résistance au feu :

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

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

$e > 14\text{cm}$  pour quatre heures de coupe-feu.

Avec :  $e =$  épaisseur de la dalle

➤ Résistance à la flexion :

• Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$  .avec

• Dalle reposant sur un seul appui ou deux appuis parallèles :  $e \geq \frac{L_x}{20}$

• Dalle reposant sur trois ou quatre appuis avec :  $\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40}$

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

➤ **Type 01** : dalle sur deux appuis

$$L_x = 164 \text{ cm}$$

$$\frac{164}{35} \leq e \leq \frac{164}{30}$$

$$4.68 \leq e \leq 5.46$$

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

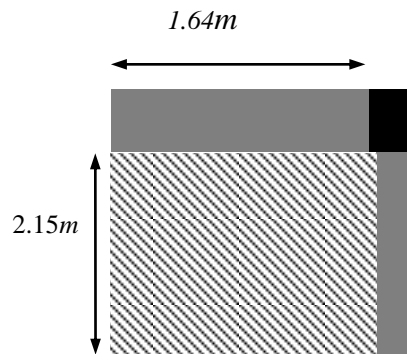


Figure. II.4 : Dalle sur deux appuis

➤ **Type 02** : dalle sur un seul

$$L_x = 1.40 \text{ cm}$$

$$e \geq l_x/20 = 140/20 = 7$$

$$e \geq 7 \text{ cm}$$

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

1,4

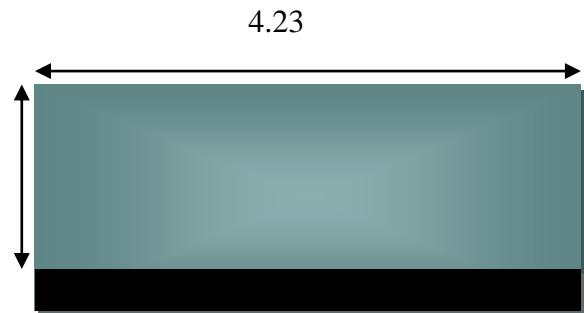


Figure. II.5 : Dalle sur 1 seul appui

On voit que la distance  $L_x$  sur deux appuis est petite, on prend  $e = 12 \text{ cm}$  selon le deuxième critère

### II.3. Les poutres

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

#### II.3.1. Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée

selon la condition de la flèche qui est :  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$  BAEL91/99

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

$$L_{\max} 546 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 516 \text{ cm} \Rightarrow 34.4 \text{ cm} \leq h \leq 51.6 \text{ cm}$$

$$B = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

$$H = 45 \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1,5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

**(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1)**

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

**II.3.2. Les poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèles aux poutrelles

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \text{ BAEL91/99}$$

$$L_{\max} 445 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 415 \text{ cm} \Rightarrow 27.66 \text{ cm} \leq h \leq 41.5 \text{ cm}$$

$$B = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

$$H = 35 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

On adopte pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

**II.4. Pré dimensionnement des escaliers :**

**Définitions :**

Les escaliers sont des éléments composés d’une succession de marches permettant le passage d’un niveau à un autre, ils sont en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (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)

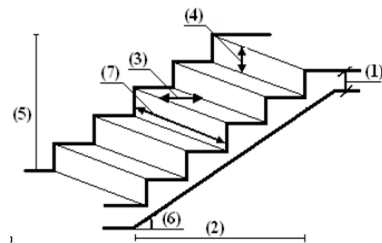


Figure. II.6 Schéma de terminologie d’escalier

**Dimensionnement :**

Condition d’accès d’un étage à l’autre tant dans le sens montant que descendant pratiquement :

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

La formule de BLONDEL qui les lie est :

$$2h+g = m \quad \text{avec} \quad 59 \leq m \leq 64 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

Elle correspond à la distance franchie lors d’un pas moyen.

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

Avec n : est le nombre de marches sur la volée

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

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier Escaliers à trois volées

**Volée 01 :**

$L_0 = 90 \text{ cm}$  ;  $H = 68 \text{ cm}$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 68 + 90)n + 2 \times 68 = 0$$

$$64n^2 - 290n + 136 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 222$$

Le nombre de contre marche est :  $n = 4$ .

Le nombre de marche est :  $n - 1 = 3$ .

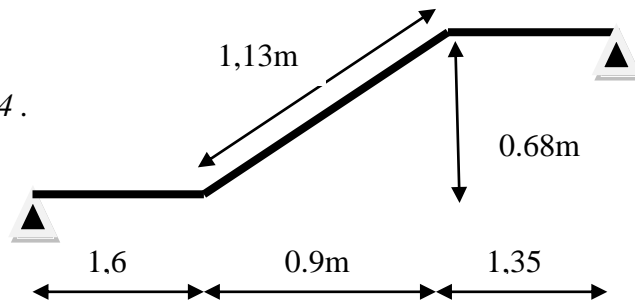


Figure. II.7.Schéma de la volée 1

Calcul du giron et la hauteur d'une contre marche :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{90}{3} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{68}{4} \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

Inclinaison de la paillasse :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{68}{90} \Rightarrow \alpha = 37,07^\circ$$

Épaisseur de la paillasse :

$$L = L_{p1} + L_v + L_{p2}$$

$$L = L_{p1} + \sqrt{(L_0^2 + H^2)} + L_{p2}$$

$$L = 1,35 + \sqrt{(0,9^2 + 0,68^2)} + 1,6$$

$$L = 4,08 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad ; \quad \frac{408}{30} \leq e \leq \frac{408}{20} \Rightarrow 13,6\text{cm} \leq e \leq 20,40$$

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

**Volée 02 :**

Elle est encadrée dans la poutre brisé

$L_0 = 2,7 \text{ m}$  ;  $H = 1,7 \text{ m}$



Figure.8.Schéma de la volée 2

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 170 + 270)n + 2 \times 170 = 0$$

$$64n^2 - 674n + 340 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 567,94 \Rightarrow \begin{cases} n = 10 \\ n - 1 = 9 \end{cases}$$

Le nombre de contre marche est :  $n = 10$ .

Le nombre de marche est :  $n - 1 = 9$ .

**Calcul du giron et la hauteur d'une contre marche :**

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{270}{9} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{170}{10} \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

Inclinaison de la paillasse :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{170}{270} \Rightarrow \alpha = 32,20^\circ$$

**Epaisseur de la paillasse :**

$$e \geq \frac{Lx}{20}$$

$$e \geq \frac{140}{20}$$

$e \geq 7 \text{ cm}$  On prend :  $e = 15 \text{ cm}$ .

**II.5. Évaluation des charges et surcharges :**

Terrasse inaccessible

	Eléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillons	20	0,05	1,0
2	Etanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,10	2,2
4	Dalle en CC (16+4)	14	0,2	2,85
5	Isolation thermique	4	0,04	0,16
6	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
	<b>G= 6,69 KN/m<sup>2</sup></b>			
	<b>Q= 1,0 KN/m<sup>2</sup></b>			

Tableau II.1 : évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible .

**Plancher des étages courants**

	Eléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Charges KN/m <sup>2</sup>
1	Cloisons	10	0,1	1,00
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Corps creux	14	0,2	2,85
6	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
	<b>G= 5,21 KN/m<sup>2</sup></b>			
	<b>Q= 1,5 KN/m<sup>2</sup></b>			

Tableau II.2. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.

## Dalle pleine terrasse inaccessible

	Eléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Charges KN/m <sup>2</sup>
1	Gravions roulé de protection	20	0,05	1,0
2	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3	Isolation thermique	4	0,04	0,16
4	Forme de pente	22	0,10	2,2
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
6	Dalle pleine	25	0,12	3,0
	G= 6,68KN/m <sup>2</sup>			
	Q= 1,5 KN/m <sup>2</sup>			

Tableau II.3 : évaluation des charges sur dalle pleine terrasse inaccessible.

## Dalle pleine de balcon

	Eléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Charges KN/m <sup>2</sup>
1	Revêtement en carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Couche de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle pleine	25	0,12	3,0
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,2
	G=4,36 KN/m <sup>2</sup>			
	Q= 3,5KN/m <sup>2</sup>			

Tableau II.4 : évaluation des charges sur dalle pleine de balcon.

## Palier :

	Eléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur	Charges KN/m <sup>2</sup>
1	Revêtement en carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Dalle pleine en béton	25	0,15	3,75
4	Enduit de mortier de ciment	18	0,02	0,36
5	Lier le sable	18	0,02	0,36
	G=5.31 KN/m <sup>2</sup>			
	Q= 2,5 KN/m <sup>2</sup>			

Tableau. II.5 : Évaluation des charges du palier.

Volée :

	Eléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur	Charges KN/m <sup>2</sup>
1	La paillese (e= 15)	25	$\frac{0,15}{\cos 32,2}=0,177$	<b>4,425</b>
2	marche	22	$\frac{h}{2}=0,085$	<b>1,87</b>
3	Carrelage horizontale	20	0,02	<b>0,4</b>
4	Mortier de pose horizontale	20	0,02	<b>0,4</b>
5	Carrelage verticale	20	$0,02\frac{h}{2}=0,011$	<b>0,22</b>
6	Mortier de pose	20	0,011	<b>0,22</b>
7	Enduit en mortier de ciment	18	$\frac{0,2}{\cos 32,2}=0,024$	<b>0,48</b>
	<b>G=8,015KN/m<sup>2</sup></b>			
	<b>Q= 2,5 KN/m<sup>2</sup></b>			

Tableau.6 : Évaluation des charges de la volée.

## II.6. Les voiles :

D'après le RPA 99 version 2003, les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4.e$ ) 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  $h_e$ .

Épaisseur du voile :

$$e \geq 15 \text{ cm, article 7.7.1 du RPA 99 / 2003}$$

$$e = (h) = h_e / 20$$

$$h_e = (3.06 - 0.45) = 2.61$$

$$h_e / 20 = 2.61 / 20 = 0.13 \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

On prend **e = 15 cm.**



## II.7 Les poteaux

### II.7.1. descente de charge :

On va effectuer la descente de charge pour le poteau le plus sollicitée (souvent celui qui a la plus grande surface afférente et les surcharges). Pour notre cas, on va effectuer la descente de charge pour les poteaux : E-5 et G-5

#### II.7.1.1. Poteau G -5 :

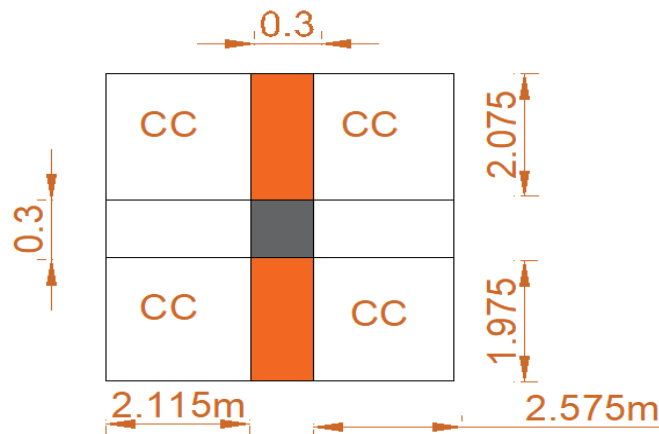


Figure II.9. Surfaces afférentes du poteau <<G -5>>.

#### Surface afférente :

$$S_1 = 2,075 \times 2,575 = 5,343 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2,075 \times 2,115 = 4,388 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,975 \times 2,575 = 5,085 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,975 \times 1,4 = 2,765 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{affG}} = \sum S_i = 18,994 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{affQ}} = 18,9945 + 0,3(2,075 + 1,975 + 2,115 + 2,575) = 21,61 \text{ m}^2$$

#### Les poids :

$$\diamond G_{\text{Terrasse}} : 18,994 \times 6,69 = 127,073 \text{ KN}$$

$$\diamond G_{\text{plancher}} = G_{\text{cc}} \times S_{\text{affG}} = 5,21 \times 18,9945 = 98,9945$$

$$\diamond Q_{\text{plancher}} = G_{\text{cc}} \times S_{\text{affQ}} = 1 \times 21,61 = 21,61$$

$$\diamond Q_{\text{Terrasse}} : 21,61 \times 1,5 = 32,415 \text{ KN}$$

#### \diamond Poutres :

$$\text{Poutres principales} : 25 \times 0,3 \times 0,4 \times 4,69 = 14,07 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres secondaires} : 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 4,05 = 10,63 \text{ KN}$$

$$\text{Totale} : 10,63 + 14,07 = 24,7 \text{ KN}$$

$G_p = 24,7 \text{ KN}$

Poteaux (7 étage) :  $25 \times 0,3 \times 0,3 \times 3,06 = 6,885 \text{ KN}$

❖ Poteaux (5,6 étage) :  $25 \times 0,3 \times 0,35 \times 3,06 = 8,032 \text{ KN}$

❖ Poteaux (3,4étage) :  $25 \times 0,35 \times 0,35 \times 3,06 = 9,371 \text{ KN}$

❖ Poteaux (1,2étage) :  $25 \times 0,35 \times 0,4 \times 3,06 = 10,71 \text{ KN}$

❖ Poteaux (RDC,sous sol ) :  $25 \times 0,4 \times 0,4 \times 3,06 = 12,24$

Les surcharges d’exploitation reprisent par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le DTR comme suit :

Sous la terrasse :  $Q_0$

Sous le 8éme étage :  $Q_0 + Q_1$

Sous le 7éme étage :  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 6éme étage :  $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 5éme étage :  $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 4éme étage :  $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour  $n \geq 5$ ) :  $Q_0 + (3 + n)/(2 * n) \sum_{i=1}^n Q_i$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Niv	Eléments	G(KN)	G <sub>cum</sub>	Q <sub>cum</sub> (KN)
N <sub>7</sub>	Plancher terrasse	127,073	158,659	Q <sub>0</sub> = 21,61
	Poteaux	6,885		
	Poutres	24,701		
N <sub>6</sub>	Plancher CC	98,96	290,352	Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub> = 54,025
	Poteaux	8,032		
	Poutres	24,701		
N <sub>5</sub>	Plancher	98,96	422,045	Q <sub>0</sub> +0,95(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> ) = 83,198
	poteaux	8,032		
	Poutres	24,701		
N <sub>4</sub>	Plancher CC	98,96	555,077	Q <sub>0</sub> +0,9(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> ) = 109,13
	Poteaux	9,371		
	Poutres	24,701		
N <sub>3</sub>	Plancher CC	98,96	688,109	Q <sub>0</sub> +0,85(Q <sub>1</sub> x 4)
	Poteaux	9,371		

	Poutres	24,701		= 131,821
N <sub>2</sub>	Plancher CC	98,96	822,48	Q <sub>0</sub> +0,8(Q <sub>1</sub> x 5) = 151,27
	Poteaux	10,71		
	Poutres	24,701		
N <sub>1</sub>	Plancher CC	98,96	956,851	Q <sub>0</sub> + 0,75(Q <sub>1</sub> x 6) = 167,477
	Poteaux	10,71		
	Poutres	24,701		
RDC	Plancher CC	98,96	1092,752	Q <sub>0</sub> + 0,71(Q <sub>1</sub> x 7) = 182,712
	Poteaux	12,24		
	Poutres	24,701		
Sous sol	Plancher	98,96	1228,653	Q <sub>0</sub> + 0,687(Q <sub>1</sub> x 8) = 199,763
	Poteaux	12,24		
	Poutres	24,701		

Tableau II.7. Résultats de la descente de charge du poteau.

Nu = 1958.33 KN

II.7.1.2.Poteaux E-5

Surface afférente :

$$S_{cc} = (1.625 \times 2.075) \times 2 = 6.952 \text{ m}^2$$

$$S_{aff Q} = S_{aff G} + 0.3 ( 2 \times 1.625 + 2.075 )$$

$$= 8.579 \text{ m}^2$$

$$S_{aff volée} = 1.3 \times 2.475 + 0.675 \times 1.175$$

$$= 4.011 \text{ m}^2$$

$$S_{aff palier} = 1.3 \times 1.175 = 1.527 \text{ m}^2$$

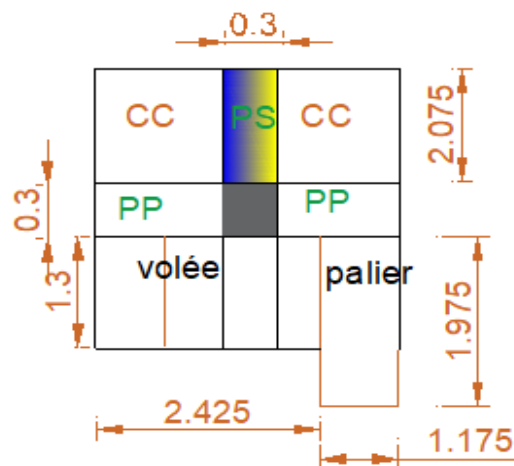


Figure II.10. Surfaces afférentes du poteau <<E -5>>.

Nu = 1618.155 KN

Le poteau G-5 c'est le plus sollicité

Vérification du poteau G-5 :

Remarque : Selon le CBA 93, L'effet normale ultime Nu doit être majoré de 10 % c'est-à-dire

$$Nu^* = 1,10 Nu.$$

Critère de résistance :

$$\sigma_b = N_u^* / B \leq \sigma_b = f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

Avec B : la section du poteau.

Critère de résistance						
Niveau		Sous-sol RDC	1 <sup>re</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage	5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage	7 <sup>eme</sup> étage
Efforts (KN)	Nu	1958,326	1542,964	1126,679	694,558	246,605
	Nu*	2154,158	1697,26	1239,346	764,013	271,265
	Ns	1428,416	1124,328	819,93	505,243	180,269
b1*h1 calculée (m2)		0.158	0.125	0.091	0.056	0.02
Section choisit (cm2)		40*40	40*35	35*35	30*35	30*30
Vérification du flambement						
$\lambda$		18,626	18,626	21,208	21,208	24,621
$\alpha$		0,805	0,804	0,792	0,792	0,773
Br (m <sup>2</sup> )		0,1444	0,1254	0,1089	0,0924	0,0784
Nadm		3633.264	2204.35	1897.196	1609.742	1333.075
Nu*		2252.075	1697.26	1239.347	714.514	271.265
Obs		Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Condition de coffrage						
Min(b1*h1) ≥ 25cm		40	35	35	30	30
Min(b1*h1) ≥ he/20=19.8 Cm		40	35	35	30	30
1/4 < b1/h1 < 4		1	0.875	1	0.857	1
Obs		Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau II.8 : Vérification de la résistance (compression simple).

Critere de stailité de forme :

$$B_r \text{ opté} \geq B_r \text{ calculé} = N_{ul} = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad (\text{CBA 93(Article B.8.4.1)})$$

- $\lambda = l_f / i_{\min}$
- $i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0.115\text{m}$
- $B_r \text{ opté} = (b - 2)(h - 2) \text{ cm}^2$  : section réduite du poteau.
- $\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 (\lambda/35)^2)$
- $l_f = l_0 \times 0,7$  Longueur de flambement.
- $l_0 = h$  : la hauteur libre de l'étage.

Niveau	Nu*	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>f</sub> (m)	λ	α	B <sub>ropté</sub> (m <sup>2</sup> )	Obs
N <sub>7</sub>	271,265	2.61	1.83	24,621	0,773	0,0784	Vérifié
N <sub>5</sub> et N <sub>6</sub>	694,558	2.61	1.83	21,208	0,792	0,0924	Vérifié
N <sub>4</sub> et N <sub>3</sub>	1126,679	2.61	1.83	21,208	0,792	0,1089	Vérifié
N <sub>1</sub> et N <sub>2</sub>	1542,964	2.61	1.83	18,626	0,804	0,1254	Vérifié
Sous sol et RDC	1958,326	2.61	1.83	18,626	0,805	0,1444	Vérifié

**Tableau II.9 : Vérification de stabilité de forme.**

## II.8. Conclusion :

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

- Poutres principales : 30\*40 cm<sup>2</sup>
- Poutres secondaires : 30\*35 cm<sup>2</sup>
- Poteaux du RDC, sous-sol :40\*40 cm<sup>2</sup>
- Poteaux des étages 1 et 2 : 40\*35 cm<sup>2</sup> .
- Poteaux des étages 3 et 4 :35\*35 cm<sup>2</sup> .
- Poteaux des étages 5 et 6: 35\*30 cm<sup>2</sup> .
- Poteaux des étages 7 : 30\*30 cm<sup>2</sup>

## **Chapitre III : étude 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.

### III.2. LES POUTRELLES

Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues calculées comme une section en T soumises à la flexion simple. Pour estimer les efforts (effort tranchant, moment fléchissant) qui reviennent aux poutrelles, On utilise les deux méthodes suivantes : la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

#### III.2.1. LA METHODE FORFAITAIRE

##### a) Condition et vérification de la méthode forfaitaire

- Plancher à surcharge modérée terrasse  $Q \leq \min (2 \times G ; 5 \text{ KN/m}^2)$ .  
 $1,5 \leq \min (2 \times 6.69 ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 1,5 \leq 5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Vérifiée.}$
- Le rapport entre deux travées successives :  $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$
- FPN
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.

##### b) Exposé de la method

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie. Soit le coefficient  $\alpha$  tel que :

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

❖ Calcul des moments sur appuis :

$M_a = 0,6M_0$  Pour une poutre à 2 travées.

$M_a = 0,5M_0$  Pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de 2 travées.

$M_a = 0,4M_0$  Pour les autres appuis intermédiaire d'une poutre à plus de 3 travées.

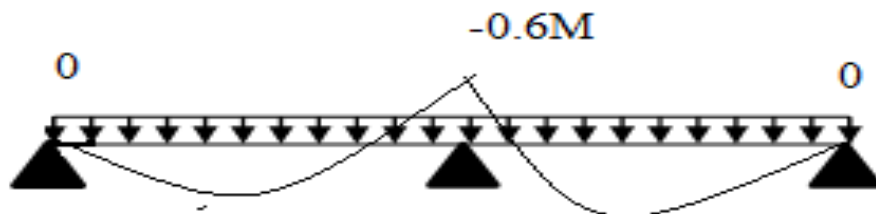


Figure III.1 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.

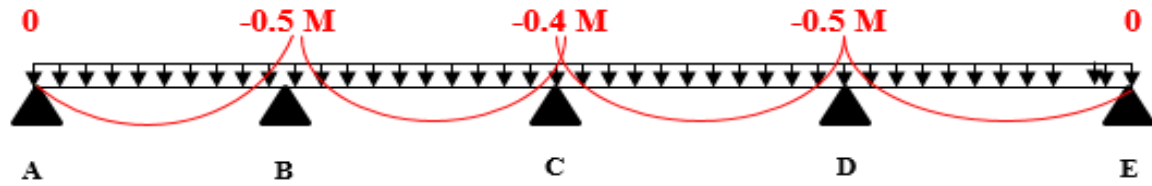


Figure III.2 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.

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

Calcul des moments en travées

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

(1) :  $M_t + (|M_d| + |M_g|) / 2 \geq \max (1 + 0,3 \alpha) M_0$  et  $1,05 M_0$

(2) :  $M_t \geq ((1,2 + 0,3 \alpha) / 2) \cdot M_0$ .....Pour une travée de rive.  $M_t \geq ((1 + 0,3 \alpha) / 2) \cdot M_0$ .....Pour une travée intermédiaire.

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

$M_g$  : Moment gauche ;  $M_d$  : moment droite.

$M_0$  : Moment isostatique de la travée considéré.

**Calcul des efforts tranchant**

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$V = V_0 = ql/2$  Sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives où :

$1,15 V_0$ .....Pour une poutre à deux travées.

$1,10 V_0$ .....Pour une poutre à plusieurs travées

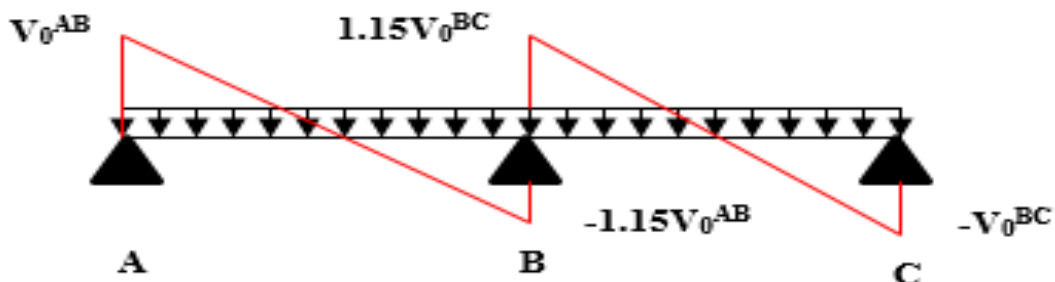


Figure.III.3 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.



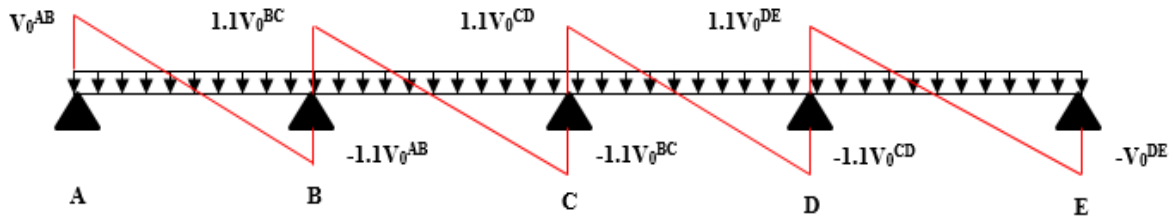


Figure.III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.

III.2.2. LES TYPES DES POUTRELLES :

Dans notre projet on a cinq types de poutrelles :

Type	Schémas statiques des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	

Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles dans le plancher.

**Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

- Plancher étage courant :  $G=5,21 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q=1,5\text{KN/m}^2$ .

ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times l_0$$

$$q_u = (1,35 \times 5,21 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65$$

$$q_u = 6,034 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = (G + Q) \times l_0$$

$$q_s = (5,21 + 1,5) \times 0,65$$

$$q_s = 4,361 \text{ KN/ml}$$

- Plancher terrasse inaccessible :  $G = 6,69 \text{ KN/ml}$  ;  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times l_0 ; \quad q_u = (1,35 \times 6,69 + 1,5 \times 1) \times 0,65$$

$$q_u = 6,845 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = (G + Q) \times l_0$$

$$q_s = (6,69 + 1) \times 0,65$$

$$q_s = 4,998 \text{ KN/ml.}$$

NATURE	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU	ELS
			qu(KN/ml)	qs (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,69	1	6,845	4,998
Habitation	5,21	1,5	6,034	4,361

**Tableau III.2 : Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions.**

- Vérification des conditions de BAEL:

1ere condition :

Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6,69 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \leq \text{Min} (2 \times 6.69, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Plancher étage courant :

$$G = 5,21 \text{ KN /m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Min} (2 \times 5.21, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

2ème condition :

$$0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1.25$$

$$\text{Type 1 : } \frac{L_i}{L_{i+1}} = 3.98/4.25 = 0.93 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = 3.3/3.98 = 0.83 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = 3.98/4.25 = 0.93 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = 4.25/4.45 = 0.95 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Type 2 : } \frac{L_i}{L_{i+1}} = 3.88/3.30 = 1.19 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

La condition de la méthode forfaitaire vérifiée dans les types 1, 2, 3,4 et 5.

CALCUL DES MOMENTS ISOSTATIQUE :

- **TYPE 05 :**

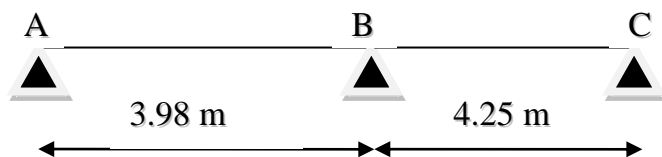


Figure III.5.Schéma statique de la poutre

TERRASSE INACCESSIBLE

➤ À L'ELU :

$M_0$  : Moment isostatique

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$$

$$M_{AB}^0 = \frac{6,845 \times 3,98^2}{8} = 13,553 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^0 = \frac{6,845 \times 4,25^2}{8} = 15,454 \text{ KN.m}$$

À l'ELS:

$$M_{AB}^0 = \frac{4,998 \times 3,98^2}{8} = 9,986 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^0 = \frac{4,998 \times 4,25^2}{8} = 11,21 \text{ KN.m}$$

Etage courant

➤ À l'ELU:

$$M_{AB}^0 = \frac{6,034 \times 3,98^2}{8} = 11,948 \text{ KN.M}$$

$$M_{BC}^0 = \frac{6,034 \times 4,25^2}{8} = 13,624 \text{ KN.M}$$

➤ À l'ELS:

$$M_{AB}^0 = \frac{4,361 \times 3,98^2}{8} = 8,635 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^0 = \frac{4,361 \times 4,25^2}{8} = 9,846 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

TERRASSE INACCESSIBLE

$$\alpha = \frac{1}{6.69+1} = 0.13$$

$$- 1+0.3\alpha = 1.039$$

$$- 1.2+0.3\alpha = 1.239$$

Etage courant

$$\alpha = \frac{1.5}{5.21+1.5} = 0.223$$

$$- 1+0.3\alpha = 1.067$$

$$- 1.2+0.3\alpha = 1.267$$

• MOMENTS AUX APPUIS:

➤ APPUIS DE RIVE:

TERRASSE INACCESSIBLE

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $-0.15 \times M_0$

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}, \quad L = \max(L_{AB}, L_{BC}) = 3,80 \text{ m}$$

$$\text{ELU: } M_A^U = M_C^U = -0.15 * 15.455 = -2.318 \text{ KN. m}$$

$$\text{ELS: } M_A^S = M_C^S = -0.15 * 11.284 = -1.693 \text{ KN. m}$$

- Etage courant

$$M_A = M_C = 0$$

$$\text{ELU: } M_A^U = M_C^U = -0.15 * 13.624 = -2.044 \text{ KN. m}$$

$$\text{ELS: } M_A^S = M_C^S = -0.15 * 9.846 = -1.477 \text{ KN. m}$$

➤ APPUIS INTERMEDIAIRES:

- TERRASSE INACCESSIBLE

$$\text{ELU: } M_B^U = -0.6 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,6 \times 15,455 = -9.273 \text{ kN.m}$$

$$\text{ELS: } M_B^S = -0.6 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,6 \times 11.284 = -6.770 \text{ kN.m}$$

- Etage courant

$$\text{ELU: } M_B^U = -0.6 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,6 \times 13.624 = -8.174 \text{ kN.m}$$

$$\text{ELS: } M_B^S = -0.6 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,6 \times 9.846 = -5.908 \text{ kN.m}$$

➤ MOMENTS EN TRAVEES:

Chaque travée est calculée indépendamment, le moment max en travée est déterminé par les deux conditions :

Travée(AB):

- Terrasse inaccessible

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

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.239}{2}M_0^1$$

$$M_t^{AB} \geq 0.619 M_0^1$$

➤ ELU:

$$M_t^{AB} \geq 1.05 M_0^1 - \frac{|MB|}{2} = 1.05 * 13.553 - \frac{9.23}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 9.594 \text{ kN.m}$$

.....1

$$M_t^{AB} \geq 0.619 M_0^1 = 0.619 * 13.553$$

$$M_t^{AB} \geq 8.389 \text{ kN.m} \dots\dots\dots 2$$

$$M_t^{AB} = \max(1,2)$$

Donc :  $M_t = 9.594 \text{ kN.m}$

➤ ELS:

$$M_T^{AB} \geq 1.05 M_0^1 - \frac{|MB|}{2} = 1.05 * 9.896 - \frac{6.77}{2} =$$

$$7.006 \text{ kN.m} \dots\dots\dots 1$$

$$M_t^{AB} \geq 0.619 M_0^1 = 0.619 * 9.896 = 6.126 \text{ kN.m} \dots\dots\dots 2$$

$$M_t^{AB} = \max(1,2)$$

Donc :  $M_t^{AB} = 7.006 \text{ kN.m}$

- Etage courant

➤ ELU:

$$M_T^{AB} \geq 1.05 M_0^1 - \frac{|MB|}{2} = 1.05 * 11.948 - \frac{8.174}{2} = 8.458$$

$$\text{kN.m} \dots\dots\dots 1$$

$$M_T^{AB} \geq 0.619 M_0^1 = 0.619 * 11.948 = 7.563 \text{ kN.m} \dots\dots\dots 2$$

$$M_t^{AB} = \max(1,2)$$

DONC :  $M_T^{AB} = 8.458 \text{ kN.m}$

➤ ELS:

$$M_t^{AB} \geq 1.05 M_0^1 - \frac{|MB|}{2} = 1.05 * 8.635 - \frac{5.908}{2} =$$

$$6.113 \text{ kN.m} \dots\dots\dots 1$$

$$M_t^{AB} \geq 0.633 M_0^1 = 0.633 * 8.635 = 5.466$$

$$\text{kN.m} \dots\dots\dots 2$$

$$M_t^{AB} = \max(1,2)$$

Donc :  $M_t^{AB} = 6.113 \text{ kN.m}$

➤ ELU:

$$M_t^{BC} \geq 1.05 M_0^2 - \frac{|MB|}{2} = 1.05 * 15.455 - \frac{9.273}{2}$$

$= 11.591 \text{ kN.m}$ .....1

$$M_t^{BC} \geq 0.619 M_0^2 = 0.619 * 15.455 =$$

$9.567 \text{ kN.m}$ .....2

$$M_t^{BC} = \max(1,2)$$

DONC :  $M_T^{BC} = 11.591 \text{ kN.m}$

➤ ELS:

$$M_t^{BC} \geq 1.05 M_0^2 - \frac{|MB|}{2} = 1.05 * 11.234 - \frac{6.77}{2} =$$

$8.463 \text{ kN.m}$ .....1

$$M_t^{BC} \geq 0.619 M_0^2 = 0.633 * 11.234 = 6.985$$

$\text{kN.m}$ .....2

$$M_t^{BC} = \max(1,2)$$

DONC :  $M_T^{BC} = 8.463 \text{ kN.m}$

- Etage courant

➤ ELU:

$$M_T^{BC} \geq 1.05 M_0^2 - \frac{|MB|}{2} = 1.05 * 13.624 - \frac{8.174}{2} = 10.21 \text{ kN.m}$$

.....1

$$M_T^{BC} \geq 0.633 M_0^2 = 0.633 * 13.624 = 8.624 \text{ kN.m}$$

.....2

$$M_t^{BC} = \max(1,2)$$

DONC :  $M_T^{BC} = 10.21 \text{ kN.m}$

➤ ELS:

$$M_T^{BC} \geq 1.05 M_0^2 - \frac{|MB|}{2} = 1.05 * 9.846 - \frac{5.908}{2} = 7.384 \text{ kN.m} \dots\dots\dots 1$$

$$M_T^{BC} \geq 0.633 M_0^2 = 0.633 * 9.846 = 6.232 \text{ kN.m} \dots\dots\dots 2$$

$$M_T^{BC} = \max(1,2)$$

DONC :  $M_T^{BC} = 7.384 \text{ kN.m}$

**III.2.3. EVALUATION DES EFFORTS TRANCHANTS:**

L'effort tranchant isostatique à l'ELU :

$$V_0 = \frac{P_U \times L}{2}$$

TERRASSE INACCESSIBLE :

Travée(AB) :

$$V_0^{AB} = \frac{6,845 \times 3,98}{2} = 13,622 \text{ KN}$$

$$V_0^{AB} = V_A = 13,622 \text{ KN}$$

$$V_B = -1,15 * V_0^{AB} = -1,15 \times 13,622 = -15.665$$

Travée(BC) :

$$V_B = \frac{6,845 \times 4,25}{2} = 14,546 \text{ KN}$$

$$V_B = -1,15 \times V_0^{BC} = -1,15 \times 14,546 = 17.878 \text{ KN}$$

$$V_C = - V_0^{BC} = - 14,546 \text{ KN}$$

Etage courant :

Travée(AB) :

$$V_0^{AB} = \frac{6,034 \times 3,98}{2} = 12.008 \text{ KN}$$

$$V_0^{AB} = V_A = 12.008 \text{ KN}$$

$$V_B = -1,15 * V_0^{AB} = -1,15 \times 12.008 = -13.809 \text{ KN}$$

Travée(BC) :

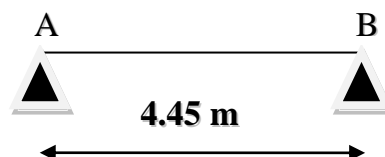
$$V_B = \frac{6,034 \times 4,25}{2} = 12.822 \text{ KN}$$

$$V_B = -1,15 \times V_0^{BC} = -1,15 \times 12.822 = 14.745$$

$$V_C = - V_0^{BC} = - 12.822 \text{ KN}$$

❖ **Type 03**

Calcule RDM





$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Figure III.6.Schéma statique de la poutre

Moment en travée

TERRASSE INACCESSIBLE:

$$q_u = 6.845 \text{ KN/m} \quad q_s = 4.998 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELU: } M_0 = q_u \cdot l^2 / 8 = 6.845 * (4.45)^2 / 8 = 16.943 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_0 = q_s \cdot l^2 / 8 = 4.998 * (4.45)^2 / 8 = 12.372 \text{ KN.m}$$

Etage courant:

$$q_u = 6.034 \text{ kn/m} \quad q_s = 4.361 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELU: } M_0 = q_u \cdot l^2 / 8 = 6.034 * (4.45)^2 / 8 = 14.936 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_0 = q_s \cdot l^2 / 8 = 4.361 * (4.45)^2 / 8 = 10.795 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis

$$M_A = M_B = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $-0.15 \times M_0$

TERRASSE INACCESSIBLE :

$$\text{ELU: } M_A^U = M_B^U = -0.15 * 16.943 = 2.541 \text{ KN. m}$$

$$\text{ELS: } M_A^S = M_B^S = -0.15 * 13.372 = -1.856 \text{ KN. m}$$

Etage courant

$$\text{ELU: } M_A^U = M_B^U = -0.15 * 14.936 = -2.24 \text{ KN. m}$$

$$\text{ELS: } M_A^S = M_B^S = -0.15 * 10.795 = -1.619 \text{ KN. M}$$

Effort tranchant

$$V_A = ql/2$$

$$V_B = -ql/2$$

TERRASSE INACCESSIBLE :  $QU = 6.845 \text{ KN/M}$

$$V_A = ql/2 = \frac{6.845 * 4.45}{2} = 15.320 \text{ KN}$$

$$V_B = -ql/2 = -\frac{6.845 * 4.45}{2} = -15.320 \text{ KN}$$

Etage courant:  $q_u = 6.034 \text{ kn/m}$

$$V_A = ql/2 = \frac{6.034 \cdot 4.45}{2} = 13.426 \text{ KN} \quad V_B = -ql/2 = -\frac{6.034 \cdot 4.45}{2} = -13.426 \text{ KN}$$

TYPE 01:

TERRASSE INACCESSIBLE:

Travée	L (m)	$q_u$ (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
A-B	3.33	6.845	9.31	-2.541	-6.777	6.395	11.29	- 12.4
B-C	3.98	6.845	13.55	-6.777	-6.182	7.751	14.98	-13.62
C-D	4.25	6.845	15.45	-6.182	-8.472	8.901	14.54	-16.00
D-E	4.45	6.845	16.94	-8.472	-2.543	13.55	-16.75	-15.23

**Tableau III.3.les sollicitations de type 1 en Terrasse inaccessible à l'ELU.**

Travée	L (m)	$q_s$ (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	3.30	4.998	6.804	-1.856	-4.948	4.67
B-C	3.98	4.998	9.896	-4.948	-4.514	5.66
C-D	4.25	4.998	11.285	-4.814	-6.186	6.499
D-E	4.45	4.998	12.372	-6.186	-1.856	9.898

**Tableau III.4.les sollicitation de type 1 en Terrasse inaccessible a l'ELS**

ÉTAGE COURANT

Travée	L(m)	$q_u$ (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg KN	Vd KN
A-B	3.30	6.034	8.214	-2.240	-5.974	5.779	9.956	-10.952
B-C	3.98	6.034	11.948	-5.974	-5.450	7.039	13.208	-12.007
C-D	4.25	6.034	13.624	-5.450	-7.468	8.081	12.882	-14.104
D-E	4.45	6.034	14.936	-7.468	-2.240	12.206	14.769	-13.426

**Tableau III.5.les sollicitations de type 1 en Étage courant à l'ELU.**

Travée	L (m)	qs (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	3.30	4.361	5.936	-1.619	-4.318	4.176
B-C	3.98	4.361	8.635	-4.318	-3.938	5.087
C-D	4.45	4.361	9.846	-3.938	-5.398	5.84
D-E	4.45	4.361	10.795	-5.398	-1.619	8.821

**Tableau III.6. Les sollicitations de type 1 en Étage courant a l'ELS.**

**Type 2:**

**Terrasse inaccessible**

Travée	L (m)	qu (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg KN	Vd KN
A-B	3.88	6.845	12.881	-2.541	-6.441	0.305	13.279	-14.603
B-C	3.30	6.845	9.318	-6.441	-5.421	4.841	12.424	-11.29
C-D	3.98	6.845	13.553	-5.421	-6.182	8.429	13.621	-14.93
D-E	4.25	6.845	15.455	-6.182	-8.472	8.901	16.000	-14.54
E-F	4.45	6.845	16.944	-8.472	-2.541	13.555	16.753	-15.23

**Tableau III.7.les sollicitations de type 2 en Terrasse inaccessible à l'ELU.**

Travée	L (m)	qs (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	3.88	4.998	9.405	-1.856	-4.703	7.524
B-C	3.31	4.998	6.804	-4.703	-3.958	3.535
C-D	3.98	4.998	9.896	-3.958	-4.514	6.155
D-E	4.25	4.998	11.285	-4.514	-6.186	6.499
E-F	4.45	4.998	12.372	-6.086	-1.856	9.898

**Tableau III.8.les sollicitations de type 2 en Terrasse inaccessible à l'ELS.**

**Étage courant:**

Travée	L (m)	qu (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
A-B	3.88	6.034	11.355	-2.240	-5.678	9.879	11.706	-12.879
B-C	3.31	6.034	8.214	-5.677	-4.779	4.383	10.952	-9.954
C-D	3.98	6.034	11.948	-4.779	-5.45	7.636	12.008	-13.23
D-E	4.25	6.034	13.624	-5.45	-7.468	8.081	14.104	-12.822
E-F	4.45	6.034	14.936	-7.488	-2.240	12.206	14.768	-13.426

**Tableau III.9.les sollicitations de type 2 en Étage courant a l'ELU.**

Travée	L (m)	qs (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	3.88	4.361	8.207	-1.619	-4.104	6.707
B-C	3.30	4.361	5.936	-4.104	-3.454	3.167
C-D	3.98	4.361	8.635	-3.454	-3.938	5.519
D-E	4.25	4.361	9.846	-3.938	-5.398	5.84
E-F	4.45	4.361	10.795	-5.398	-1.619	8.821

**Tableau III.10.les sollicitations de type 2 en Étage courant a l'ELS.**

**Type 3**

**Terrasse inaccessible**

Travée	L m	qu (KN/m )	M0 (KN.m )	Mg (KN.m )	Md (KN.m)	Mt (KN.m )	Vg KN	Vd KN
A-B	45	6.845	16.944	-2.541	-2.541	16.944	15.230	-15.23

**Tableau III.11.les sollicitations de type3 en Terrasse inaccessible a l'ELU.**

Travée	L (m)	Qs (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	4.45	4.998	12.372	-1.856	-1.856	12.372

**Tableau III.12.les sollicitations de type3 en Terrasse inaccessible à l'ELS.**

**Étage courant:**

Travée	L(m)	qu (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
A-B	4.45	6.034	14.936	-2.240	-2.240	14.976	13.426	-13.42

**Tableau III.13.les sollicitations de type 3 en Étage courant à l'ELU.**

Travée	L (m)	qs (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	4.45	4.361	10.795	-1.619	-1.619	10.795

**Tableau III.14.les sollicitations de type 3 en Étage courant a l'ELS.**

**Type 4:**

**Terrasse inaccessible :**

Travée	L (m)	Qu (KN/m )	M0 (KN.m)	Mg (KN.m )	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg KN	Vd KN
A-B	3.98	6.845	13.553	-2.033	-2.033	13.553	13.622	-13.622

**Tableau III.15.les sollicitations de type4 en Terrasse inaccessible à l'ELU.**

Travée	L (m)	qu (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	3.98	4.998	9.896	-1.484	-1.484	9.896

**Tableau III.16.les sollicitations de type4 en Terrasse inaccessible à l'ELS.**

**Etage courant:**

Travée	L (m)	qu (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg KN	Vd KN
A-B	3.98	6.034	11.948	-1.792	-1.792	11.948	12.008	-12.008

**Tableau III.17.les sollicitations de type4 en Etage courant à l'ELU.**

Travée	L (m)	qs (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	3.98	4.361	8.635	-1.295	-1.295	8.635

**Tableau III.18.les sollicitations de type 4 en Étage courant à l'ELS**

**Type 5**

**Terrasse inaccessible :**

Travée	L (m)	qu (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg KN	Vd KN
A-B	3.98	6.845	13.553	-2.318	-9.273	9.594	13.621	-15.665
B-C	4.25	6.845	15.455	-9.273	-2.318	11.591	16.727	-14.54

**Tableau III.19.les sollicitations de type 5 en Terrasse inaccessible à l'ELU.**

Travée	L (m)	qu (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	3.98	4.998	9.896	-1.693	-6.770	7.005
B-C	4.25	4.998	11.285	-6.770	-1.693	8.464

**Tableau III.20. Les sollicitations de type 5 en terrasse inaccessible à l'ELS.**

**Étage courant :**

Travée	L (m)	qu (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg KN	Vd KN
A-B	3.98	6.034	11.948	-2.044	-8.174	8.664	12.008	-13.80
B-C	4.25	6.034	13.624	-8.174	-2.044	10.453	14.746	-12.84

**Tableau III.21. Les sollicitations de type 5 en étage courant à l'ELU.**

Travée	L (m)	qu (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	3.98	4.361	8.635	-1.477	-5.908	6.261
B-C	4.25	4.361	9.846	-5.908	-1.447	7.554

**Tableau III.22. Les sollicitations de type 5 en étage courant à l'ELS.**

### III.2.4. FERRAILLAGE DES POUTRELLES

#### III.2.4.1. FERRAILLAGE LONGITUDINAL

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales

➤ **LES SOLLICITATIONS MAX**

Exemple de calcul Terrasse inaccessible:

Types	ELU				ELS		
	$M_t^{max}$ (KN.m)	$M_a^{int}$ (KN.m)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$V^{max}$ (KN)	$M_t^{max}$ (KN.m)	$M_a^{int}$ (KN.m)	$M_a^{rive}$ (KN.m)
Terrasse inaccessible	16.944	-9.273	-2.541	16.753	12.372	-6.77	-1.856
étage courant	14.936	-8.174	-2.240	14.769	10.795	-5.908	-1.619

Tableau III.23.les sollicitations max pour le ferrailage.

En travée :

$$M_t = 16.944 \text{ KN. m}$$

$$M_a^{\text{int}} = -9.273 \text{ KN. m}$$

$$M_a^1 = -2.541 \text{ KN. m}$$

$$V = 16.753 \text{ KN}$$

Moment équilibré par la table :

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

$$M_{tu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 (0,18 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 59.072 \text{ KN. m} > M_t \quad \text{Section rectangulaire } b \times h$$

$$\bullet \quad \mu_{bu} = Mu / (b d^2 f_{bu}) \quad ; \quad f_{bu} = 0,85 \times f_{c28} / (\theta \times 1,5)$$

$$\mu_{bu} = 16.944 \times 10^{-3} / (0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2)$$

$$\mu_{bu} = 0,0566 < 0,186 \quad \rightarrow \text{Pivot A } (f_{st} = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa})$$

$$\mu_{bu} < 0,392 \quad \rightarrow A' = 0$$

$$\bullet \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2\mu_{bu})}) \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,0566)})$$

$$\alpha = 0,073$$

$$\bullet \quad z = d(1 - 0,4\alpha) \quad z = 0,18(1 - 0,4(0,07))$$

$$z = 0,175$$

$$\bullet \quad A_t = Mu / (z \times f_{st}) \quad A_t = 16.944 \times 10^{-3} / (0,175 \times 348)$$

$$A_t = 2.78 \text{ cm}^2$$



- $A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$   
 $A_{\min} = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1 / 400$

$$A_{\min} = 1,413 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

**Appui intermédiaire** : calcul d'une section  $b_0 \times h$

$$M_A^{\text{int}} = -9.273 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = Mu / (b d^2 f_{bu}) \quad ; \quad f_{bu} = 0,85 \times f_{c28} / (\theta \times 1,5)$$

$$\mu_{bu} = 9.273 \times 10^{-3} / (0,10 \times (0,18)^2 \times 14,2) = 0.201$$

$$\mu_{bu} = 0,201 < 0,186 \quad \rightarrow \text{Pivot B (} f_{st} = f_e / \gamma_s = 348 \text{MPa)}$$

$$\mu_{bu} = 0,201 < 0,396 \quad \rightarrow A' = 0$$

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2\mu_{bu})})$                        $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,201)})$   
 $\alpha = 0,283$

- $z = d(1 - 0,4\alpha)$                                        $z = 0,18(1 - 0,4(0,283))$   
 $z = 0,16$

- $A_t = Mu / (z \times f_{st})$                                        $A_t = 9.273 \times 10^{-3} / (0,16 \times 348)$   
 $A_t = 1,66 \text{ cm}^2$

- $A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$   
 $A_{\min} = 0,23 \times 10 \times 18 \times 2,1 / 400$   
 $A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2$

On ferraille avec 1HA12+1HA10 = 1,92cm<sup>2</sup>

**Appui de rive**:

$$M_A^{\text{rive}} = -2.541 \text{ KN.m}$$

- $\mu_{bu} = Mu / (b d^2 f_{bu})$                                       ;                       $f_{bu} = 0,85 \times f_{c28} / (\theta \times 1,5)$

$$\mu_{bu} = 2.541 \times 10^{-3} / (0,10 \times (0,18)^2 \times 14,2)$$

$$\mu_{bu} = 0,055 < 0,186 \quad \rightarrow \text{Pivot A (} f_{st} = f_e / \gamma_s = 348 \text{MPa)}$$

$$\mu_{bu} = 0,055 < 0,398 \quad \rightarrow A' = 0$$

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2\mu_{bu})})$                        $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,055)})$

$$\alpha = 0,071$$

- $z = d (1 - 0,4\alpha) \qquad z = 0,18 (1 - 0,4(0,071))$

$$z = 0,175$$

- $A_t = Mu / (z \times f_{st}) \qquad A_t = 2.541 \times 10^{-3} / (0,175 \times 348)$

$$A_t = 0,42 \text{ cm}^2$$

- $A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$

$$A_{\min} = 0,23 \times 10 \times 18 \times 2,1 / 400$$

$$A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec 1HA10 = 0,79 cm<sup>2</sup>

### III.2.4.2. VERIFICATION DES POUTRELLES A L'ELU

- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau = T/b*d = 16.753*10^{-3} / (0.1*0.18) = 0.93 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.2*fc28/\gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

#### - Ferrailage transversale

Le diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{1\min}; h/35; b/10) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Phi_t \leq \min (10; 200/35; 100/10) = 5.71 \text{ cm} \quad \text{Soit: } \Phi_t = 6 \text{ mm.}$$

On adopte a un étrier  $\Phi_6$

Donc la section d'armature transversale sera :

$$A_t = 2\Phi_6$$

- L'espacement

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

- 1)  $St \leq \min (0.9 d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm.}$

$$St \leq \min (0.9 * 18; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

- 2)  $St \leq A_t * f_e / (0.4 * b_0) = 0.57 * 10^{-4} * 400 / (0.4 * 0.1)$

$$St \leq 57 \text{ cm}$$

$$3) St \leq At \cdot 0.8 f_e / (b_0 \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28}))$$

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

$$St \leq 0.57 \cdot 10^{-4} \cdot 0.8 \cdot 400 / (10(0.93 - 0.3 \cdot 2.1))$$

$$St \leq 60.8 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } St = 15 \text{ cm}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement a la Junction table nervure:

$$\tau_\mu = \frac{b_1 \cdot V_u}{0.9 \cdot d \cdot b \cdot h_0} \leq \tau_\mu$$

$$\tau_\mu = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 5) \text{ MPa}$$

$$\tau_\mu = \min (0.2 \cdot 25 / 1.5 ; 5) \text{ MPa}$$

$$\tau_\mu = \min (3.33 ; 5) \text{ MPa}$$

$$\tau_\mu = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_\mu = \frac{0.275 \cdot 0.016753}{0.9 \cdot 0.18 \cdot 0.65 \cdot 0.04} = 1.094 \text{ MPa} \leq \tau_\mu = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition est vérifié.}$$

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

**Vérification des armatures longitudinales ( $A_l$ )**

➤ Au niveau de l'appui de rive

On doit vérifier que :  $A_l = \frac{V_u \cdot \gamma_s}{f_e}$

$$A_s = A_t + A_a = 3.39 + 0.5 = 3.89 \text{ cm}^2$$

$$A_l = \frac{V_u \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{0.016753 \cdot 1.15}{400} = 0.48 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_l$ .....c'est  
 vérifier

➤ **L'appui intermédiaire**

$$A_s = A_t + A_a = 3.39 + 1.92 = 5.31 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{Mu_{int}}{0.9d}) = \frac{1.15}{400} ( 16.753 - 3.273/( 0.9*0.18) ) = 1.72 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_l$  .....c'est  
 vérifier

Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire,

➤ **Vérification de l'effort tranchant dans le béton**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0.267*a*b_0*f_{t28}$

Avec :  $a_{\min} = 0.9d = 0.9*18 = 16.2 \text{ cm}$

$$V_u = 0.016 \text{ MN} \leq 0.267*0.162*0.1*25$$

$$a = \min ( 0.9d ; (40-h_0) ) = \min ( 0.9*18 ; (40-4) ) = \min ( 16.2 ; 36 )$$

$$a = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_u \leq 0.267*0.162 *0.1*25$$

$$V_u = 0.016 \text{ MN} \leq 0.108 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

**III.2.4.3. VERIFICATIONS A L'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Etat limite de compression de béton (Vérification des contraintes)
- Etat limite de déformation (évaluation de la flèche).

➤ Etat limite de compression de béton      On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} =$

$$\frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

**En travée**

*Position de l'axe neutre*

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91(L.III .3)}$$

$$H = 0.65 * 0.04^2 / 2 - 15 * 3.39 * 10^{-4} (0.18 - 0.04) = - 191.9$$

H<0 (alors l'axe neutre passe par la nervure => calcul d'une section en Té)

- *Position de l'axe neutre y*

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

$$5 y^2 + [(65 - 10) * 4 + 153.39] * y - [(65 - 10) * \frac{16}{2} + 15 * 3.39 * 18] = 0$$

$$5 y^2 + 270.85 y - 1355.3 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne y= 4,611cm

- Calcul de moment d'inertie I

$$I = (b * y^3) / 3 - (b - b_0) / 3 * (y - h_0)^3 + 15A * (d - y)^2$$

$$I = (65 - 4.61^3) / 3 - (65 - 10) / 3 * (4.61 - 4)^3 + 15 * 3.39 * (18 - 4)$$

$$I = 11235 \text{ cm}^4$$

- Les contraintes

$$\sigma = M_{ser} * Y / I = (12.372 * 10^{-3} * 4.611 * 10^{-2}) / 11235.572 * 10^{-8} = 5.077 \text{ MPA}$$

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

- **En appui intermédiaires**

$$M_{ser} = -6.77 \text{ KN.m}$$

$$H = (b_0 * h^2) / 2 * 15 * A (d - y) = \frac{10 * 400}{2} - 15 * 1.92 * (18 - 20) = 2000$$

=> calcul d'une section rectangulaire (b x h)

- Calcul de y et I

$$b_0 y^2 / 2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$5y^2 + 15 * 1.92 * y - 15 * 1.92 * 18 = 0$$

$$5y^2 + 28.8y - 518.4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 105.818 \quad \Rightarrow y = 7.7 \text{ cm}$$

$$I = b * y^3 / 3 + 15A (d - y)^2$$

$$I = (65 * 7.7^3) / 3 + 15 * 1.92 (18 - 7.7) \quad I = 12946.940 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = (6.77 \cdot 10^{-3} \cdot 7.7 \cdot 10^{-2}) / 12946.940 \cdot 10^{-8}$$

$$\sigma_{bc} = 4.026 \text{ MPA}$$

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

**III.2.4.4. ÉTAT LIMITE DE DEFORMATION :**

Tout élément fléchit 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

- $\frac{l}{22.5} \leq \frac{h}{l}$
- $\frac{Mts}{15 M} \leq \frac{h}{l}$
- $\frac{A}{b0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{fe}$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

Mt: Moment en travée

M0 : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{20}{445} = 0.045 > \frac{l}{22.5} = \frac{1}{22.5} = 0.044$ .....condition vérifié

-  $\frac{Mts}{15 M} = \frac{12.372}{15 \cdot 12.372} = 0.067 \leq \frac{h}{l} = \frac{20}{445} = 0.045$  .....condition non vérifiée

-  $\frac{A}{b0 \cdot d} = \frac{3.39}{10 \cdot 18} = 0.0188 \leq \frac{3.6}{fe} = \frac{3.6}{400} = 9 \cdot 10^{-3}$  .....condition non vérifiée

Donc on doit vérifier la flèche.

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

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

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots\dots\dots (2)$$

$$\Delta f \leq f_{adm} \quad ; \quad L < 5m \qquad f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{4.45}{500} = 8.9 \text{ mm}$$

$\Delta f$ : La flèche à calculer selon le [2] en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,).

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

- $M_{ser}^g = G * I_0 * l^2 / 8 = 6.69 * 0.65 * 4.45^2 / 8 = 10.764 \text{ KN.m}$
- $M_{ser}^j = J * I_0 * l^2 / 8 = 2.85 * 0.65 * 4.45^2 / 8 = 4.585 \text{ KN.m}$
- $M_{ser}^p = (G+Q) * I_0 * l^2 / 8 = (6.61+1) * 0.65 * 4.45^2 / 8 = 12.0 \text{ KN.m}$

Avec :

$$J = G_{\text{plancher}} = 2.85 \text{ KN/m}^2$$

$$g = G_{\text{plancher}} + G_{\text{revêtement}}$$

$$g = 2.85 + (1 + 0.12 + 0.16 + 0.36 + 2.2) = 6.6 \text{ KN/m}^2$$

$$p = G_{\text{totale}} + Q_{\text{totale}} = 6.69 + 1 = 7.69 \text{ KN/m}^2$$

Modules de Young instantané et différé

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPA}$$

$$E_i = 3 * E_v = 3 * 10818,86 = 32456,60 \text{ MPA}$$

• **Coefficients  $\lambda$  et  $\mu$**

Les coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  sont définis par le pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda_i = \frac{0.05 * b * f_{t28}}{2 * b + 3 * b_0 * y} = \frac{0.05 * 0.65 * 2.1}{2 * 0.65 + 3 * 0.1 * 0.0188} = 2.269$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} * \lambda_i = \frac{2}{5} * 2.269 = 0.908$$

$$\text{avec } \rho = \frac{A_t}{b_0 * d} = \frac{3.39}{10 * 18} = 1.88 \%$$

$$\text{avec } \rho = \frac{A_t}{b_0 * d} = \frac{3.39}{10 * 18} = 1.88 \%$$

Calcul des  $\sigma_{st}$

$$\sigma_{st}^g = 15 * M_{ser}^g * \frac{(d-y)}{I} = 15 * 10.764 * 10^{-3} * \frac{18 - 4.611 * 0.01}{11235.572 * 10^{-8}} = 192.406 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st}^j = 15 * M_{ser}^j * \frac{(d-y)}{I} = 15 * 4.585 * 10^{-3} * \frac{18 - 4.611 * 0.01}{11235.572 * 10^{-8}} = 81.956 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st}^p = 15 * M_{ser}^p * \frac{(d-y)}{I} = 15 * 12.373 * 10^{-3} \frac{18-4.611 * 0.01}{11235.572 * 10^{-8}} = 221.166 \text{ MPA}$$

Avec :

$$I = 11235.572 \text{ cm}^4$$

$$y = 4.611 \text{ cm}$$

$$\mu_g = \max \left( 0 ; 1 - \frac{1.75 * ft_{28}}{4 * g * \sigma_{stg} + ft_{28}} \right) = \max \left( 0 ; 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0188 * 192.406 + 2.1} \right) = \max ( 0 ; 0.778 )$$

$$\mu_g = 0.778$$

$$\mu_j = \max \left( 0 ; 1 - \frac{1.75 * ft_{28}}{4 * g * \sigma_{stj} + ft_{28}} \right) = \max \left( 0 ; 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0188 * 81.956 + 2.1} \right) = \max ( 0 ; 0.555 )$$

$$\mu_j = 0.555$$

$$\mu_p = \max \left( 0 ; 1 - \frac{1.75 * ft_{28}}{4 * g * \sigma_{stp} + ft_{28}} \right) = \max \left( 0 ; 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0188 * 221.166 + 2.1} \right) = \max ( 0 ; 0.804 )$$

$$\mu_p = 0.804$$

Calcul des moments d'inertie fissurés

$$I_{fij} = \frac{1.1 * I}{1 + \lambda_i * \mu_j} I_{fig} = \frac{1.1 * I}{1 + \lambda_i * \mu_g}$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 * I}{1 + \lambda_i * \mu_p} I_{fvg} = \frac{1.1 * I}{1 + \lambda_v * \mu_g}$$

Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fij}} \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fig}} \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fip}} \quad f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fvg}}$$

- $q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (6,69 + 1) = 4,998 \text{ KN} / m$

$$q_{gser} = G \times 0.65 = 0.65 \times 6,89 = 4,348 \text{ KN} / m.$$

### III.2.4.5. PROPRIETE DE LA SECTION

Calcul de moment d'inertie de la section homogène

$$y_g = \frac{\frac{b_0 * h^2}{2} + b - b_0 * \frac{h_0^2}{2} + 15(Asd + Asd')}{b_0 * h + b - b_0 * h_0 + 15(As + Asc)}$$

$$y_g = \frac{\frac{10 * 20^2}{2} + 65 - 10 * \frac{4^2}{2} + 15(3.39 * 18 + 3.39 * 2)}{10 * 20 + 65 - 10 * 4 + 15(3.39 + 3.39)}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 As * (V_2 + C)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{b} \left( \frac{b * h^2}{2} + 15 * As * d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$



$$B = b \cdot h + 15A_s = 65 \cdot 20 + 15 \cdot 3.39$$

$$B = 1350.85$$

$$V_1 = \frac{1}{1350.85} \left( \frac{65 \cdot 20^2}{2} + 15 \cdot 3.39 \cdot 18 \right)$$

$$V_1 = 10.301$$

$$V_2 = 20 - 10.301 = 9.7$$

$$I_0 = \frac{65}{3} (10.301^3 + 9.7^3) + 15 \cdot 3.39 \cdot (9.7 + 2)^2$$

$$I_0 = 50418.086 \text{ cm}^4$$

**Inerties fictives (If)**

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times 50418.086}{1 \times 2.269 \times 0.555}$$

$$If_{ij} = 24547.434$$

cm<sup>4</sup>

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times 50418.086}{1 + 2.269 \times 0.778}$$

$$If_{ig} = 20055.782$$

cm<sup>4</sup>

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times 50418.086}{1 + 2.269 \times 0.804}$$

$$If_{ip} = 19636.854$$

cm<sup>4</sup>

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times 50418.086}{1 + 0.908 \times 0.778}$$

$$If_{vg} = 32500.653 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} = \frac{6.194 \times 10^{-3} \times 4.45^2}{10 \times 32456.38 \times 24547.434 \times 10^{-8}} = 1.539 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} = \frac{10.764 \times 10^{-3} \times 4.45^2}{10 \times 32456.38 \times 20055.782 \times 10^{-8}} = 3.274 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} = \frac{12.373 \times 10^{-3} \times 4.45^2}{10 \times 32456.38 \times 19636.854 \times 10^{-8}} = 3.844 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}} = \frac{10.764 \times 10^{-3} \times 4.45^2}{10 \times 32500.653 \times 10818.86 \times 10^{-8}} = 6.062 \times 10^{-3} \text{ m}$$

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

$$\Delta f = 6.062 \times 10^{-3} - 1.539 \times 10^{-3} + 3.844 \times 10^{-3} - 3.274 \times 10^{-3} = 5.093 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$\Delta f = 5.093 \leq f_{adm} = 8.9 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

$$I_{f_{vj}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda v \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 50418.086}{1 + 0.908 \times 0.555} = 36876.401 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vp}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda v \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 50418.086}{1 + 0.908 \times 0.805}$$

$$= 32057.149 \text{ cm}^4$$

**III.2.4.6. FERRAILLAGE DES POUTRELLES**

Poutrelles		M (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )
terrasse inaccessible	Travée	16.944	0.056	0.073	0.175	2.78
	Appui intermediaries	-9.273	0.201	0.283	0.160	1.66
	Appui de rive	-2.541	0.055	0.071	0.175	0.42
étage courant et RDC	Travée	14.936	0.050	0.064	0.175	2.45
	Appui intermediaries	-8.174	0.178	0.246	0.162	1.45
	Appui de rive	-2.24	0.049	0.063	0.175	0.37

**Tableau III.24. Ferrailage des différents types de poutrelles.**

Poutrelles		A calculée (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A choisie (Cm <sup>2</sup> )	A transversal (Cm <sup>2</sup> )
terrasse inaccessible	Travée	2.78	1.41	3T12=3.39	EtrierΦ6 =0.57
	Appui intermediaries	1.66	0.22	1T12+1T10=1.92	EtrierΦ6 =0.57
	Papua de rive	0.42	0.22	1T10=0.79	EtrierΦ6 =0.57

étage courant et RDC	Travée	2.45	1.41	3T12=3.39	EtrierΦ6 =0.57
	Appui intermediaries	1.45	0.22	1T12+1T10=1.92	EtrierΦ6 =0.57
	Appui de rive	0.37	0.22	1T10=0.79	EtrierΦ6 =0.57

**Tableau III.25. Récapitulatif du ferrailage des poutrelles A l'ELU dans les différents Planchers**

**III.2.4.7. VERIFICATION A L'ELU :**

Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{d.b_0} \leq \bar{\tau}_u$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 4\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa.} \Rightarrow$  Condition vérifiée

Plancher	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	Observation
Terrasse	16.753	0.93	Vérifie
Etage courant	14.769	0.82	Vérifie

**Tableau III.26. Vérification au cisaillement**

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

$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$

Plancher	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	Observation
Terrasse	16.753	1.094	Vérifie
Etage courant	14.769	0.964	Vérifie

**Tableau III.27. Vérification au cisaillement**

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:  $A_s = A_t + A_a$

Plancher	$V_u$ (KN)	$1.15 \times V_u / f_e$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Terrasse	16.753	0.48	3.89	Vérifie
Etage courant	14.769	0.42	3.89	Vérifie

**Tableau III.28. Vérification des armatures longitudinales**

**Appuis intermédiaire :**

On doit vérifier que :

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

Plancher	$V_u$ (KN)	$1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d)$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Terrasse	16.753	1.33	5.31	Vérifie
Etage courant	14.769	1.87	5.31	Vérifie

**Tableau III.29. Vérification des armatures longitudinales**

Plancher	En travée			Aux appuis			$\bar{\sigma}$ (MPa)
	Mt (KN.m)	I *10-8 (m <sup>4</sup> )	$\sigma$ (MPa)	Ma (KN.m)	I *10-8 (m <sup>4</sup> )	$\sigma$ (MPa)	
Terrasse	16.753	1.12	5.077	-9.273	1.29	4.026	15
Etage courant	14.769	1.12	4.504	-8.174	1.29	3.51	15

**Tableau III.30. Vérification des états limite de compression du béton**

Désignation		$L_{max}$ (m)	$M_{jser}$ (KN.m)			$M_{gser}$ (KN.m)			$M_{pser}$ (KN.m)		
Terrasse		4.45	4.58			10.76			12.37		
Etage courant et RDC		4.45	4.58			8.38			10.79		
Désignation	I 10-8 (m <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> 10-8 (m <sup>4</sup> )	P	$\lambda_i$	$\Delta_v$	$\sigma_j$ (MPa)	$\sigma_g$ (MPa)	$\sigma_p$ (MPa)	$\mu_j$	$\mu_g$	$\mu_p$
Terrasse	1.12	5.04	0.02	2.27	0.91	81.96	192.41	221.17	0.55	0.78	0.80

Etage courant et RDC	1.12	5.04	0.02	2.27	0.91	81.96	149.79	192.98	0.55	0.72	0.78
/	$I_f (10-4m)$				$f (cm)$						
Désignation	$I_{fij}$	$I_{fig}$	$I_{fip}$	$I_{fvg}$	$f_{ij}$	$f_{ig}$	$f_{ip}$	$f_{vg}$	$\Delta f$	$f_{adm}$	obs
Terrasse	2.45	2.00	1.96	3.25	0.155	0.327	0.384	0.606	0.55	0.89	Vérifier
Etage courant et RDC	2.45	2.09	2.00	3.34	0.114	0.244	0.328	0.153	0.61	0.89	Vérifier

Tableau III.31. Vérification des états limite de déformation

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse inaccessible			
Plancher d'étage courant et RDC			

Tableau III.32. Schéma de ferrailage des poutrelles.

Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise treuillés soudée HA (15 x 15 ) de nuance  $f_e = 400$  MPA

$$A^{\perp} = 4 \times b / f_e = 1.1 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ selon le CBA 93 ( B.6.8.4.2.3)}$$

$$A_H = A^{\perp} / 2 = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Pour les deux sens : } 6\Phi 5/\text{ml} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow s_t = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

**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.

**III.3.2.DALLE SUR UN SEUL APPUI**

Évaluation des charges :

$$G=4.36KN/m^2 \quad ; \quad Q= 3.5KN/m^2$$

$$qu=1.35G + 1.5Q \quad qu=11.14 \text{ KN/M}$$

$$\rho=0.33 < 0.4$$

Donc la dalle travaille dans 1 seul sens.



Figure III.9.

Dalle sur un seul appui

**III.3.2.1.CALCUL DES SOLLICITATIONS :**

$$M^{\max} = -\frac{ql^2}{2} = \frac{11.14 \cdot 1.4^2}{2} = -10.92 \text{ KN/M}$$

$$V^{\max} = q_{\max} \times l = 11.14 \times 1.4 = 15.60 \text{ KN}$$

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

On a : b= 100cm, e=15cm, d= 9 cm, fc28= 25MPa, FN ; M<sup>max</sup> =-10.92 KN/m

En travée :

$$U_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.92 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.09^2 \cdot 14.2} = 0.008 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

Calcul de At

$$A_t = \frac{M_{tu}}{z f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.008}) \quad \alpha = 0.01$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.09(1 - 0.4 \cdot 0.01) \quad Z = 0.09$$

$$A_t = \frac{10.92 \cdot 10^{-3}}{0.09 \cdot 348} A_t = 3.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition non fragilité :

Pour e > 12 cm et  $\rho_e < 0.4$  ; avec :  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

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

$$A_x^{\min} = 0.0008 \times 1 \times 0.12 \times 10^4 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_x^{\min} = 0.96 < A \text{ calculé} = 3.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

donc on ferraille avec A calculé

$$\text{soit : } A_t = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- les armatures de repartition

$$A_{\text{rep}} = A_t/4 = 3.93/4 = 0.98$$

$$\text{soit : } A_t = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Calcul de l'espacement:**

La fissuration nuisible.

$$St = (100/5) = 20\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{condition vérifier}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

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)
-10.92	0.008	0.01	0.09	3.48	0.96	5HA10/ml=2.01	20

**Tableau III.36. Les résultats de ferrailage.**

**III.3.2.2. VERIFICATIONS :**

A l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{15.60 \cdot 10^{-3}}{1.0,09} = 0.17 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.16 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.17 < \bar{\tau} = 1.16 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

A l'ELS :

$$P = G+Q = 7.86\text{KN}$$

$$M^s = -\frac{ql^2}{2} = \frac{-7.86 \cdot 1.4^2}{2} = -7.70 \text{ KN/m}$$

$$V^s = q_s \cdot l = 7.86 \cdot 1.4 = 11.0 \text{ KN}$$

• La vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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



$$100y^2/2 + 15 \cdot 3.93 \cdot y - 15 \cdot 3.93 \cdot 9 = 0$$

$$y = 2.67 \text{ cm}$$

$$I = by^3/3 + 15 \cdot A \cdot (d-y)^2$$

$$I = 2996.53 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.70 \cdot 10^{-3}}{2996.53 \cdot 10^{-8}} \cdot 2.67 \cdot 10^{-2} = 6.86 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification des états limitent de compression du béton.

Mser KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\tau_{bc}$ (MPa)	$\tau_{bc}^{adm}$ (MPa)	Observation $\tau_{bc} \leq \tau_{bc}^{adm}$
7.70	2.67	2996.53	6.86	15	Vérifiée

**Tableau III.37. Vérification des états limitent de compression du béton.**

**III.3.2.3.ÉTAT LIMITE D’OUVERTURE DES FISSURES :**

Vérification de contraint des aciers

$$F.N \Rightarrow \tau_{st} = \frac{15M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \tau_{st}^{adm}$$

$$\tau_{st}^{adm} = \min ( 2/3 f_e ; 110 \sqrt{f_{tj}} ) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\tau_{st} = \frac{15 \cdot 7.7 \cdot 10^{-3}}{2996.53} \times (9 - 2.67) \cdot 10^{-2}$$

$$\tau_{st} > \tau_{st}^{adm} \dots \dots \dots \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

Donc on augmente la section de ferrailage

-la premier fois on a adopté pour 4HA 12 = 4.52

-on augmente a atteindre 5HA12 = 5.65 pour qu'elle soit vérifiée

Vérification de  $\sigma_{bc}$ :

Calcul de y :

$$100y^2/2 + 15 \cdot 5.65 \cdot y - 15 \cdot 5.65 \cdot 9 = 0$$

$$y = 3.06 \text{ cm}$$

$$I = by^3/3 + 15 \cdot A \cdot (d-y)^2$$

$$I = 3945.37 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.70 \cdot 10^{-3}}{3945.37 \cdot 10^{-8}} \cdot 3.06 \cdot 10^{-2} = 5.97 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition}$$

vérifiée

$$\sigma_{st} = 173.89 \text{ MPa} < \sigma_{st}^{adm} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification des états limite d'ouverture des fissures

Mser KN.m	$\tau_{st}$ (MPa)	$\tau_{st}^{adm}$ (MPa)	Observation $\tau_{bc} \leq \tau_{bc}^{adm}$
7.70	173.89	201.63	Vérifiée

Tableau III.38. Vérification des états limite d'ouverture des fissures.

III.3.2.4. ETAT LIMITE DE DEFORMATION (LA FLECHE)

Sens x-x :

$$\frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) 0,12 > 0,07 \dots\dots\dots \text{condition}$$

vérifiée

$$\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 5.65 > 4.5 \dots\dots\dots \text{la condition n'est pas}$$

vérifiée

On augmente l'épaisseur de la dalle, on prendre e = 15 cm

$$\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e}$$

On aura : A = 5.65 < 6=>condition vérifiée

III.3.2.5. SCHEMA DE FERRAILLAGE

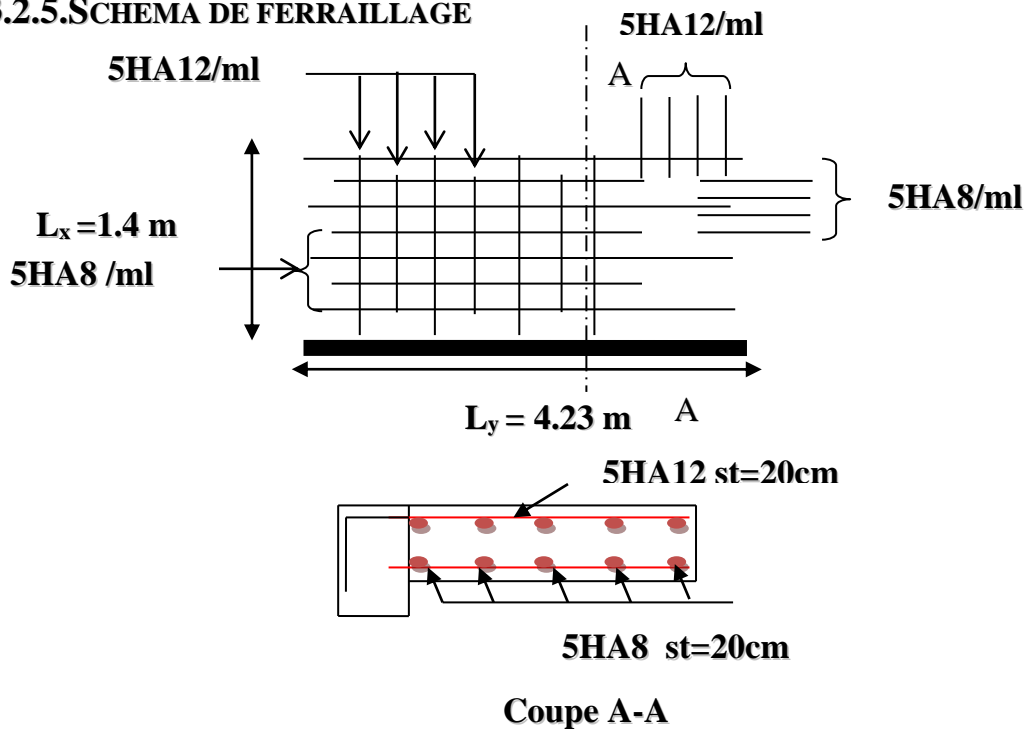


Figure III.10. Schéma de ferrailage dalle pleine sur un seul appui.

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 :

**III.4.1 PARTIE AD=GJ**

La charge sur la volée

$G=8.015 \text{ KN/m}^2.$

$Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$

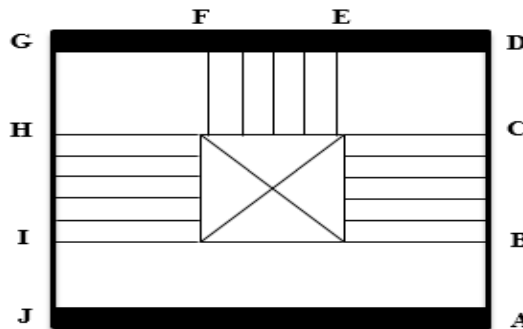


Figure III.11. Schéma de l'escalier

La charge sur le palier d'escalier :

$G=6.56 \text{ KN/m}^2.$

$Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$

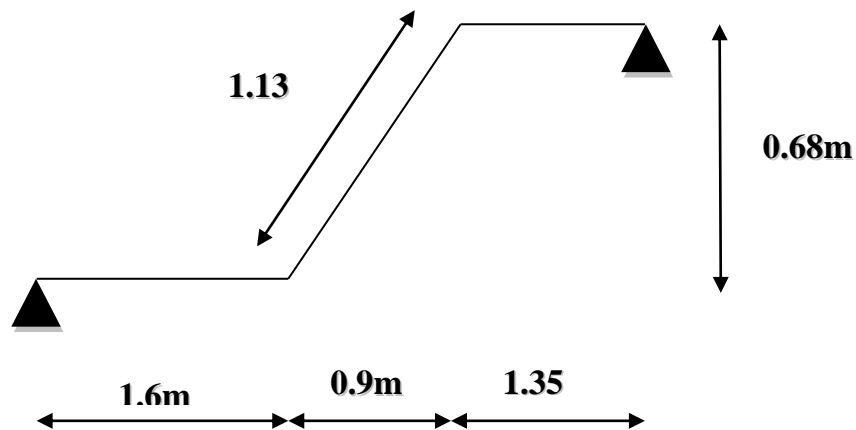


Figure III.12. Schéma statique de la partie AD =GJ

Calcul à l'ELU:

- La charge qui revient sur la volée :

$qv = 1.35Gv + 1.5Qv = (1.35 \times 8.015) + (1.5 \times 2.5) = 14.57 \text{ KN/ml.}$

- La charge qui revient sur le palier :

$qp = 1.35Gp + 1.5Qp = (1.35 \times 6.56) + (1.5 \times 2.5) = 12.61 \text{ KN/ml.}$

Calcul des moments réels :

$$M_a = -0.5 M_{\max} = -0.5 \times 24.85 = -12.42 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 24.85 = 21.12 \text{ KN.m.}$$

**III.4.2. Ferrailage :**

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

En travée							
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)
21.12	0.05	0.064	0.17	3.57	2.17	4HA12/ml=4.52	25
En appui							
-12.42	0.029	0.037	0.18	1.98	2.17	4HA10/ml=3.14	25

**Tableau III.39. Résultats de ferrailage.**

**III.4.3. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :**

$$V_u = 25.21 \quad \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPA} \quad \tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.14 \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$  .....condition vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**Armatures de répartition :**

**En travée**

$$A_r = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit : } A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } St = 25 \text{ cm.}$$

**En appuis**

$$A_r = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit : } A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } St = 25 \text{ cm.}$$

**Calcul à l'ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que  $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = M_s \cdot y / I < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{\max} = 11 \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0.85 M_s^{\max} = 9.35 \text{ KN.M} \\ M_{as} = 0.85 M_a^{\max} = 9.35 \text{ KN.M} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Position	Mser KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\tau_{bc}$ (MPa)	$\tau_{bc}^{adm}$ (MPa)	Observation $\tau_{bc} \leq \tau_{bc}^{adm}$
En travée	9.35	4.31	15375.58	2.62	15	Vérifiée
En appuis	-5.5	3.67	11319.63	1.78	15	Vérifiée

Tableau III.40. Vérification des contraintes.

### III.4.4. VERIFICATION DE LA FLECHE

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

1)  $e > \max ( 1/16 ; Mt/(20*M0) ) * l \Rightarrow e = 20 > 16.36 \dots\dots\dots$ vérifier

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

2)  $A = 4.52 < 18.9 \dots\dots\dots$  Vérifier

3)  $L = 3.85 < 8 \dots\dots\dots$ Vérifier

Les trois condition sont vérifier

### III.4.5.Schéma de ferrailage

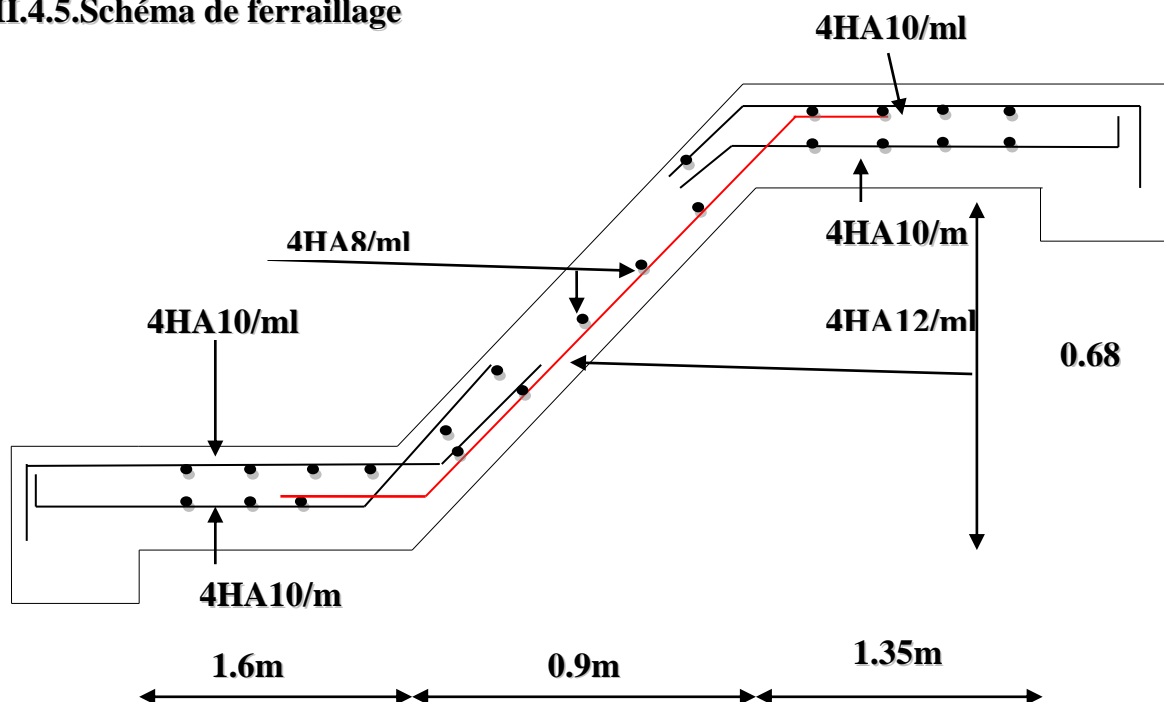


Figure III.13. Schéma de ferrailage de l'escalier la partie AD =GJ.

III.4.6.Partie EF :

Les charges sur la volée d'escalier :

$G=8.015 \text{ KN/m}^2.$      $Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$

$P=(9 * 0.1 * 1) * 1=0.9\text{KN}$

Ce type se calcule comme une console.

Calcul a l'ELU

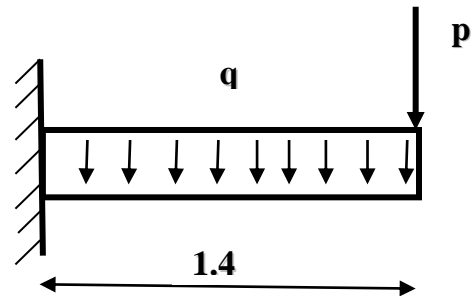


Figure III.14. Schéma de la partie EF

La charge qui revient sur la volée :

-  $qu = 1.35(8.015) + 1.5(2.5) = 14.57 \text{ KN/m}$

-  $Pu = 1.35(9 * 0.1 * 1) * 1 = 1.21 \text{ KN};$

$Mu^{max} = -Pu * l - qu * l^2 / 2 = -15.97 \text{ KN.M}$

$Vu^{max} = Pu + qu * l = 21.61 \text{ KN}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	Acalculée (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	A répartition (cm <sup>2</sup> /ml)
15.97	0.035	0.044	0.18	2.55	2.17	4HA12/ml=4.52	4HA8/ml= 2.01

Tableau III.41. Résultats de ferrailage.

$Ar = A \text{ choisi} / 3 = 1.5 \text{ cm}^2$  ..... Donc on opte pour 4HA8= 2.01 cm<sup>2</sup>

- Vérification de l'espacement :

$St = 25 \text{ cm} \leq \min (2e \ 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$  .....condition vérifiée

$St = 25 \text{ cm} \leq \min (3e \ 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  .....condition vérifiée

- Vérification de l'effort tranchant :

$T = 21.61 \text{ KN}$

$\tau = T / b * d = 21.61 * 10^{-3} / (1 * 0.18) = 0.12 \text{ MPa}$

$\bar{\tau} = 0.07 * f_c^{2/3} / \gamma_b = 1.16 \text{ MPa} > \tau$  .....condition vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Calcul à l'ELS :

$PS = 0.9 \text{ KN}$

$$q_s = (8.015 + 2.5) = 10.51 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(10.51 \times 1.42) / 2 + 0.9 \times 1.4] = 11.56 \text{ KN. m.}$$

**Vérification de  $\sigma_{bc}$ :**

Calcul de  $y$  :

$$100y^2/2 + 15 \times 4.52 \times y - 15 \times 4.52 \times 18 = 0$$

$$y = 4.31 \text{ cm}$$

Calcul de  $I$  :

$$I = by^3/3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \quad I = 12733.50 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11.56 \times 10^{-3}}{12733.50 \times 10^{-8}} \times 4.31 \times 10^{-2} = 3.91 < 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{ Pas de risque de fissuration du béton}$$

la fissuration peut nuisible donc la vérification  $\sigma_{st}$  n'est pas nécessaire.

**III.4.7.LA FLECHE :**

$$1 - e \geq \max(3/80, 1/20) l_x \Leftrightarrow 0.2 \geq 0.07 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$2 - A_s = 4.52 \leq 2 \times b \times d / f_e = 2 \times 100 \times 18 / 400 = 9 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.4.8.Schéma de ferrailage :**

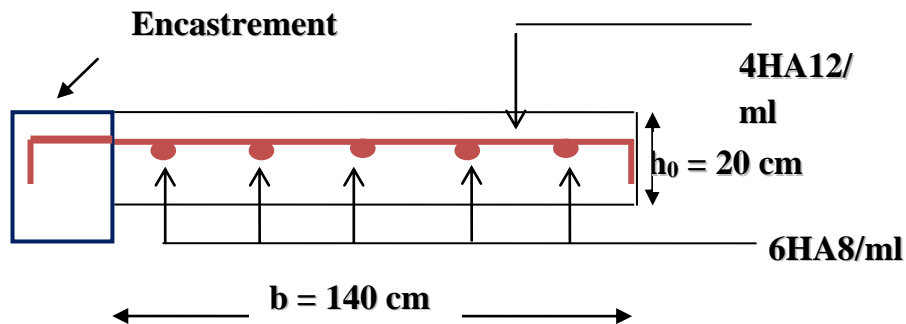


Figure III.15. Schéma de ferrailage de la partie EF

**III.5. ÉTUDE DE LA POUTRE BRISEE**

La poutre brisée se calcule à la flexion simple et à la torsion.

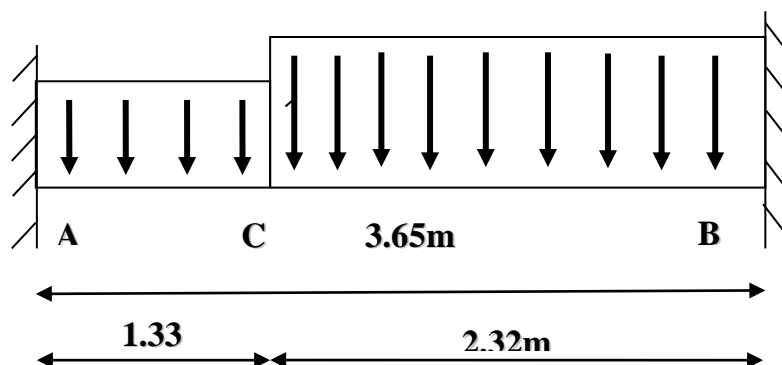


Figure III .16. Schéma statique de la poutre brisée

**III.5.1. CALCUL A LA FLEXION SIMPLE****Calcul des sollicitations**

La poutre est soumise à son :

Partie horizontale :  $P_h = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$

Partie inclinée :  $P_{inc} = 3.96 \text{ KN/m}$

Poids du mur sur la poutre :  $P_m = 2,67 \times 2.61/2 = 3,48 \text{ Kn/m}$ .

**- A l'ELU:**

$R_b = 23.13 \text{ KN}$  ;  $R_c = 16.83 \text{ KN}$

$q_{u1} = 1.35 \times (P_h + P_m) + R_b \Rightarrow q_{u1} = 1.35(2.625 + 3,48) + 23.13 \Rightarrow q_{u1} = 31.37 \text{ KN/m}$

$q_{u2} = 1.35 \times (P_{inc} + P_m) + R_c \Rightarrow q_{u1} = 1.35(3.96 + 3,48) + 16.83 \Rightarrow q_{u2} = 37.55 \text{ KN/m}$

**- A l'ELS:**

$R_b = 16.62 \text{ KN/m}$  ;  $R_c = 16.83 \text{ KN}$

$q_{s1} = (P_h + P_m) + R_b \Rightarrow q_{s1} = (2.625 + 3,48) + 23.13 \Rightarrow q_{s1} = 22.72 \text{ KN/m}$

$q_{s2} = (P_{inc} + P_m) + R_c \Rightarrow q_{s1} = (3.96 + 3,48) + 23.13 \Rightarrow 24.27 \text{ KN/m}$

Calcul de la réaction d'appui de la poutre brisée :

**ELU :**

$R_A = q_{u1} \times 1.33 + q_{u2} \times 0.495 = 31.37 \times 1.33 + 37.55 \times 0.495 = 60.3 \text{ KN}$

$R_B = q_{u2} \times 1.825 = 37.55 \times 1.825 = 68.52 \text{ KN}$

**ELS:**

$R_A = q_{s1} \times 1.33 + q_{s2} \times 0.495 = 22.72 \times 1.33 + 24.27 \times 0.495 = 42.23 \text{ KN}$

$R_B = q_{s2} \times 1.825 = 24.27 \times 1.825 = 44.29 \text{ KN}$

Calcul des sollicitations

$M_u = q_u \times l^2/8 = 37.55 \times 3.65^2/8 = 62.53 \text{ KN/m}$



$$M_s = q_s \times l^2/8 = 24.27 \times 3.65^2/8 = 40.41 \text{ KN/m}$$

Les moments sollicitant

**ELU**

$$M_t = 0.75 \times M_u = 46.89 \text{ KN/m}$$

$$M_a = 0.5 M_u = 31.26 \text{ KN/m}$$

**ELS**

$$M_t = 0.75 \times M_s = 30.31 \text{ KN/m}$$

$$M_a = 0.5 M_s = 20.2 \text{ KN/m}$$

	$M (KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2)$	$A_{min}$
En travée	46.89	0.101	0.133	0.312	4.31	1.01
En appui	24.49	0.073	0.095	0.269	2.61	1.01

**Tableau III.42: Ferrailage de la poutre brisé à la flexion simple**

**III.5.2.VERIFICATION A L'ELU :**

**Effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3,25MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{11.724 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0,144MPa < \bar{\tau}_u. \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

**- Calcul de l'espacement St**

1)  $St \leq \min(0,9d, 40cm) \Rightarrow St \leq 32,4$ . On opte: St=15cm en travée et St=10cm en appui.

Calcul à la torsion :  $\Omega = (35-5)(30-5) = 750cm^2$ ,  $e = (30/6) \Rightarrow e = 5cm$ ,  $U = 100cm$ .

$\Omega = (b - e) \times (h - e)$  ; L'aire du contour tracé à mi - épaisseur des parois.

e : L'épaisseur de la paroi au point considéré

**Ferraillage à la torsion**

Le moment de torsion à prendre est le moment aux appuis de la volée donc :

Avec :  $M_{tor}^a = \max(M1 ; M2) = 31.26 \text{ KN.m}$

$M_{tor}^{max} = 31.26 \times 3.06 / 2 = 47.8$

$\tau_t = M_{tor} / (2 \times \Omega \times e) = 47.8 \times 10^{-3} / (2 \times 750 \times 5) = 6.37 > 3.33$  condition n'est pas vérifiée.

**Remarque :**

On redimensionne la section de la poutre brisée, on prend :  $(b \times h) = (35 \times 45) \text{ cm}^2$

En recalcul : e et  $\Omega$

$e = 45 / 6 = 7.5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (35 - 7.5)(45 - 7.5) = 1030.25$

$\tau_t = M_{tor} / (2 \times \Omega \times e) = 47.8 \times 10^{-3} / (2 \times 1030.25 \times 7.5) = 3.09$

$\tau_f^2 = M / (b \times d) = 47.8 \times 10^{-3} / (0.35 \times 0.45) = 0.3$

$\tau_u = \sqrt{\tau_f^2 + \tau_t^2} = 3.1$

Vérification de La contrainte de cisaillement

$\tau_u = 3.1 < 3.33$  condition vérifiée

**Le ferraillage**

**1) Les armatures longitudinales :**

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$\mu = 2 \times (b+h) = 2 \times (35 \times 45) = 160$

$A_{tor} = 47.8 \times 10^{-3} \times 1.6 \times 1.15 / (2 \times 400 \times 0.10313) = 10.66 \text{ cm}^2$

**2) Armatures transversales :** On opte  $St = 15 \text{ cm}$  en travée et  $St = 10 \text{ cm}$  en appui.

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times st \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow \begin{matrix} A_{tor}^t = 1,12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{travée} \\ A_{tor}^t = 0,56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{appuis} \end{matrix}$$

Condition de non fragilité : sachant que  $b=40$  cm,  $d=38$ cm.

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.81 \text{ cm}^2 < A_{cal}$  condition vérifier

**Ferraillage final de la poutre brisée**

En travée :  $A_t = A_t^f + A_t^T = 4.31 + 10.66/2 = 9.64 \text{ cm}^2$  Soit : 3HA16 3HA14=  $10,65 \text{ cm}^2$

En appui :  $A_a = A_a^f + A_a^T = 2.61 + 10.66/2 = 7.94 \text{ cm}^2$  Soit : 3HA14 3HA12=  $8,01 \text{ cm}^2$

**Section d'armature transversale à prendre**

$A = 1,12 + 0,56 = 1,68 \text{ cm}^2 \rightarrow$  on choisit: 4HA8 =  $2,01 \text{ cm}^2$

**Vérifications à l'ELS :**

Zone	Mser (KN.m)	Y (cm)	I(cm4)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}^{adm}$ (MPa)
En travée	30.31	10,15	79967,15	4,05	15
En appuis	20.2	7,95	49996,05	2,98	15

**Tableau III.43. Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée.**

**III.5.3. VERIFICATION DE LA FLECHE**

- $h/L > \max( 1/16 ; M_t / (10 \times M_0) ) \Rightarrow 45 / 365 = 0.123 > 0.085$  .... condition vérifier
- $A / (b \times d) \leq 4.2 / 400 \Rightarrow 10.65 / (35 \times 43) = 7.07 \times 10^{-3} \leq 0.01$  .....condition vérifier
- $L=3,65\text{m} < 8\text{m}$  .....la condition est vérifiée.

Les deux conditions sont satisfaites, donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

**III.5.4. LE SCHEMA DE FERRAILLAGE**

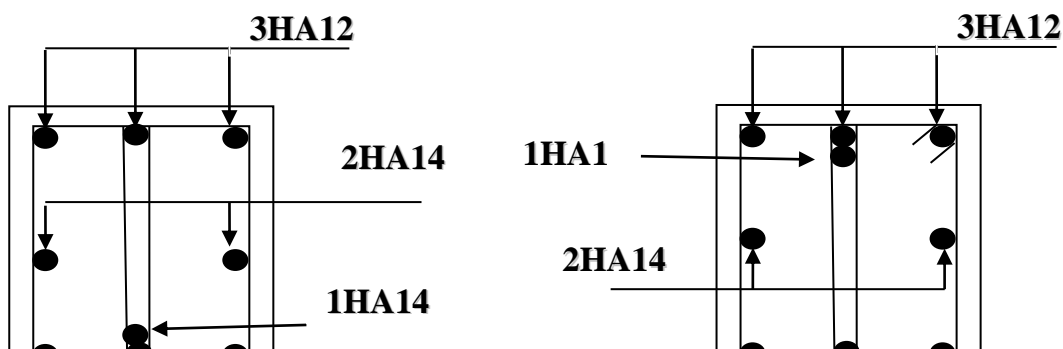




Figure III.17. Schéma de ferrailage de la poutre brisé (35x45)

### III.6.ÉTUDE DE LA POUTRE DE CHAINAGE

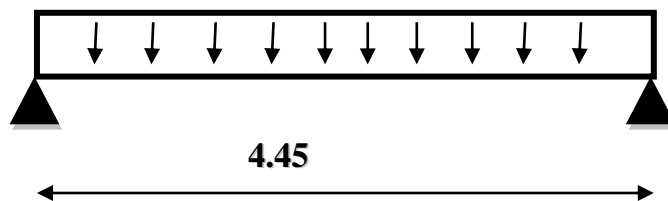


Figure III.18. Schéma statique de la poutre de chaînage.

#### Définition

Une poutre de chaînage est conçue pour reprendre le poids des murs. Elle est considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

#### III.6.1.CALCUL DES SOLLICITATIONS

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

$$G_{pc} = 25 * 0.3 * 0.3 = 2.25 \text{ KN/M}$$

$$G_{mur} = 2.85 * 1.20 = 3.42 \text{ KN/M}$$

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

#### ELU

$$q_u = 1.35(G_{pc} + G_{mur}) = 7.65 \text{ KN/M}$$

$$M_u = q_u l^2 / 8 = 18.94 \text{ KN/M}$$

$$V_u = q_u l / 2 = 17.02 \text{ KN/M}$$

**ELS**

$$q_s = G_{pc} + G_{mur} = 5.67 \text{ KN/M}$$

$$M_s = q_s l^2 / 8 = 14.03 \text{ KN/M}$$

Correction des moments :

**Travée**  $\left\{ \begin{array}{l} MT^u = 0.75 M_u = 14.20 \text{ KN.m} \\ MT^s = 0.75 M_s = 10.52 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

**En appui**  $\left\{ \begin{array}{l} Ma^u = -0.5 M_u = -9.47 \text{ KN.m} \\ Ma^s = -0.5 M_s = -7.01 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

**III.6.2.FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE :**

En travée							
Mu (KN.m)	μbu	α	Z (m)	A calculée (cm²)	A min (cm²)	A adoptée (cm²/ ml)	St (cm)
14.20	0.042	0.054	0.27	1.51	1.01	3HA12/ml=3.39	25
En appui							
-9.47	0.028	0.035	0.28	0.97	1.01	3HA12/ml=3.39	25

**Tableau III.44. Ferrailage de la poutre de chaînage.**

**III.6.3.VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :**

$$\tau_u = V_u / (bd) = 0.203 < \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_c, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}, FN$$

Calcul de l'espacement :

$$- A_t = 1 \text{ cadre } \phi 8 + 1 \text{ étrier } \phi 8 = 4 \phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$- St \leq A_t * f_e / 0.4b = 0.67 \text{ cm}$$

$$- St \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 0.252 \text{ m.}$$

$$- St \leq \frac{0.8 f_e (\sin \theta + \cos \theta)}{b(\tau_u - 0.3 * k * f_t)}; \quad k = 1, \text{ car } \{FN ; \text{ sans reprise de bétonnage}.$$

$$St = 25 \text{ cm}$$

**Vérification des contraintes :**

Position	Mser KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\tau_{bc}$ (MPA)	$\bar{\tau}_{bc}$ (MPA)	$\tau_s$ (MPA)	$\bar{\tau}_s$ (MPA)	Observation $\tau_{bc} \leq \tau_{bc}^{adm}$
En travée	10.52	8.19	20010.31	4.31	15	156.22	201.63	Vérifiée
En appuis	-7.01	8.19	20010.31	2.87	15	104.10	201.63	Vérifiée

Tableau III.45.Vérification des contraintes à l'ELS.

**III.6.4.VERIFICATION DE LA FLECHE :**

1)  $h > \max ( 1/16 ; Mt/(20*M0) ) * l$  ;

$H = 0.3 < 0.33$  .....condition non vérifier

On augmente la section à  $h = 0.35$  m

$H = 0.35 > 0.33$  ..... la condition est vérifier

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_c}$$

$A = 3.39 < 10.39$  .....Vérifier

3)  $L = 3.85 < 8$  .....Vérifier

Donc la suite de la vérification de la flèche n'est pas nécessaire pour la section (30\*35)cm<sup>2</sup>

**III.6.5.SCHEMA DE FERRAILLAGE :**

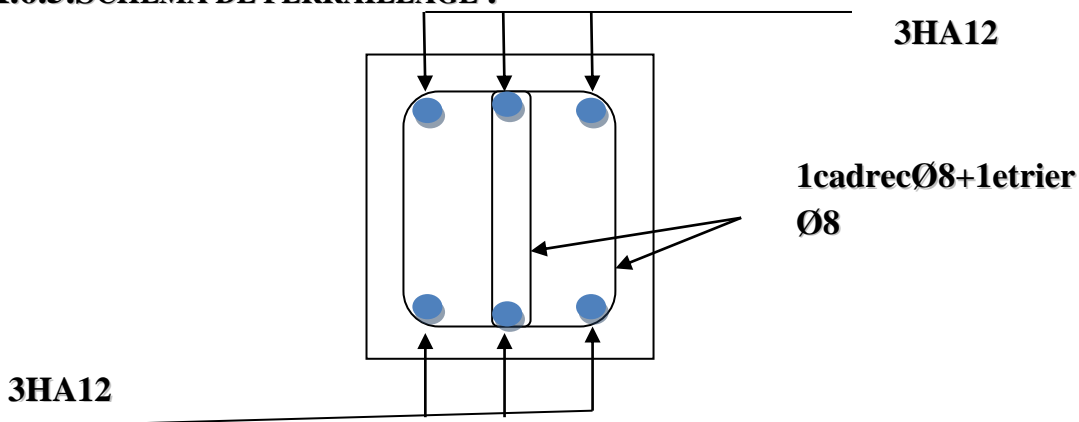


Figure III .19. Schéma de ferrailages de la poutre de chaînage

**III.7.ÉTUDE DE L'ACROTÈRE**

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments. Il est considéré comme une console encastree dans le plancher terrasse, soumis à son Poids propre (G), à une force latérale  $F_p$  due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

**a) Hypothèse de calcul**

\* L'acrotère est sollicité en flexion composée.

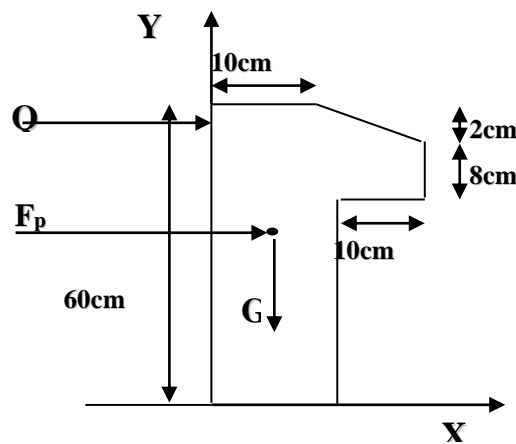


Figure III.20. Coupe transversale de l'acrotère.

- \* La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- \* Le calcul se fera pour une bande d'un mètre linéaire.

**III.7.1. ÉVALUATION DES CHARGES VERTICAL**

- \* Le poids total :  $W_p = G_{total}$
- \* La charge due à la main courante :  $Q=1KN$

Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	$W_p$ (KN/ml)	Q (KN/ml)

0,069	1,725	0,454	2,179	1,00
-------	-------	-------	-------	------

**Tableau III.46. Évaluation des charges verticales sur l’acrotère.**

**III.7.2. CHARGES HORIZONTALES**

D’après le *RPA99 Article 6.2.3* l’acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante :  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ .

$A$  : Coefficient d’accélération de la zone donné par le tableau (4-1) du *RPA99(2003)*.

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8, donné par le tableau (6-1) du *RPA99(2003)*.

$W_p$  : poids de l’acrotère

Pour ce projet on a : groupe d’usage 2

Zone sismique IIa  $\Rightarrow A = 0.15$  ;  $C_p = 0.8$

Donc :  $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,179 \Rightarrow F_p = 1,05 KN$ .

**III.7.3. CALCUL DES SOLLICITATIONS**

Calcul du centre de pression  $G(X_G, Y_G)$ :

$$X_G = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 0,0628 \text{ m} ; Y_G = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 0,332 \text{ m}$$

- L’acrotère est soumise à :

$$N_G = W_p = 2,179 \text{ KN}$$

$$M_Q = Q \times H \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_G \Rightarrow M_{F_p} = 1,05 \times 0,332 \Rightarrow M_{F_p} = 0,35 \text{ KN.m}$$

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2,179	2,94	2,179
M (KN.m)	0,95	0,9	0,6

**Tableau III.47. Combinaison d’action de l’acrotère.**

a) Calcul de l’excentricité à l’état limite ultime



$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{0,9}{2,94} = 0,306 \text{ m ; } \frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ m}$$

$$H : \text{ hauteur de l'acrotère} = 60 \text{ cm} \Rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm ; } \frac{60}{250}) = 2 \text{ cm}$$

$e_2$  : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 10cm ;

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,6} = 0$$

$l_f$  : Longueur de flambement.  $\Rightarrow l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2 \times 2}{10^4 \times 0,10} = 0,864 \text{ cm}$$

D'où :  $e = 0,864 + 30,60 + 2 = 33,47 \text{ cm}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

### III.7.4. FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE

$$\begin{cases} N_u = 2,94 \text{ KN.} \\ M_u = N_u \times e = 2,94 \times 0,3346 = 0,98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

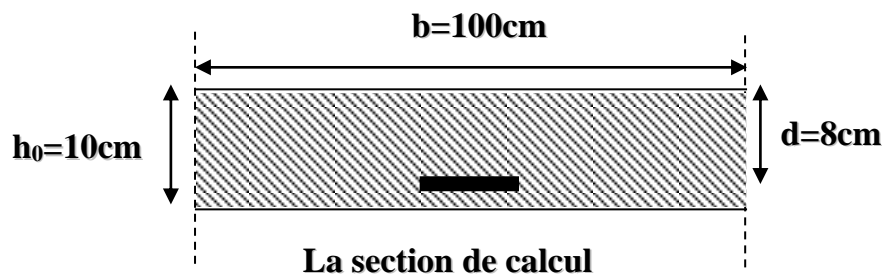


Figure III.21. Schéma de la section à ferrailer.

### Calcul à l'ELU

Simple pour une section rectangulaire  $b \times h_0$  soumise à un moment égal à :

$$M_f = Mu + N_u \times \left(d - \frac{ho}{2}\right) = 0,98 + 2,94 \times (0,08 - 0,10 / 2) = 1,06 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1,06 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,011$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \quad ;$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,011}}{0,8} = 0,014$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,08 \times (1 - 0,4 \times 0,014) = 0,079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_f}{z \times \sigma_{st}} = \frac{1,06 \times 10^{-3}}{348 \times 0,079} = 0,385 \text{ cm}^2.$$

**Calcul à flexion composée:**

$$N_u \text{ est un effort de compression } \Rightarrow A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_s = 0,385 \times 10^{-4} - \frac{2,94 \times 10^{-3}}{348} = 0,301 \text{ cm}^2.$$

### b) Vérification à l'ELU

- Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte: } A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2,01}{4} \Rightarrow A_r = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\Phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Espacement

$$\text{Armatures principale : } S_t \leq \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures de répartitions : } S_t \leq \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Vérification au cisaillement

**L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).**

$$\Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(2.5 ; 3MPa) \Rightarrow \tau \leq 2.5MPa$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1,05 + 1 \Rightarrow V_u = 2,05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2,05 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0,025MPa$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifie}$$

- Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \sum U_i)} \leq \bar{\tau}_{ser} \quad V_u = F_p + Q \text{ CBA93 (Article. A.6.1, 3)}$$

Avec :  $\sum U_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$\sum U_i = \pi \cdot n \cdot \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{2,05 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,08 \times 100,48 \times 10^{-3}} = 0,283 \text{ MPa.}$$

$\Psi = 1.5$  pour acier HA

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow \tau < \bar{\tau}_{ser} \quad \text{Vérifie.}$$

### c) Vérification à l'ELS

$d = 0.08 \text{ m}$  ;  $N_{ser} = 2,179 \text{ KN}$  ;  $M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m}$  ;  $\eta = 1.6$  pour (les hautes adhérences)

- Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t} ; \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{on a } F.P \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266.67 ; 201,6) = 201,6 \text{ MPa}$$

Calcul de l'excentricité

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0.6}{2,179} = 0,275 \text{ m.}$$

$$e_G > \frac{H}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \text{Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et}$$

l'effort normal  $N_{ser}$  est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

▪ Position du centre de poussée

D'après la convention de signe illustrée par le schéma à côté on a :

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$C = e_G - h/2 \Rightarrow 0,275 - 0,05 = 0,225m$$

Le calcul de  $y_c$  revient à résoudre l'équation suivante :  $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$ .

$$\text{Avec : } P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$P = -3 \times (0,225)^2 + 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \frac{0,08 - 0,225}{1} \Rightarrow P = -0,154 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$q = -2 \times (0,225)^3 - 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \frac{(0,08 - 0,225)^2}{1} \Rightarrow q = -0,023 \text{ m}^3$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 * P^3}{27} = -0,023^2 + \frac{4 \times (-0,154)^3}{27} = -9,883 \times 10^{-6}$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois solutions :

$$Y_1 = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right); \quad Y_2 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right); \quad Y_3 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right)$$

$$\cos \phi = \left(\frac{3q}{2P}\right) * \sqrt{\frac{-3}{P}}, \quad a = 2 * \sqrt{\frac{-P}{3}}, \quad \phi = 7,67^\circ \quad a = 0,54m$$

$$Y_1 = 45,3 \text{ cm}; \quad Y_2 = -24,4 \text{ cm}; \quad Y_3 = -20,9 \text{ cm}$$

On choisit la solution qui vérifiée la condition suivante :

$$0 < Y_{ser} = (Y_c + C) < H = 10 \text{ cm.}$$

$$Y_1 = 45,30 \Rightarrow Y_1 + C = 67,8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifiée}$$

$$Y_2 = -24,4 \Rightarrow Y_2 + C = -1,9 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifiée}$$

$$Y_3 = -20,9 \Rightarrow Y_3 + C = 1,6 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc on choisit  $Y_c = -20,4 \text{ cm} \Rightarrow Y_{ser} = 1,6 \text{ cm}$ .

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = -6,56 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,6 \times 10^{-3}}{-6,56 \times 10^{-5}} \times 0,016 \Rightarrow \sigma_{bc} = -0,146 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,6 \times 10^{-3}}{-6,56 \times 10^{-5}} \times (0,08 - 0,016) \Rightarrow \sigma_s = -8,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st}$$

### III.7.5. SCHEMA DE FERRAILLAGE

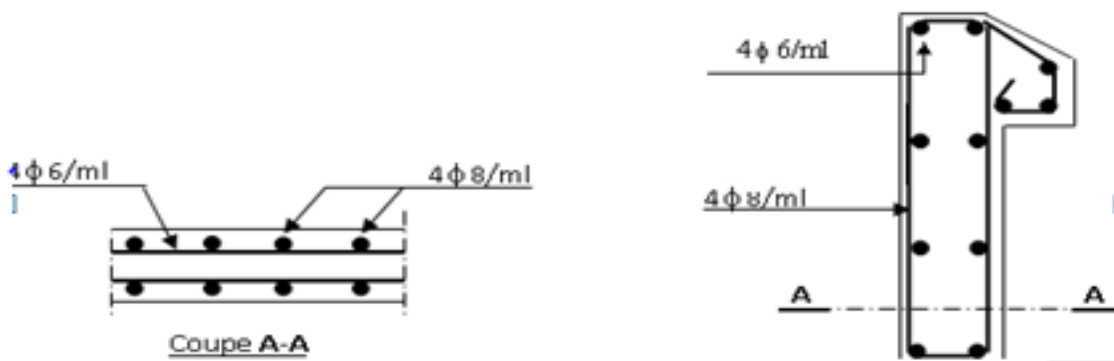


Figure III.22. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

### III.8. L'ASCENSEUR

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction. Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine II.5. Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$B_s = 1,7 \text{ m}$$

$$T_s = 2,4 \text{ m}$$

$$H_k = 2,2 \text{ m}$$

$$P_m = 1500 \text{ daN}$$

$$D_m = 4300 \text{ daN}$$

$$F_c = 5000 \text{ daN}$$

$$v = 0,63 \text{ m/s}$$

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

$$P = P_m + D_m + 500 = 1500 + 4300 + 500 = 6300 \text{ daN}$$

#### III.8.1. ÉTUDE DE LA DALLE PLEINE DE LA LOCALE 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  $U \times V$

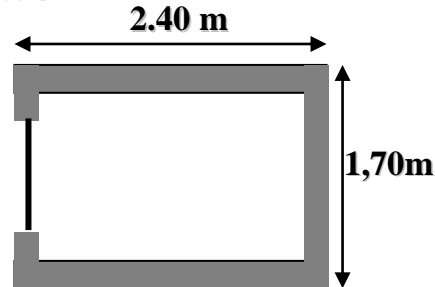


Figure III.23. Cage d'ascenseur.

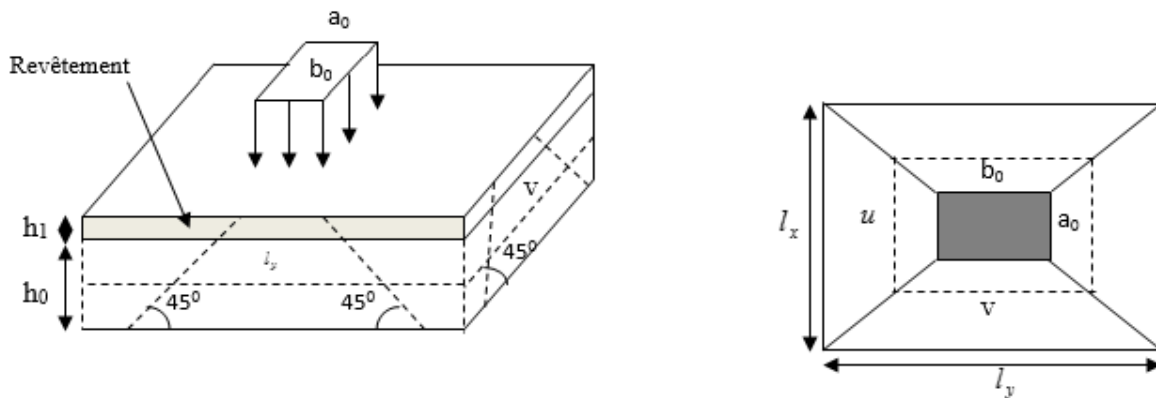


Figure III. 24. Schéma représentatif de la surface d'impact.

- Calcul du rectangle d'impact

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impact.

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u = 105 \text{ cm} \\ v = 105 \text{ cm} \end{cases} \quad l_x = 170 \text{ cm} ; l_y = 240 \text{ cm}$$

**III.8.2.ÉVALUATION DES MOMENTS SOUS CHARGE CONCENTREE**

a)  $M_{x1}$ ,  $M_{y1}$  sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le BAEL91 :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases}$$

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]

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.71 \quad \frac{u}{l_x} = 0.62 \quad \frac{v}{l_y} = 0.44$$

D’où :  $M_1=0,076$  ;  $M_2 =0,048$

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

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \text{D’où : } M_{x1}=6.46 \text{ KN.m; } M_{y1}=4.082 \text{ KN.}$$

b)  $M_{2x}$  et  $M_{2y}$  du système :

$M_{x2}$ ,  $M_{y2}$  sont dus aux poids propre et la charge d’exploitations d’entretien.

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \quad M_{y2} = M_{x2} \times \mu_y$$

$\rho=0.71 > 0,4$  la dalle travaille dans les deux sens

$$\mu_x = 0,0671 \quad \mu_y = 0.4471 \quad \text{[Annexe II]}$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm)

$$G = 5 \text{ KN/m} ; \quad Q = 1 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 1 = 8.25 \text{ KN/m}$$

$$M_2^x = 0,0671 \times 8.25 \times 1,7^2 = 1.60$$

$$M_2^y = 0.4471 \times 1.60 = 0.71 \text{ KN.m}$$

• **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.46 + 1.6 = 8.06 \text{ KN.M}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.082 + 0.71 = 4.792 \text{ KN.M}$$

**Ferraillage de la dalle pleine d'assenseur:**

le ferraillage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de h=15cm

$$M_{tx} = 0,85 * M_x = 6,851 \text{ KN.m} \qquad M_{ax} = 0,5 M_x = 4,03 \text{ KN. M}$$

$$M_{ty} = 0,85 * M_y = 4,073 \text{ KN m} \qquad M_{ay} = M_{ax} = 4,03 \text{ KN. M}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	At calculée (cm2/ml)	A <sup>t</sup> adoptée (cm2/ml)	A <sup>a</sup> calculée (cm2/ml)	A aadoptée (cm2/ml)
X-X	6.85	4.03	1.51	3T10= 2.36	0.9	3T8=1.51
Y-Y	4.07	4.03	0.9	3T10= 2.36	0.9	3T8=1.51

**Tableau III.48. Ferraillage de la dalle pleine de la locale machinerie**

**Vérifications :**

- **Condition de non fragilité :**

$$h > 12 \implies A_{min}^x = 0.0008 \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_{min}^x = 1.37 \text{ cm}^2 \leq A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$P = 0.71 > 0.4$$

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

$$A_{min}^y = y.b.e \text{ telle que } y = 0.0008$$

$$A_{min}^y = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^y < A_s$$

**Vérification au poinçonnement :**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que :

$$q_u \leq 0,045 * U_c * h * f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : P<sub>u</sub> est la charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U<sub>c</sub> : Périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = 2 * (105 + 105) = 420 \text{ cm}$$

$$q_u = 85,05 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 85,05 \leq 0,045 * 4,2 * 0,15 * 25 * 10^3 / 1,5 = 472,5 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$



donc : Pas de risque de poinçonnement.

### III.8.3. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,166 \text{ MPa}$$

On a  $v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 27,55 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0,2271 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,166 \text{ MPa}$  ..... C'est vérifié

#### • Vérification à l'E.L.S

Les moments engendrés par le système de levage :

$$Q_{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 + M_2 * v \\ M_{y1} = M_2 + M_1 * v \Rightarrow M_{x1} = 5.35 \text{ KN.M} ; M_{y1} = 3.97 \text{ KN.M} \end{cases}$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q^{ser} = 5.0 + 1 = 6 \text{ KN/m}$$

$$\mu_x = 0,0731 \mu_y = 0.5940$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times l^2 = 1.27 \text{ KN.M}$$

$$M_{y2} = M_{x2} \times \mu_y = 0.75 \text{ KN.M}$$

**La Superposition des Moments:**

$$M^x = 6.62 \text{ KN.M}$$

$$M^y = 4.72 \text{ KN.M}$$

Vérification des contraintes dans le béton :

$$M_{tx} = 5.63 \text{ KN.m} \quad M_{ax} = 3.31 \text{ KN.M}$$

$$M_{ty} = 4.01 \text{ KN.m} \quad M_{ay} = 3.31 \text{ KN.M}$$

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

Calcul de y :

$$100y^2/2 + 15 \times 4.52 \times y - 15 \times 4.52 \times 18 = 0$$

$$y = 2.7 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = by^3/3 + 15 \times A \times (d-y)^2$$

$$I = 4411.68 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.44$$

$\sigma_{bc} = 3.44 < 15\text{MPa}$  ..... Pas de risque de fissuration du béton.

Vérification des contraintes dans l'aciers

$$F.N \Rightarrow \tau_{st} = \frac{15M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \tau_{st}^{adm}$$

$$\tau_{st}^{adm} = \min ( 2/3 f_e ; 110 \sqrt{f_{tj}} ) = 201.63 \text{ MPA}$$

$\tau_s = 197.17 \text{ MPA} \leq \tau_s^{adm}$  .....la condition est vérifiée

**La fleche :**

$$1. \frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0X}}\right) 0,15 > 0,072 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition}$$

vérifiée

$$2. \frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0018 > 0.005 \quad \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition}$$

vérifié

**III.8.4. SCHEMA DE FERRAILLAGE :**

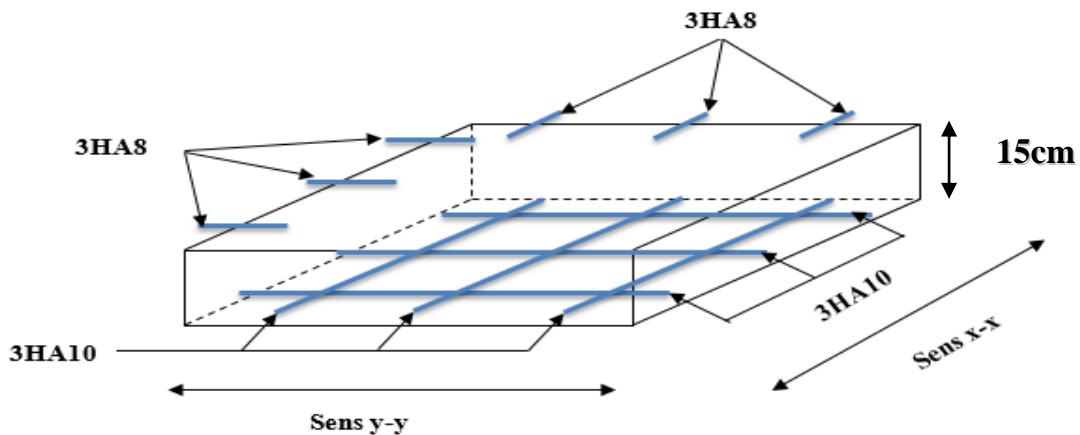


Figure III.25. Schéma de Ferrailage de la dalle pleine de la locale machinerie.

**III.9.CONCLUSION :**

Le calcul des éléments secondaires est une étape incontournable dans le calcul d'une structure. Après les avoir pré dimensionné, les poutrelles sont calculées à la flexion simple. La méthode Forfaitaire 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 Ø6.

Le calcul de l'acrotère s'est fait à la flexion composée. Le ferrailage ainsi déterminée représenté sur la figure (III.24). Les dalles pleines ont été calculées à la flexion simple. Les sections d'armatures ont été déterminées pour les type de dalle pleine.

Le calcul des escaliers a été fait en se basant sur les méthodes classiques de la résistance des matériaux. Le ferrailage de ces dernières à été fait à la flexion simples. Enfin on a étudié et donc calculé le ferrailage de l'assenseur. qui se fait à la flexion simple.

## **Chapitre IV : Etude dynamique**

## IV.1.Introduction

Le séisme 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 l'ETABS.

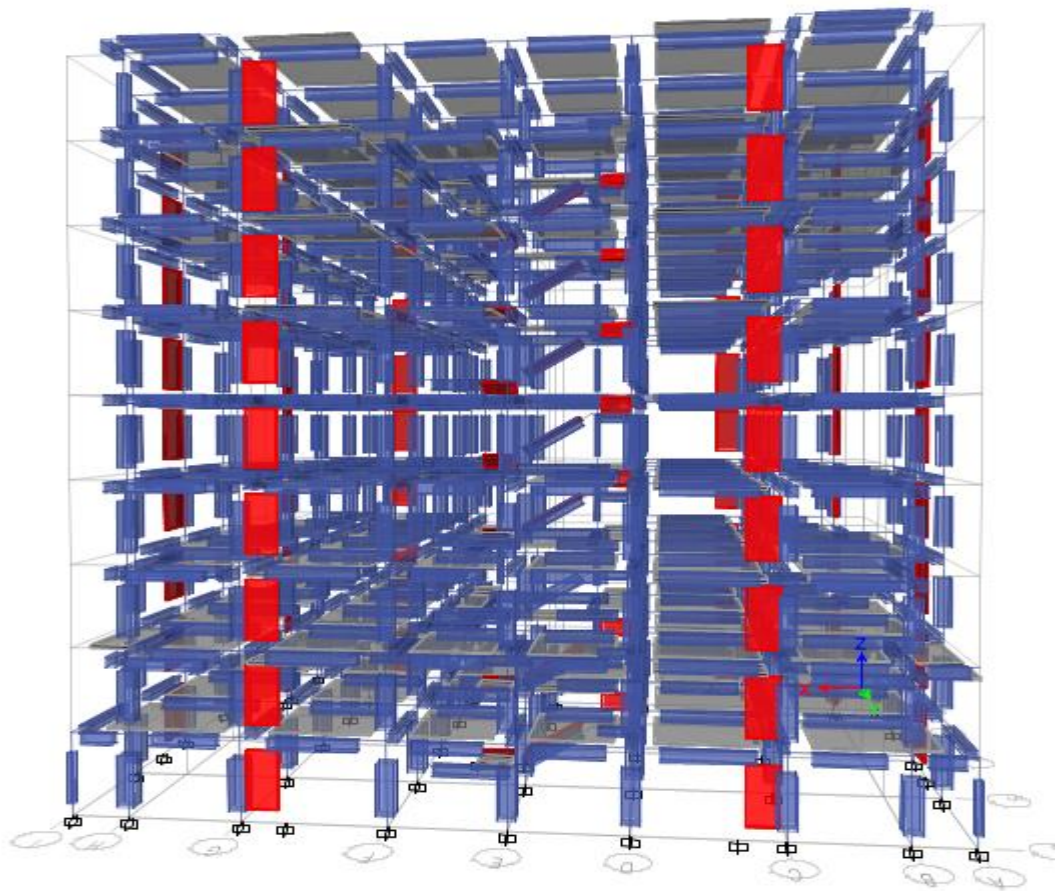


Figure IV.1.Modélisation 3D de la structure

## IV.2. 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 ce 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 (action sismique à l'**ELU**).
- ❖ Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'**ELS**). Cet objectif vise les structures à plusieurs étages pour lesquels leur stabilité doit être assurée à l'**ELS**.

## IV.3 Méthodes de calcul

Le *RPA99* propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique :
  - La méthode d'analyse modale spectrale.
  - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

### IV.3.1 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 :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$A$  : 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 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 ,ce facteur 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 :

$$Q = 1 + \sum_1^6 pqRPA99 \text{ (Formule 4.4)}$$

$Pq$  :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 suivant :

N°	« Critère q »	Observé	Pq/xx	Observé	Pq/yy
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
02	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
03	Régularité en plan	Non	0.05	Oui	0
04	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
05	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
06	Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

**Tableau IV.1.Valeurs des pénalités**

Donc  $Q_x= 1.1$

$Q_y=1.05$

$W$ :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) :

$$W = \sum_{i=1}^n w_i \text{ avec } W_i = W_{GI} + \beta W_{OI}$$

$W_{GI}$ : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{OI}$ :Charges d'exploitation.

$\beta$ : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau suivant :

Concernant notre projet on prend  $\beta = 0.20$ .

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ )

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3)}$$

Avec  $T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le tableau 4.7 du (RPA99/version 2003).

$$\begin{cases} \text{On a site ferme (S3) donc } \Rightarrow T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA 99 (Art .4.2.3)}$$

Avec :  $\xi$  est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, voir *tableau 4,2 du RPA99/V2003*.

On a un contreventement mixte ( portique – voile )

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne  $\Rightarrow \xi = 8,5\% \Rightarrow \eta = 0,816$

### Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone *I* et *IIa* et 30m en zone *IIb* et *III*.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autre conditions complémentaires énumérées dans le *RPA article 4.1.2*

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$\begin{aligned} 1) \quad T_1 &= C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad \text{RPA 99 (Article 4.2.4)} \\ 2) \quad T_2 &= \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}} \end{aligned}$$

Avec :  $T = 1,3 \times \min(T_1; T_2)$

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

$$\Rightarrow h_N = 24.99 \text{ m}$$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donnée par le *RPA99 (tableau 4.6)*

$$\Rightarrow C_T = 0.05$$



$$T = 0.050 \times (24.99)^{3/4} = 0,559 \text{ s}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

$$\text{Sens X : } 27.66 \text{ m donc } T_x = 0,428 \text{ s}$$

$$\text{Sens Y : } 21.43 \text{ m donc } T_y = 0,486 \text{ s}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % donc on a :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1,3 \times \min(0,559 ; 0,428) = 0,556 \text{ s} \\ T_{Sy} = 1,3 \times \min(0,559 ; 0,486) = 0,632 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_2 = 0.5 < T_x = 0,556 < 3s$$

$$T_2 = 0.5 < T_y = 0,632 < 3s$$

$$D_y = D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0,816 \times (0.5/0,556)^{2/3} = 1.9$$

$$D_y = 2.5 \times 0,816 \times (0.5/0,632)^{2/3} = 1.74$$

### Calcul de la force sismique totale

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.1}{5} \times 36357,7136 = 2279.63 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.74 \times 1.05}{5} \times 36357,7136 = 1992.7 \text{ KN}$$

### IV.3.2.Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

#### Principe

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3)}$$

Pour notre étude le spectre de repense étant intégrée dans le logiciel ETABS structural analyse avec lequel nous avons modélisé la structure, les données correspondantes à notre projet sont :

- ✓ La zone **IIa**
- ✓ Groupe d'usage **2**
- ✓ Facteur de qualité ( $Q_x = 1.1$  ;  $Q_y = 1.05$ )

- ✓ 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 :

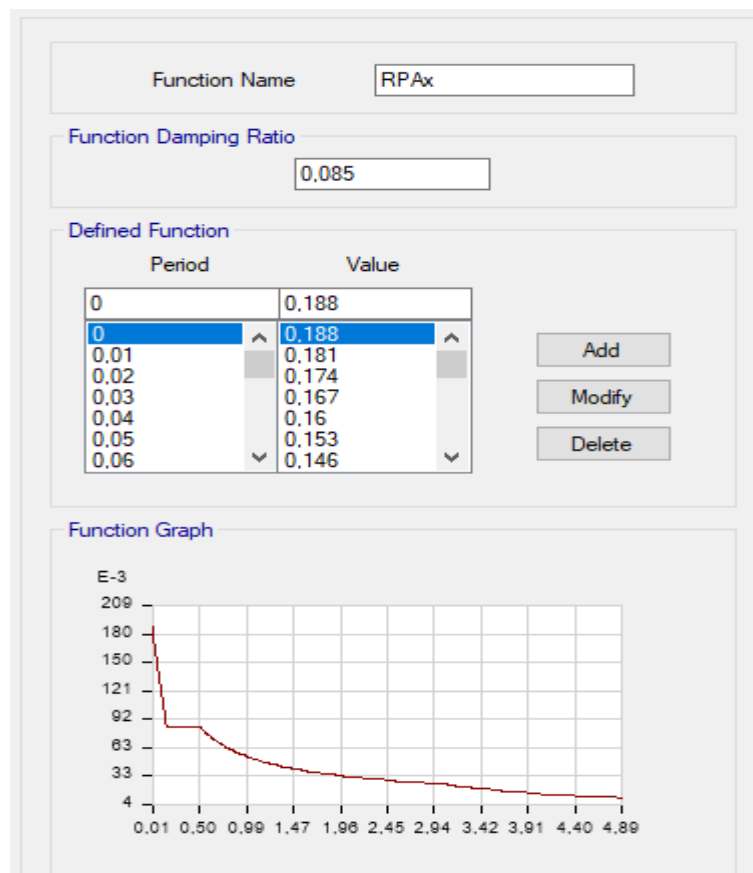


Figure IV.2.Spectre de réponse sens x.

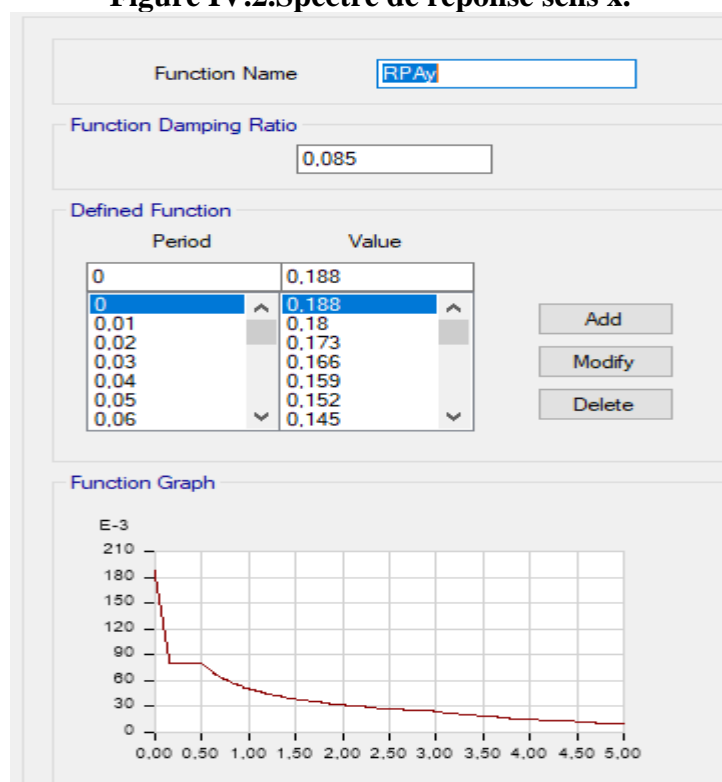


Figure IV.3. Spectre de réponse sens y.

### IV.4. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification de la longueur des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voiles – portiques), on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

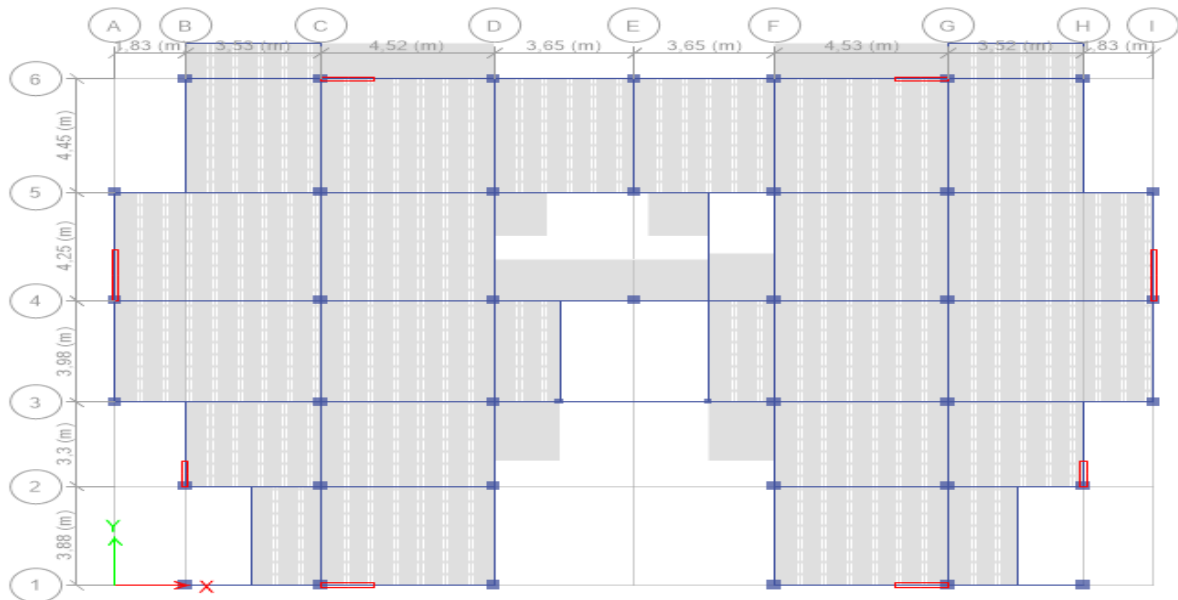


Figure IV.4. Dispositions des voiles.

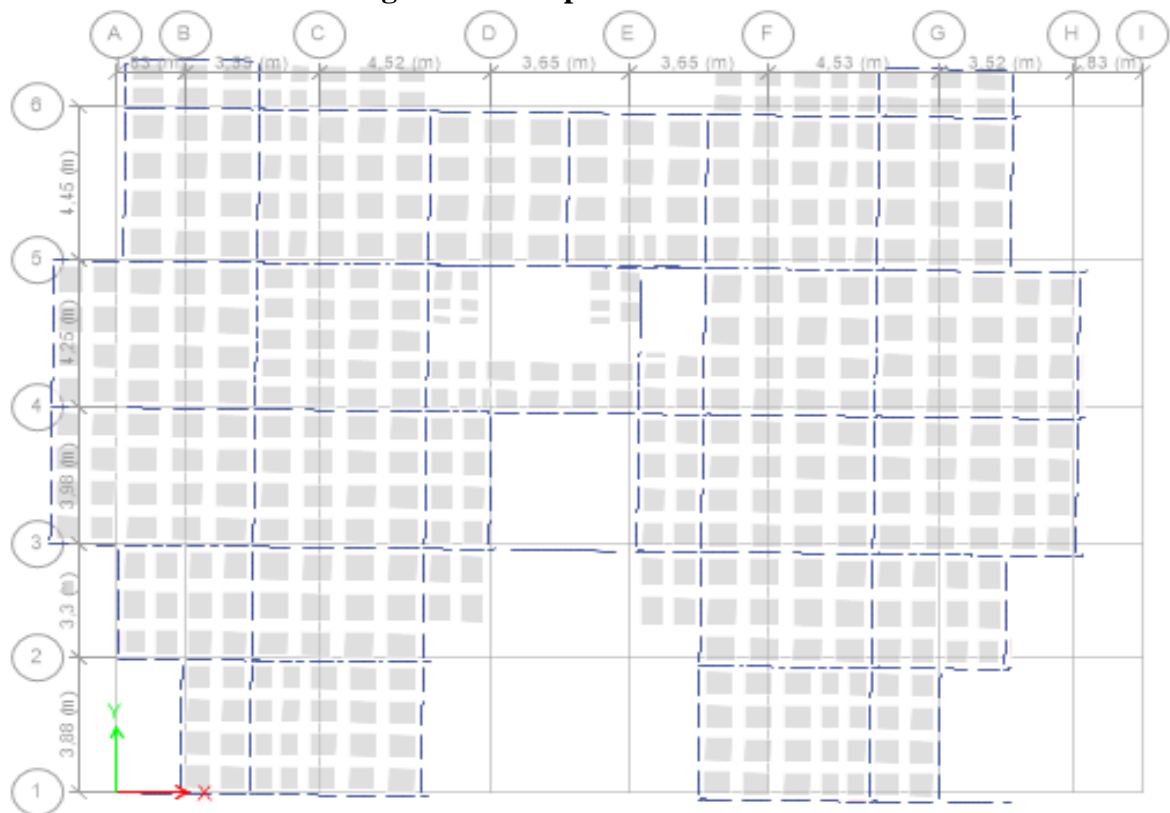


Figure IV.5. 2<sup>ème</sup> mode de déformation (translation suivant x-x).

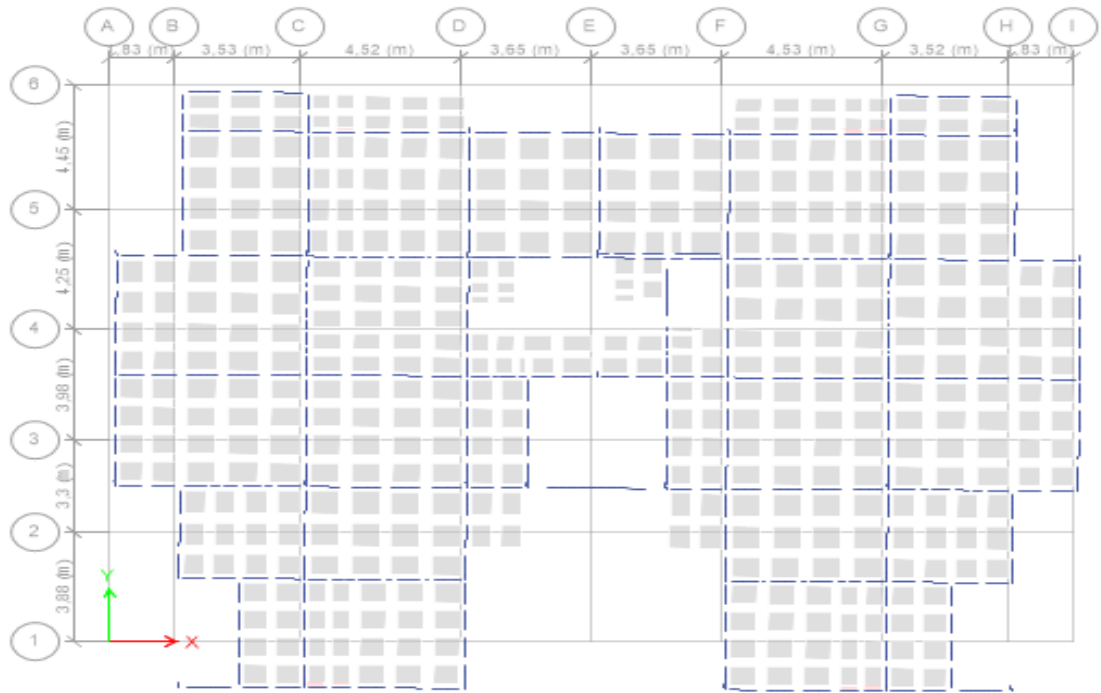


Figure IV.6.1<sup>er</sup> mode de déformation (translation suivant y-y).

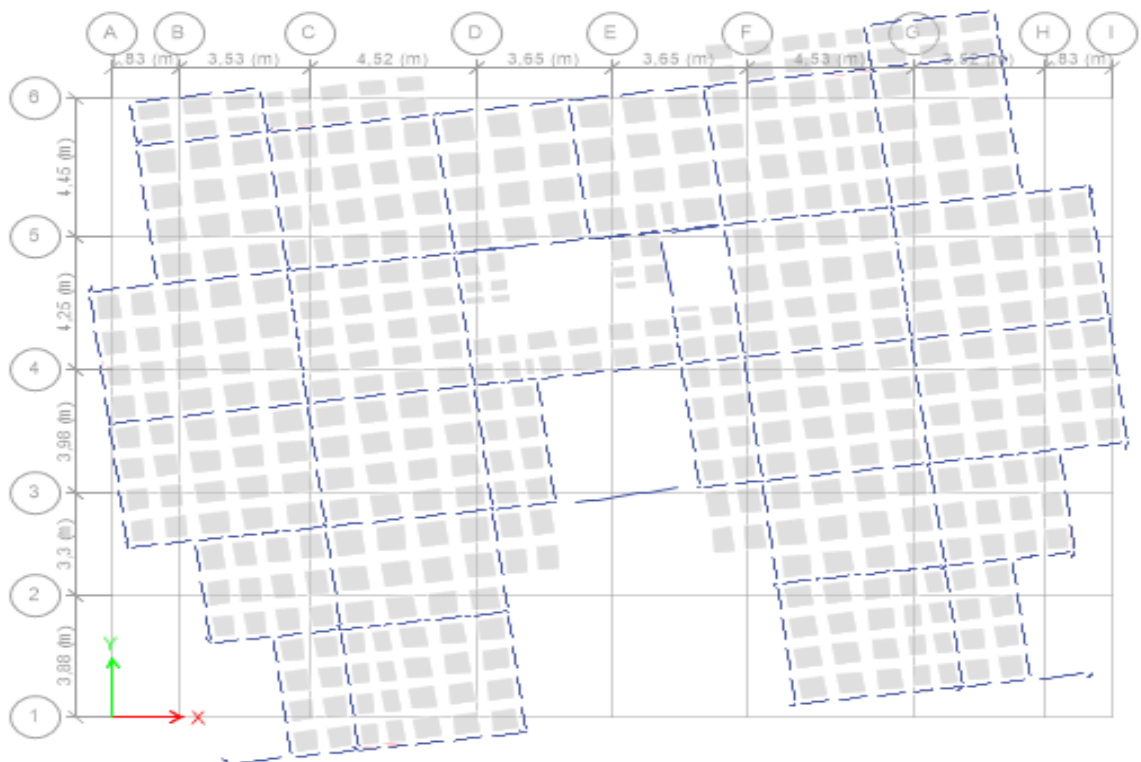


Figure IV.7.3<sup>ème</sup> mode de déformation (rotation).

**IV.5. 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  $V_{st}$

Sens	$V_{dyn}(KN)$	$0.8V_{st}(KN)$	Observation
Sens x-x	1942,75	1823,704	vérifiée
Sens y-y	1844,8092	1594.216	vérifiée

Tableau IV.2.Vérification de la résultante des forces sismiques

#### IV.6. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

Périodes de vibration et participation massique :

Mode	Fréquence [Hz]	Période (sec)	Masse cumulée (%)		Masse modale (%)	
			UX	UY	UX	UY
1	1,079	0,927	0,0042	0,7063	0,0042	0,7063
2	1,198	0,835	0,7117	0,004	0,7158	0,7103
3	1,37	0,73	0,0006	0,0009	0,7165	0,7112
4	3,381	0,296	0,0014	0,1303	0,7179	0,8415
5	3,712	0,269	0,1296	0,0014	0,8475	0,8429
6	4,578	0,218	0,0006	0,0001	0,8481	0,843
7	6,764	0,148	0,0008	0,0619	0,8489	0,9049
8	7,256	0,138	0,0591	0,0008	0,908	0,9057
9	9,632	0,104	0,0007	0,0001	0,9087	0,9058
10	11,208	0,089	0,0001	0,0374	0,9089	0,9432

Tableau IV.3.: les résultats de l'analyse dynamique

La masse modale est atteinte au 8eme mode selon x-x , et selon y-y cela veut dire que les 7 premiers modes sont suffisants pour donner une réponse combiné de la structure qui approche le comportement réel de cette dernière.

#### ➤ Vérification de l'interaction voiles portiques

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

#### a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales}$$

reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

**Tableau IV.4.Vérification de l'interaction sous charges verticale.**

Etage	Charge totale (KN)	Charge sur portique (KN)	Charge sur voile (KN)	Pourcentage repris (%)	
				Portique	voile
7	4604,7211	3568,871	1035,8505	77,5045985	22,4954015
6	8863,8936	6990,2	1873,6937	78,8615051	21,1384949
5	13145,6411	10458,5	2687,1433	79,5586744	20,4413256
4	17540,8621	14182,63	3358,2358	80,8547848	19,1452152
3	21942,0777	17882,45	4059,6274	81,4984367	18,5015633
2	26474,5926	21902,69	4571,8993	82,7309928	17,2690072
1	30911,4759	25692,25	5219,2289	83,1155623	16,8844377
RDC	35940,9965	30421,85	5519,145	84,6438732	15,3561268
Sous sol	41224,5251	35455,6325	5768,8926	86,006164	13,9938364

L'interaction sous charges verticales est vérifiée dans les trois dernière niveau

**b) Sous charges horizontales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

niveau	Charge totale (KN)	Charge sur Portique(KN)	Charge sur voile (KN)	Pourcentage repris (%)	
				Portique	voile
7 étage	524,3879	342,3949	181,993	65,294203	34,705797
6 étage	727,1529	600,8014	126,3515	82,6238058	17,3761942
5 étage	969,0701	647,483	321,5871	66,8148775	33,1851225

4 étage	1181,9458	928,1152	253,8306	78,5243452	21,4756548
3 étage	1358,685	937,9885	420,6965	69,0364948	30,9635052
2 étage	1522,7104	1163,9704	358,74	76,4406942	23,5593058
1 étage	1795,428	1095,1298	700,2982	60,9954729	39,0045271
RDC	1787,2221	1124,6298	662,5923	62,9261355	37,0738645
Sous sol	1871,36	1112,9196	758,4404	59,4711654	40,5288346

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

niveau	Charge totale (KN)	Charge sur portique (KN)	Charge sur voile (KN)	P (%)	V (%)
7 étage	523,1012	359,2895	163,8117	68,6845108	31,3154892
6 étage	659,6458	518,5237	141,1221	78,6063824	21,3936176
5 étage	864,4052	535,287	329,1182	61,925472	38,074528
4 étage	1042,5258	790,1366	252,3892	75,7906039	24,2093961
3 étage	1184,3931	762,0356	422,3575	64,3397534	35,6602466
2 étage	1328,3591	958,6766	369,6825	72,1699878	27,8300122
1 étage	1702,3689	991,6164	710,7525	58,2492079	41,7507921
RDC	1608,2577	964,1595	644,0982	59,9505602	40,0494398
Sous sol	1718,1056	995,1295	722,9761	57,9201593	42,0798407

**Tableau IV.6.:Vérification sous charge horizontales (y-y).**

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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} < 0.3 \quad \text{RPA 99.V 2003 (Article 7.1.3.3)}$$

Nd : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par logiciel **ETABS** .

Bc : L'aire brute du poteau.

Poteau	b (cm)	h(cm)	aire (cm2)	Nd(KN)	v	observation
Poteau 01	50	50	2500	1727,7202	0,27643523	vérifiée

Poteau 02	45	45	2025	1457,9266	0,2879855	vérifiée
Poteau 03	40	40	1600	1043,6558	0,26091395	vérifiée
Poteau 04	35	35	1225	538,1962	0,17573753	vérifiée
Poteau 05	30	30	900	197,5271	0,087789822	vérifiée

Tableau IV.7.Vérification de l'effort normal réduit.

## ❖ Remarque

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages sauf dans les trois derniers étages avec une légère différence qui peut être négligé Ces résultats sont obtenus après redimensionnement des sections des poteaux et de poutres comme suit :

Sous sol,	(55×55) cm <sup>2</sup>
RDC :	(50×50) cm <sup>2</sup>
1 <sup>ère</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages	(45×45) cm <sup>2</sup>
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étages	(40×40) cm <sup>2</sup>
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages	(35×35) cm <sup>2</sup>
7 <sup>ème</sup> étages	(30×30) cm <sup>2</sup>

## ➤ Vérification vis-à-vis des déplacements relatifs

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$

$R$  : Coefficient de comportement ( $R=5$ ).

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur del'étage, C.à.d. :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$ .

$h_e$  : Étant la hauteur de l'étage

Les résultats sont regroupés ci-dessous

	Sens x-x						
Niveau	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$h_k$	$\Delta_k/h_k$	Observation
RDC	2,545	12,725	0	12,725	3060	0,0041585	vérifier



1	4,814	24,07	12,725	11,345	3060	0,00370752	vérifier
2	7,174	35,87	24,07	11,8	3060	0,00385621	vérifier
3	9,536	47,68	35,87	11,81	3060	0,00385948	vérifier
4	11,746	58,73	47,68	11,05	3060	0,00361111	vérifier
5	13,799	68,995	58,73	10,265	3060	0,00335458	vérifier
6	15,608	78,04	68,995	9,045	3060	0,00295588	vérifier
7	17,269	86,345	78,04	8,305	3060	0,00271405	vérifier
Sens y-y							
Niveau	$\delta_{ek}$	$\delta_{\kappa}$	$\delta_{\kappa-1}$	$\Delta_{\kappa}$	$h_{\kappa}$	$\Delta_{\kappa}/h_{\kappa}$	observation
RDC	2,857	14,285	0	14,285	3060	0,0046683	vérifier
1	5,496	27,48	14,285	13,195	3060	0,00431209	vérifier
2	8,278	41,39	27,48	13,91	3060	0,00454575	vérifier
3	11,078	55,39	41,39	14	3060	0,00457516	vérifier
4	13,7	68,5	55,39	13,11	3060	0,00428431	vérifier
5	16,137	80,685	68,5	12,185	3060	0,00398203	vérifier
6	18,277	91,385	80,685	10,7	3060	0,00349673	vérifier
7	20,233	101,165	91,385	9,78	3060	0,00319608	vérifier

Tableau IV.8. Vérification du déplacement.

#### ❖ Analyse des résultats

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs à chaque niveau sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

#### .Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

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 :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au des au-dessus du niveau « k » ; avec :

$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}) \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$$v_k : \text{ Effort tranchant d'étage de niveau « k ». } v_k = \sum_{i=1}^n f_i$$

$\Delta_k$  : 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 ci-dessous :

Niveau	Sens x-x					observation
	hk (cm)	$p_k$ (KN)	$\Delta_k$	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	
RDC	3060	36170,2097	12,725	1895,9262	0,07933521	Vérifier
1	3060	31133,9809	11,345	1799,4534	0,06414711	Vérifier
2	3060	26700,1765	11,8	1676,1313	0,06142804	Vérifier
3	3060	22152,142	11,81	1508,72	0,0566677	Vérifier
4	3060	17722,45	11,05	1312,1958	0,04877148	Vérifier
5	3060	13292,758	10,265	1082,7077	0,04118522	Vérifier
6	3060	8966,491	9,045	808,2645	0,03279111	Vérifier
7	3060	4640,224	8,305	494,9789	0,02544313	Vérifier

	Sens x-x					
Niveau	hk (cm)	$p_k$ (KN)	$\Delta_k$	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	observation
RDC	3060	36170,2097	14,285	1798,8381	0,09386804	Vérifier
1	3060	31133,9809	13,195	1705,7129	0,0787076	Vérifier
2	3060	26700,1765	13,91	1588,388	0,07641229	Vérifier
3	3060	22152,142	14	1429,0056	0,07092321	Vérifier
4	3060	17722,45	13,11	1246,2612	0,06092506	Vérifier
5	3060	13292,758	12,185	1034,1953	0,05118193	Vérifier
6	3060	8966,491	10,7	776,745	0,04036513	Vérifier
7	3060	4640,224	9,78	480,576	0,03085988	Vérifier

**Tableau IV.9. Vérification à L'effet P- $\Delta$  .**

❖ **Analyse des résultats :** Puisque tous les coefficients  $\theta_k$  sont inférieurs à 0,10, donc l'effet P- $\Delta$  peut être négligé.

## IV.7 Conclusion

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques sous charges (horizontales et verticales). Toutes les vérifications de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'effort normal réduit L'effet P- $\Delta$  de déplacement relatif, sont satisfaites.

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

## 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.Étude des poteaux

### V.2.1 Définition

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,

Celles introduites dans le fichier de données du **ETABS** :

$$\begin{array}{lll} * & 1.35G+1.5Q & ; \quad G+Q+E & ; \quad 0,8G+E \\ * & G+Q & ; \quad G+Q-E & ; \quad 0,8G-E \end{array}$$

Le ferrailage est calculé selon les couples de sollicitation suivantes :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant :  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

### V.2.2.Recommandations du RPA99/Version 2003

#### a. Armatures longitudinale

- Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal  $A_{\min} = 0.8\%$  de la section du béton en zone II.
- Leur pourcentage maximal :
  - ✓  $A_{\max} = 4\%$  de la section du béton en zone courante.
  - ✓  $A_{\max} = 6\%$  de la section du béton en zone de recouvrement.
- $\phi_{\min} > 12mm$  (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  :

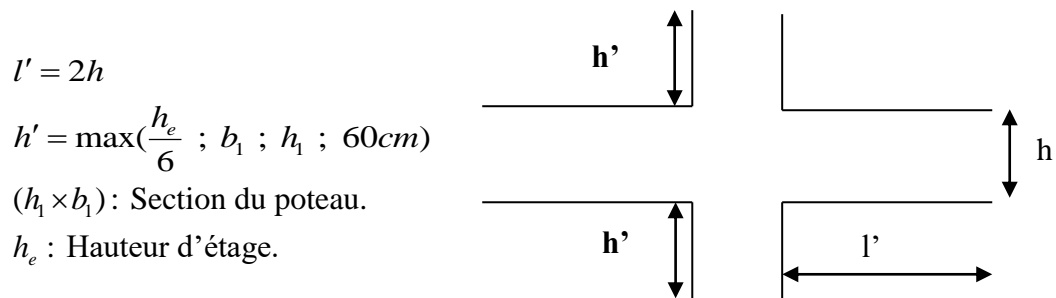


Figure V. 1 Zone nodale

➤ Les armatures longitudinales min et max données par le RPA

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Section du poteau (cm2)	Amin (cm2)	Amax (cm2)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous sol	55*55	24.2	121	181.5
<b>RDC</b>	50*50	20	100	150
<b>1ème et 2ème étage</b>	45*45	16.2	81	121.5
<b>3ème et 4ème étage</b>	40*40	12.8	64	96
<b>5ème et 6ème étage</b>	35*35	9.8	49	73.5
<b>7ème étage</b>	30*30	7.2	36	54

Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

V.2.3. Les armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_U}{h_1 f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

- La quantité d'armatures transversale minimale :  $A_t^{\min}$  en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  On interpole entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g : \text{ est l'elencement géométrique du poteau } \lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

### V.2.4 Sollicitations dans les poteaux

- Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel *ETABS* qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique. Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$		$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$		V
	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	109,411 7	-922,2785	-119,644	54,2648	1905,6425	12,9333	172,924
1ème 2ème	82,6388	232,4142	-98,2251	48,8381	1656,7639	-7,1668	168,256
3ème 4ème	68,1485	491,9247	-42,7967	37,9779	1178,7475	5,3152	154,795
5ème 6ème	44,8307	177,172	-7,7308	15,1906	717,598	5,8789	117,452
7ème	40,279	86,4965	1,8298	9,5208	266,7552	5,2784	31,4481

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux.

#### Calcul du ferrailage

#### Ferrailage longitudinal

#### Hypothèses de calcul :

Fissuration peu préjudiciable ( $e = 3$  cm) ;

Calcul en flexion composée ;

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

$b = 35$  cm ;  $h = 35$  cm ;  $d = 32$  cm ;

Situation accidentelle:  $\gamma_b = 1,15$  et  $\gamma_s = 1$ ,

#### Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau 5 , et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

$$1) N_{\max} = -717,598 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{cor}} = 5,8789 \text{ KN.M}$$

$$2) N_{\min} = 7,7308 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{cor}} = 15,1906 \text{ KN.M}$$

$$3) M_{\max} = 44,8307 \text{ KN.M} \quad \Rightarrow \quad N_{\text{cor}} = -177,172 \text{ KN}$$

$$1) N_{\max} = -717,598 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_{\text{cor}} = 5,8789 \text{ KN.M}$$

$$d = 32 \text{ m}; d' = 0.03 \text{ m.}$$

$$N = -717,598 \text{ KN (traction)}$$

$$M = 5,8789 \text{ KN.m} \rightarrow e_g = M/N = 0.008 \text{ m}$$

$$e_g < h/2 = 0.35/2 = 0.175 \text{ m} \rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}$$

$\Rightarrow$  Section entièrement tendue (SET).

$$A1 = Nue2 / fs \cdot 10(d - d')$$

$$A2 = Nue1 / fs \cdot 10(d - d')$$

Tel que :

$$1. fs \cdot 10 = fe / \gamma_s$$

$$2. e1 = (h/2 - d') + e_g$$

$$3. e2 = (d - d') - e1$$

$$A_{\min} = Bft28 / fe$$

Si  $\min(A1, A2) > A_{\min} \Rightarrow$  on ferraille avec A1 et A2

Si  $\min(A1, A2) < A_{\min} \Rightarrow$  on ferraille avec Amin.

**AN :**

$$e1 = 15.3 \text{ cm}$$

$$e2 = 13.7 \text{ cm}$$

$$A1 = 9.74 \text{ cm}^2$$

$$A2 = 10.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 6.43 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  On ferraille avec A2 = 10.87 cm<sup>2</sup>

$$2) N_{\min} = 7,7308 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_{\text{cor}} = 15,1906 \text{ KN.M}$$

$$N = 7,7308 \text{ KN (compression)}$$

$$M = 15,1906 \text{ KN.m} \rightarrow e_g = M/N = 1.96 \text{ m} \rightarrow \text{le centre de pression en dehors de la section}$$

$\Rightarrow$  Section partiellement comprimée (SPC).

$$Nu(d-d') - MUA \leq (0.337 h - 0.81 d') b h f_{bu} \dots \dots \dots (I)$$

$$MUA = M + N \times (d - h/2) = 15,1906 + 7,7308 \times (0.32 - 0.35/2) = 0.01631 \text{ MN.m.}$$



$$(0.337*0.35-0.81*0.03)*0.35*0.35*18.47 = 0.21 > (7,7308*(0.32 -0.03)-16.31)*103=0.016$$

MN.m

⇒ (I) c'est vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0.01631 / (0.35*0.32^2*18.47) = 0.024 < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2*0.024}) = 0.031$$

$$Z = 0.32*(1 - 0.4*0.031) = 0.316 \text{ m}$$

$$A_l = 0.01631 / (0.316 * 400) = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - N_u / f_{st} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e = 0.23 * 0.35 * 0.32 * 2.1 / 400 = 1.35 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A_{min} = 1.35 \text{ cm}^2$

**3) Mmax = 44,8307 KN.M ⇒ Ncor = -177,172 KN**

N (traction )

$$e_G = M/N = 0.253 \text{ m} > h/2 = 0.175 \text{ m} \rightarrow \text{le centre de pression en dehors de la section}$$

⇒ Section entièrement tendue (SPC).

$$N_u (d-d') - MUA \leq (0.337 h - 0.81 d') b h f_{bu} \dots\dots\dots(I)$$

$$MUA = M + N \times (d - h/2) = 44,8307 - 177,172 \times (0.32 - 0.35/2) = 0.019 \text{ MN.m.}$$

$$(0.337*0.35-0.81*0.03)*0.35*0.35*18.47 = 0.21 > - 177,172*10^{-3}*(0.32 -0.03)-0.019 = - 0.07 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.019 / (0.35*0.32^2*18.47) = 0.028 < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2*0.028}) = 0.036$$

$$Z = 0.32*(1 - 0.4*0.036) = 0.315 \text{ m}$$

$$A_l = 0.019 / (0.315 * 400) = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - N_u / f_{st} = -2.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e = 0.23 * 0.35 * 0.32 * 2.1 / 400 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Données :

Niveaux	Section du poteau (cm2)	A RPA (cm2)	Acal (cm2)	Aadop (cm2)	Choix des barres
Sous sol	55*55	24.2	1.08	26.89	6HA20+4HA16
<b>RDC</b>	50*50	20	1.37	21.81	4HA20+6HA14

<b>1ème et 2ème étage</b>	45*45	16.2	2.16	17.28	4HA16+6HA14
<b>3ème et 4ème étage</b>	40*40	12.8	2.05	13.76	6HA14+4HA12
<b>5ème et 6ème étage</b>	35*35	9.8	10.87	11.31	10HA12
<b>7ème étage</b>	30*30	7.2	3.12	9.05	8HA12

**Tableau V. 3. Ferrailage longitudinal des poteaux.**

### V.2.5. Ferrailage transversale

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Niveau	Sous - sol	RDC	1ème et 2ème étage	3ème et 4ème étage	5ème et 6ème étage	7ème étage
Section (cm <sup>2</sup> )	55*55	50*50	45*45	40*40	35*35	30*30
Øl max (cm)	20	16	16	12	14	12
Øl min (cm)	14	14	12	12	12	12
L0 (m)	2.61	2.61	2.61	2.61	2.61	2.61
Lf(m)	1.827	1.827	1.827	1.827	1.827	1.827
Λg	3.38	3.72	4.13	4.65	5.31	6.2
ρa	3,75	3,75	3.75	2.5	2.5	2.5
Vu(kn)	185.76	172,924	168,256	154,795	117,452	31,448
Lr(cm)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
St zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
St zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
At cal(cm <sup>2</sup> )	4.4	4.86	3.5	3.62	3.14	0.98
At min(cm <sup>2</sup> )	3.75	3.41	3.07	2.73	2.38	2.04
At adopte (cm <sup>2</sup> )	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71	3.14
Nombre des cadres	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	4HA10

**Tableau V. 4. Ferrailage transversales des poteaux.**

### V.2.6. 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 :

$$N_d \leq N_u$$

$$N_{ul} = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

-  $A_s$  : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul .

-  $B_r$  : 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'élanement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

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

Telle que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$  : Longueur de flambement ( $0.7 \times l_0$ )

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de notre structure sont représentés dans le tableau suivant

Niveaux	Section (cm2)	$l_0$ (cm)	$l_f$ (cm)	$\alpha$	$\lambda$	$A_s$ (cm2)	$B_r$ (m2)	$N_{u_{max}}$ (MN)	$N_d$ (KN)	Obs.
Sous sol	55*55	261	182.7	0.83	11.49	26.89	0.27	4.93	2.145	vérifiée
RDC	50*50	261	182.7	0.82	12.64	21.81	0.22	3,96	1.905	vérifiée
1ème et 2ème	45*45	261	182.7	0.82	14.04	17.28	0.176	3,16	1.656	vérifiée
3ème et 4ème	40*40	261	182.7	0.81	15.79	13.76	0.137	2,44	1.178	vérifiée
5ème et 6ème	35*35	261	182.7	0.8	18.06	11.31	0.102	1,82	0.717	vérifiée
7ème	30*30	261	182.7	0.79	21.07	9.05	0.073	1,32	0.266	vérifiée

**Tableau V.5. Vérification du flambement pour les poteaux**

**V.2.7. Vérification des contraintes :**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

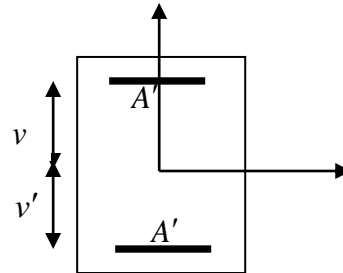
$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d)^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \quad \text{et} \quad d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$



**Figure. V.2. Section d'un poteau**

Niveau	d (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	V (cm)	V' (cm)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc1</sub>	σ <sub>bc2</sub>	σ <sub>bc</sub>	Obs
Sous sol	52	50.27	27.5	27.5	0.036	1559.99	3.213	5.23	5.09	15	Vérifiée
RDC	47	50.27	25	25	0.133	1386,02	9,372	5.6	5.47 7	15	Vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	42	18.73	22.5	22.5	0.007	1205,13	5,195	6.11	5.78	15	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup>	37	14.2	20	20	0.003	857,76	3,880	5.59	5.11	15	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup>	32	10.68	17.5	17.5	0.002	522,78	4,292	4.65	3.86	15	Vérifiée
7 <sup>eme</sup>	27	9.05	15	15	0.001	195,45	3,840	2.74	1.58	15	Vérifiée

**Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.**

**V.2.8. Vérification aux sollicitations tangentielles**

Selon le **RPA99/version2003 (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 :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

D'où, on doit avoir :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	section	L <sub>f</sub>	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d(m)	V <sub>u</sub> (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Obs
Sous sol	55*55	182.7	3.32	0.04	52	172,924	0.67	1	Vérifiée
RDC	50*50	182.7	3.65	0.04	47	172,924	0.73	1	Vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> étages	45*45	182.7	4.06	0.04	42	168,256	0.88	1	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étages	40*40	182.7	4.56	0.04	37	154,795	0.904	1	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étages	35*35	182.7	5.22	0.04	32	117,452	0.93	1	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> étages	30*30	182.7	6.09	0.04	27	31,448	0.38	1	Vérifiée

**Tableau V. 7. Vérification des contraintes de cisaillement.**

### Détermination de la zone nodale

La détermination de la zone nodale est nécessaire car à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit qu'est constitué par le nœud poteau poutre.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles.

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

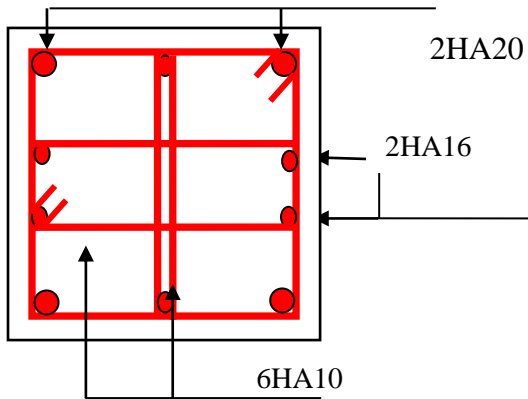
**Avec :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; h_1 ; b_1 ; 60\text{cm}\right)$$

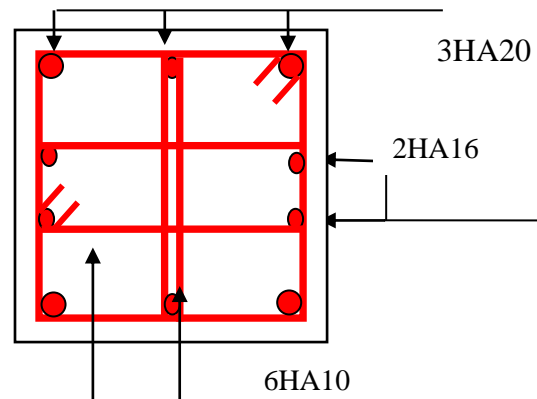
$$L' = 2h$$

$h_e$  : Hauteur de chaque niveau.

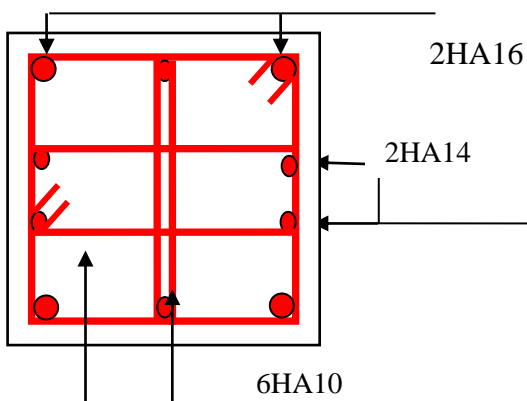
V.2.9. Le schéma de ferrailage des poteaux



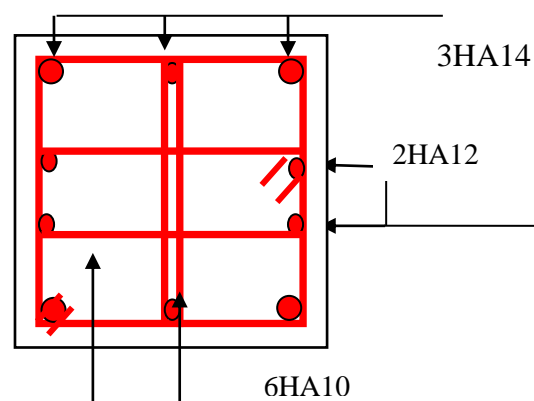
Ferrailage des poteaux de RDC



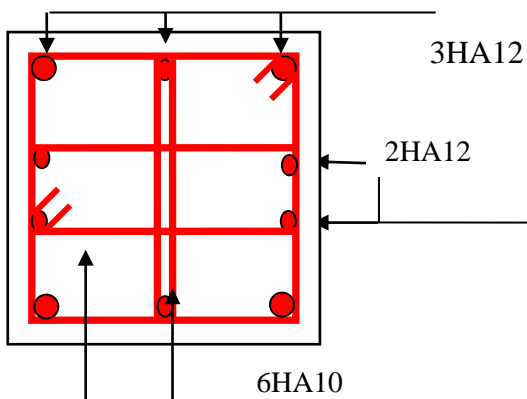
Ferrailage des poteaux de sous sol



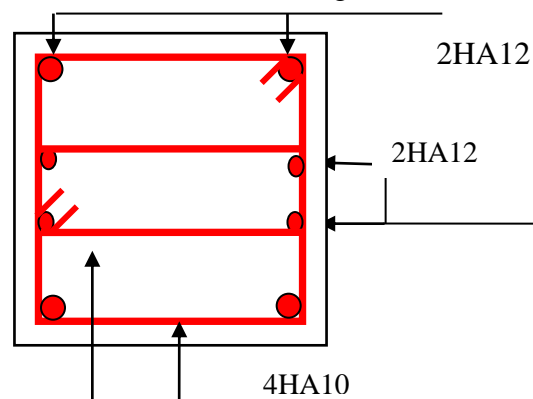
Ferrailage des poteaux de 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> étage



Ferrailage des poteaux de 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage



Ferrailage des poteaux de 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage



Ferrailage des poteaux de 7<sup>ème</sup> étage

Figure .V. 3 : Schéma de ferrailage des Poteaux

### V.3. ETUDE DES POUTRES

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 ( $30 \times 45 \text{ cm}^2$ ) qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires ( $30 \times 35 \text{ cm}^2$ ) qui assurent le chaînage.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ETABS, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/version2003** 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.3.1. Les recommandations du RPA99/version2003

##### Les armatures longitudinales

✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de  $0.5\% b \times h$  en toute section.

✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$4\% b \times h$  En zone courante.

$6\% b \times h$  En zone de recouvrement.

#### V.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Pour le ferrailage des poutres, on utilise le logiciel ETABS, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures du **RPA99/version03**

#### V.3.3. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

##### • Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

**En zone courante :**  $A_{max} = 4\% b \times h = 0.04 \times 45 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

**En zone de recouvrement:**  $A_{max} = 6\% b. h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

### V.3.4.Ferraillage longitudinal

#### Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferraillage la poutre principale (30×45) .

Avec les sollicitations suivantes :

$$M_a = 108,1647 \text{ KN.M}$$

$$M_t = 92,2323 \text{ KN.M}$$

- **Armatures en travée**

$$\mu_{bu} = 92,2323 \times 10^{-3} / (0,30 \times (0,42)^2 \times 18,47) = 0.094$$

$$\mu_{bu} = 0.094 < 0,186 \quad \rightarrow \text{Pivot A } (f_{st} = f_e/\gamma_s = 348\text{MPa})$$

$$\mu_{bu} < 0,392 \quad \rightarrow \quad A' = 0$$

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2\mu_{bu})})$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.094)}) \Rightarrow \alpha = 0,124$$

- $z = d(1 - 0,4\alpha)$

$$z = 0,42 (1 - 0,4(0,124)) \Rightarrow z = 0,39$$

- $A_t = M_u / (z \times f_{st})$

$$A_t = 92,2323 \times 10^{-3} / (0,39 \times 400) \Rightarrow A_t = 5.91 \text{ cm}^2$$

- $A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c$

$$A_{\min} = 0,23 \times 0,30 \times 0,42 \times 2,1 / 400 \Rightarrow A_{\min} = 1,52 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec 6HA12 = 6.78 cm<sup>2</sup>

- **Armatures en appuis**

$$\mu_{bu} = 108,1647 \times 10^{-3} / (0,30 \times (0,42)^2 \times 18,47) = 0.11$$

$$\mu_{bu} = 0.11 < 0,186 \quad \rightarrow \text{Pivot A } (f_{st} = f_e/\gamma_s = 348\text{MPa})$$

$$\mu_{bu} < 0,392 \quad \rightarrow \quad A' = 0$$

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2\mu_{bu})})$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.11)}) \Rightarrow \alpha = 0,146$$

- $z = d(1 - 0,4\alpha)$

$$z = 0,42 (1 - 0,4(0,146)) \Rightarrow z = 0,395$$



- $A_t = Mu / (z \times f_{st})$

$$A_t = 108,1647 \times 10^{-3} / (0,395 \times 348) \Rightarrow A_t = 7.86 \text{ cm}^2$$

- $A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$

$$A_{\min} = 0,23 \times 0,30 \times 0,32 \times 2,1 / 400$$

$$A_{\min} = 1,15 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A_t = 7.86 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA}14 + 3\text{AH}12 = 8.01 \text{ cm}^2$

Niveau	Type des poutres	Section	Localisation	Mu KN.m	$A_{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC Étages courants	PP	30×45	Appuis	108,164	7.86	6.75	6HA14=9.24
			travées	92,2323	5.91		6AH12=6.79
	PS	30×35	Appuis	104,079	9.05	5.25	6HA14=9.24
			travées	19,4513	1.54		6HA12=6.79

**Tableau V. 8 : Armatures longitudinales des poutres.**

### V.3.5. Armatures transversales

#### ➤ Diamètre des armatures transversales

Soit  $\phi_t$  le diamètre des armatures transversales

$$\text{Telle que : } \phi_t \leq \min \left( \phi_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \text{BAEL91 (article H.III.3)}$$

#### ✓ Poutres principales

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{t\min} ; h/35 ; b/10) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Phi_t \leq \min (12 ; 450/35 ; 300/10) = \min (12 ; 12.85 ; 30)$$

Donc on prend  $\phi_t = 10\text{mm}$

- On prend **4T10** = 3,14cm<sup>2</sup>(un cadre et un étrier) pour les poutres principales et les poutres secondaires.

#### ➤ Espacement des armatures transversales

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le *RPA99/version2003* (art 7.5.2.2).

- **Zone nodale** :  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_{t\min} \right)$

$$S_t \leq \min ( 45/4 ; 12*1.2)$$

- Poutres principales :  $S_t \leq \min ( h/4 ; 12 \times 1.2 ) = \min ( 11.25 ; 14.4 ) = 11.25$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

- Poutres secondaires :  $S_t \leq \min(10 ; 14,4) ; \text{ Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$

➤ **Zone courante:**  $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales :  $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \Rightarrow S_t \leq 22,5 \text{ cm} ; \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$

- Poutres secondaires :  $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm} ; \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Section minimal d'armatures transversales**

$A_t^{\min} = 0.003 \times s_t \times h = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  poutres principales

$A_t^{\min} = 0.003 \times s_t \times h = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  poutres secondaires

$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 2.025 \text{ cm}^2$  Condition vérifiée pour toutes les poutres.

### V.3.6.Vérification à l'ELU

✓ **Condition de non fragilité**

**Poutres principales :**  $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 0.23 \times 0.3 \times 0.42 \times 2.1 / 400 = 1.52 \text{ cm}^2$

**Poutres secondaires :**  $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 0.23 \times 0.3 \times 0.32 \times 2.1 / 400 = 1.15 \text{ cm}^2$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

### V.3.7.Vérification des contraintes tangentielles

- **Vérification de l'effort tranchant :**  $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

Fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau}_{bu} = \min ( 0.133 f_{c28}, 5 \text{ mpa} ) = 3.33 \text{ MPA}$

Poutres	V <sub>u</sub> (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$	Observation
principales	122,2352	0.97	3.33	Vérifiée
Secondaires	94,9619	0.99	3.33	Vérifiée

**Tableau V.9. Vérification de l'effort tranchant.**

$\tau_u < \bar{\tau}_{bu} \Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

### V.3.7.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

✓ en appui de rives :  $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

✓ en appui intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	$A_l$ (cm) Appui	$V_u$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	9.24	122,2352	108,1647	3.51	-4,71	Vérifiée
Secondaires	9.24	94,9619	104,0798	2.73	-5,18	Vérifiée

**Tableau V.10. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.**

### V.3.8. Vérification à l'ELS

- **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

- **État limite de compression du béton**

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

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

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

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

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

poutres	Elément	$M_{ser}$ (KN.m)	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
principales	Appui	66,9483	15.9	143968.92	7.39	15	vérifiée
	Travée	69,5705	15.6	146279.17	7.41	15	vérifiée
Secondaires	Appui	37,378	13.57	78332.73	6.47	15	vérifiée
	Travée	14,2434	13.27	80642.98	6.49	15	vérifiée

**Tableau V.11. Vérification de l'état limite de compression du béton.**

### V.3.9. État limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

**Poutre principale :**

$$h/l = 45/516 = 0.087 \geq 1/16 = 0.062$$

$$h/l = 0.087 \geq 69,5705 / (10 \times 115.44)=0.060$$

$$A/(b_0 \times d) = 6.79 \times 10^{-4} / (0.3 \times 0.42) = 3.39 \times 10^{-3} < 0.0105$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Poutre secondaires :**

$$h/l = 35/445 = 0.079 \geq 1/16 = 0.062$$

$$h/l = 0.079 \geq 14.2434 / (10 \times 22,28)=0,063$$

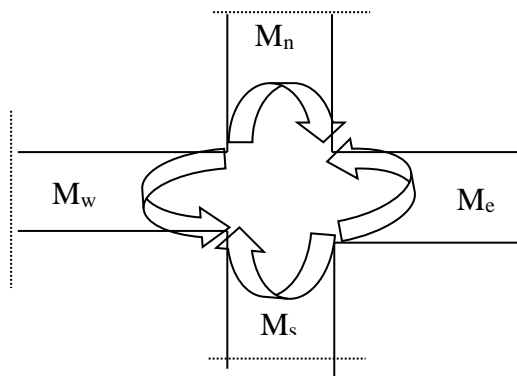
$$A/(b_0 \times d) = 6,79 \times 10^{-4} / (0.3 \times 0.32) = 7.07 \times 10^{-3} < 0.0105$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**V.4. 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 :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e| \text{ RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$



**Figure .V. 4 : Les moments sur la zone nodale**

#### V.4.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres

Le moment résistant ( $M_r$ ) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

Telle que :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} z = 0.85 \times h & (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}). \\ \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
55×55	46.75	26.89	437.47
50×50	52.5	21.81	398.46
45×45	38.25	17.28	230
40×40	34	13.76	162.8
35×35	29.75	11.31	117.09
30×30	25.5	9.05	80.3

**Tableau V.12 : Moment résistant dans les poteaux.**

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
P.P (45×30)	38.25	9.24	125.42
P.S (35×30)	29.75	9.24	97.52

**Tableau V.13 : Moment résistant dans les poutres.**

#### V.4.2. Vérification

Les résultats des vérifications de la condition  $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$  sont donnés dans le tableau suivant :

Niveaux	plan	M <sub>n</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> = M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>n</sub> +M <sub>s</sub> (KN.m)	1.25(M <sub>w</sub> +M <sub>e</sub> ) (KN.m)	Vérification
Sous-sol	PP	437.47	437.47	125.38	874.94	313.45	Vérifier
	PS			97.52		243.8	Vérifier
RDC	PP	398.46	437.47	125.38	835.93	313.45	Vérifier
	PS			97.52		243.8	Vérifier
1 <sup>er</sup> et 2eme étage	PP	230	398.46	125.38	628.46	313.45	Vérifier
	PS			97.52		243.8	Vérifier
3 et 4ème étage	PP	162.8	230	125.38	392.8	313.45	Vérifier
	PS			97.52		243.8	Vérifier
5ème, 6ème étage	PP	117.09	162.8	125.38	279.89	313.45	Pas Vérifier
	PS			97.52		243.8	Vérifier
7emeétage	PP	80.3	117.09	125.38	197.39	313.45	Pas Vérifier
	PS			97.52		243.8	Pas Vérifier

**Tableau. V.14 : Vérification de la zone nodale.**

**Remarque :**

La zone nodale n'est pas vérifiée dans le 5ème, 6ème et 7ème étage alors on réduit la section des armatures dans les poutres et on augmente dans les poteaux en zone nodale, Les résultats des moments résistants ont été résumés dans le tableau suivant :

Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
P.P (45×30)	38.25	8.04	107.02
P.S (35×30)	29.75	8,04	83.23

**Tableau V.15 : Moment résistant dans les poutres.**

Les résultats des moments résistants dans les poteaux après augmentation de la section de ferraillement de 5ème, 6ème et le 7ème niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Section(cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
55×55	46.75	26.89	437.47
50×50	52.5	21.81	398.46
45×45	38.25	17.28	230
40x40	34	13.76	162.8
35x35	29.75	12.95	134.07
30x30	25.5	12.95	114.92

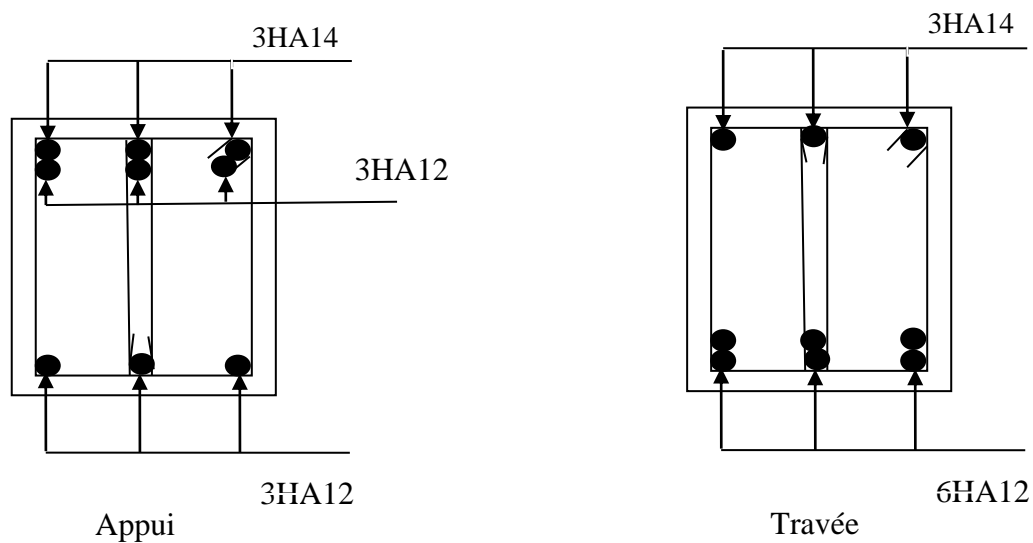
**Tableau V.16 : Moment résistant dans les poteaux.**

Niveaux	plan	$M_n$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$M_w = M_e$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	$1.25(M_w + M_e)$ (KN.m)	Vérification
Sous-sol	PP	437.47	437.47	107.02	874.94	267.55	Vérifiée
	PS			83.23		208.07	Vérifiée
RDC	PP	398.46	437.47	107.02	835.93	267.55	Vérifiée
	PS			83.23		208.07	Vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	PP	230	398.46	107.02	628.46	267.55	Vérifiée
	PS			83.23		208.07	Vérifiée
3 et 4 <sup>eme</sup> étage	PP	162.8	230	107.02	392.8	267.55	Vérifiée
	PS			83.23		208.07	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup> étage	PP	134.07	162.8	107.02	296.87	267.55	Vérifiée
	PS			83.23		208.07	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> étage	PP	114.92	134.07	107.02	248.99	267.55	pas Vérifiée
	PS			83.23		208.07	Pas Vérifiée

**Tableau. V.17 : Vérification de la zone nodale.**

**V.4.3. Schéma de ferrailage des Poutres :**

- Poutre principale et secondaire



**Figure .V. 5 : Schéma de ferrailage des Poutres.**

#### V.4.4. Schéma de ferrailage des poteaux

Le schéma des poteaux après augmentation de section d'armature

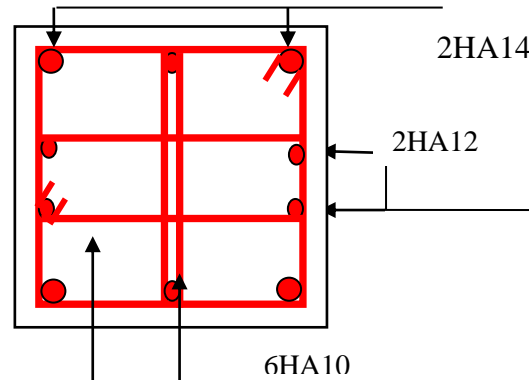


Figure .V. 6 : Schéma de ferrailage des Poteaux de 5<sup>eme</sup> ,6<sup>eme</sup> et 7<sup>eme</sup> étage.

### V.5. ETUDE DES VOILES

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS dans l'ordre suivant :

- 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.5.1. Recommandation du RPA 99/version2003

#### a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

$$\triangleright A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

$L_t$  : longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile

➤ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

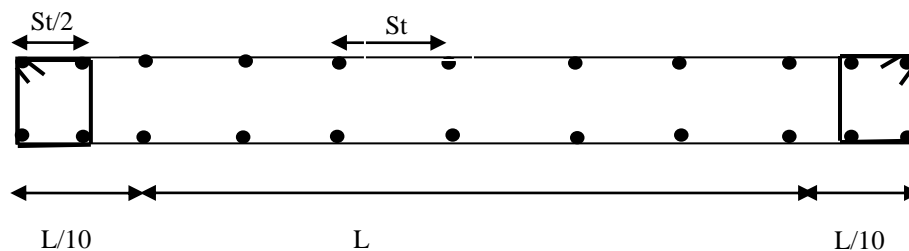


Figure .V.7 : Disposition des armatures dans les voiles.

#### b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement

#### c) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par  $1\text{m}^2$  au moins.

#### d) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

➤ Le pourcentage minimal d'armatures est de :

$$\checkmark A_{\min} = 0.15\% \times b \times h \quad \text{dans la zone extrême de voile.}$$

$$\checkmark A_{\min} = 0.10\% \times b \times h \quad \text{dans la zone courante du voile.}$$

### V.5.2. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du ETABS avec les sollicitations prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant :  $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant :  $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

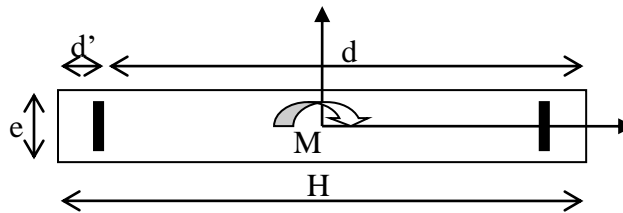


Figure. V.8 : Schéma d'un voile plein.

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous  $M$  et  $N$  pour une section  $(b \times L)$ .

- $L_t$  : Longueur de la zone tendue  $L_t = \frac{l \times \sigma_{min}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$
- $L_c$  : longueur de la zone comprimée.  $L_c = L - L_t$

V.5.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel **ETABS**, les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Niveau	$M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$		$N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$		$N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$		V (KN)
	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC, 1 <sup>ème</sup> et 2 <sup>ème</sup>	462,9741	970,3878	10,5056	421,1969	1319,363	42,8656	200,994
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	170,413	803,8932	124,7905	95,0382	995,174	43,4738	122,914
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	93,9153	422,9042	34,7448	72,8114	467,0743	17,9555	70,8081

Tableau V.18. Sollicitations max de calcul dans le voile Vx1(1.8m) // x-x.

Niveau	$M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$	$N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$	$N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$	V (KN)
--------	---	---	---	--------

	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC, 1 <sup>ème</sup> et 2 <sup>ème</sup>	308,2186	798,297	31,7377	286,7196	813,2135	263,1941	126,902
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	120,9494	444,7191	66,9419	50,739	485,3603	29,9665	90,8786
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	84,2867	266,158	10,1141	42,2531	266,158	84,2867	60,2771

Tableau V.19.Sollicitations max de calcul dans le voile Vy1(1.5m)// y-y.

Niveau	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$		$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$		V(KN)
	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC, 1 <sup>ème</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	711,4539	302,7702	67,5093	705,6255	1265,6773	673,8286	270,3387
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup> étage	219,5457	466,1593	147,0735	153,5703	788,4757	12,9222	156,1667
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	163,1702	153,2715	46,0402	113,4239	387,9177	136,787	82,206

Tableau V.20.Sollicitations max de calcul dans le voile Vy2(2.0m)// y-y.

#### V.5.4. Ferrailages

##### V.5.4.1. Exemple de calcul : (le calcul se fera en flexion composée)

Pour le voile Vy2 au niveau d'entre sol et RDC on calcule le voile avec les sollicitations suivantes :

$$L = 2.0 \text{ m}, d = 1.95 \text{ m}, e = 0.2 \text{ m}.$$

$$M_{\max} = 711,4539 \text{ KN.m}, N_{\text{cor}} = 302,7702 \text{ KN. (Compression)}$$

$e_G = M/N = 2.34 \text{ m} > l/2 = 1 \text{ m} \Rightarrow$  le centre de pressions est à l'extérieur de la section donc la section est partiellement comprimé

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 711,4539 + 302,7702 \times (1.95 - 2/2) = 0.999 \text{ MN.m}.$$

$$\mu_{bu} = 0.999 / (0.2 * 1.95^2 * 18.47) = 0.071$$

$$\mu_{bu} = 0.071 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = 400$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.071}) = 0.092$$

$$Z = 1.95 * (1 - 0.4 * 0.092) = 1.878 \text{ m}$$

$$A_l = 0.999 / (1.878 * 400) = 13.29 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - N_u / f_{st} = 5.72$$

$$\text{Soit } A_s = 5.72 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul du ferrailage sous  $N_{min}$  et  $M_{cor}$**

$$N_{min} = 67,5093 \text{ (Compression)}, \quad M_{cor} = 705,6255 \text{ KN. m.}$$

$e_G = M/N = 10.45 \text{ m} > l/2 = 1 \text{ m} \Rightarrow$  le centre de pressions est à l'extérieur de la section donc la section est partiellement comprimée

$$MUA = M + N \times (d - h/2) = 705,6255 + 67,5093 \times (1.95 - 2/2) = 0.769 \text{ MN.m.}$$

$$\mu_{bu} = 0.769 / (0.2 * 1.95^2 * 18.47) = 0.054$$

$$\mu_{bu} = 0.054 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = 400$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.054}) = 0.07$$

$$Z = 1.95 * (1 - 0.4 * 0.07) = 1.89$$

$$A_l = 0.769 / (1.89 * 400) = 10.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - N_u / f_{st} = 8.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 8.48 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul du ferrailage sous  $N_{max}$  et  $M_{cor}$**

$$N_{max} = 1265,6773 \text{ (Compression)}, \quad M_{cor} = 673,8286 \text{ KN. m.}$$

$e_G = M/N = 0.53 \text{ m} < l/2 = 1 \text{ m} \Rightarrow$  le centre de pressions est à l'intérieur de la section donc la section est entièrement comprimée

$$MUA = M + N \times (d - h/2) = 673,8286 + 1265,6773 \times (1.95 - 2/2) = 1.876 \text{ MN.m.}$$

$$N(d-d') - M_{ua} \leq (0,337h - 0,81d') b * h * f_{bu}$$

$$0.52 \leq 4.68$$

$$\mu_{bu} = 1.876 / (0.2 * 1.95^2 * 18.47) = 0.133$$

$$\mu_{bu} = 0.133 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = 400$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.133}) = 0.179$$

$$Z = 1.95 * (1 - 0.4 * 0.179) = 1.8$$

$$A_l = 1.876 / (1.8 * 400) = 25.91 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - N u / f_{st} = -5.725 \text{ cm}^2$$

D'après les trois combinaisons on prend les plus défavorables :

$$\text{Soit } A_s = 8.48 \text{ cm}^2$$

### Choix des barres

#### Armatures verticales

$$\text{En zone tendu } A^{zt} = 10\text{HA}10 = 7.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone comprimée } A^{zc} = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A^{zc} + A^{zt} = 10.11 \text{ cm}^2$$

#### Armatures minimales dans tout le voile

$$\text{Selon RPA99/2003 on a : } A_{\min} = 0.15\% b \times h = 0.15\% \times 0.2 \times 2.0 = 6,0 \text{ cm}^2$$

#### Longueur de la partie tendue $L_t$

$$(A_v^{\min} / \text{ten} = 0.2\% \times b \times L_t)$$

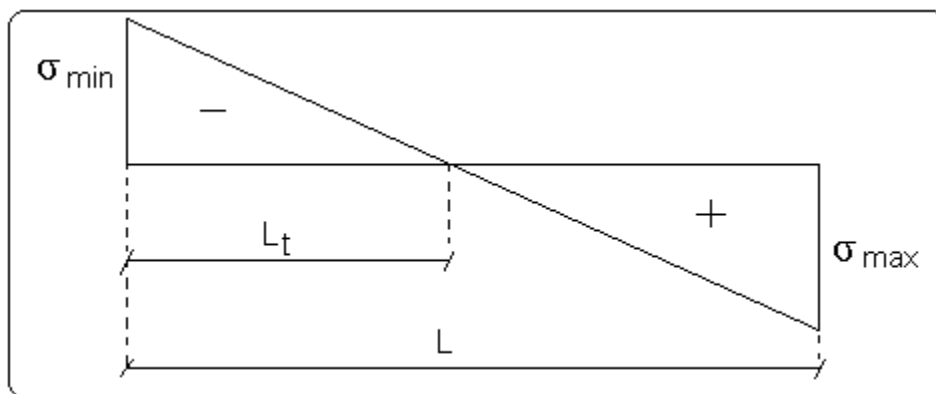


Figure. V.9. Schéma des contraintes.

$$L_t = \frac{l \times \sigma_{\min}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_1 = N/B + MV/I = 302,7702 \times 10^{-3} / (0.2 \times 2) + 711,4539 \times 10^{-3} \times 1/0.133 = 0.756 + 5.33 = 6.09 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = N/B - MV/I = 302,7702 \times 10^{-3} / (0.2 \times 2) - 711,4539 \times 10^{-3} \times 1/0.133 = 0.756 - 5.33 = -4.57 \text{ MPA}$$

$$L_t = \frac{4.57 \times 2}{4.57 + 6.09} = 0.857 \text{ m}$$

$$A_v^{\min} / \text{ten} = 0.2\% \times b \times L_t = 0.2\% \times 0.2 \times 0.857 = 3.42 \text{ cm}^2$$

#### Armatures minimales dans la zone comprimée

$$L_c = L - L_t = 2 - 0.857 = 1.143 \text{ m}$$

$$A_v^{\min} / \text{comp} = 0.1\% \times b \times L_c = 0.1\% \times 0.2 \times 1.143 = 2.286 \text{ cm}^2$$

### Espacement des barres verticales

$$St \leq \min(1,5 e ; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

Avec - St = 10 cm sur une longueur de L/10 du voile

- St = 20cm en dehors de L/10 du voile

### Espacement des barres horizontales

$$St \leq \min(1,5 e ; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend St = 25 cm

### Armatures horizontales

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 270,3387 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 1.4 V_d / e \times d = 1.4 \times 270,3387 / (0.2 \times 1.95) = 0.97 \text{ Mpa}$$

$$A_h = \tau_u \times e \times St / 0.8 \times f_e = 0.97 \times 0.2 \times 0.25 / (0.8 \times 400) = 1.51 \text{ cm}^2$$

### Choix des armatures horizontales

$$A_h = 2\text{HA}10 = 2.26 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales du voile(2m)

Niveau	RDC , 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage	6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> étage
Section	0.2*2	0.2*2	0.2*2
M (KN.m)	705,625	153,5703	113,4239
N (KN)	67,5093	147,073	46,0402
V(KN)	270,338	156,1667	82,206
$\tau_u$ Mpa	0.97	0,56	0,3
$\bar{\tau}$	5	5	5
$A_v$ cal (cm <sup>2</sup> )	8.48	3,43	0.87
$A_v$ min (cm <sup>2</sup> )	6	6	6
Lt	0.85	0.68	0.8
$A_v^{\text{tendu}}$ min (cm <sup>2</sup> )	3.42	2.72	3.2
$N^{\text{barre}}$ /face	10HA10	10HA10	10HA10
st	20	20	20
$A_v^{\text{comp}}$ min (cm <sup>2</sup> )	2.28	2.64	2.41
$N^{\text{barre}}$ /face	2HA12	2HA14	2HA14
$A_h$ cal/face (cm <sup>2</sup> )	1.47	0,7	0,37

Ah min/face (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,6	0,6
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )	2.26	1.57	1.57
N <sup>barre</sup> /face	2HA12	2HA10	2HA10
St	25	25	25

Tableau V.21. : Ferrailage des voiles Vy2.

Niveau	RDC , 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage	6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> étage
Section	0.2*1.5	0.2*1.5	0.2*1.5
M (KN.m)	286,7196	50,739	84,2867
N (KN)	31,7377	66,9419	266,158
V(KN)	126,9022	90,8786	60,2771
$\tau_U$ Mpa	0,61	0,44	0,29
$\bar{\tau}$	5	5	5
Av cal (cm <sup>2</sup> )	4.63	1.95	-1.191
Av min (cm <sup>2</sup> )	4,5	4,5	4,5
Lt	0.73	0.5	0.157
Av <sup>tendu</sup> min (cm <sup>2</sup> )	2.92	2	0.628
N <sup>barre</sup> /face	6HA10	6HA10	6HA10
st	16	16	16
Av <sup>comp</sup> min (cm <sup>2</sup> )	1.54	2.1	2.68
N <sup>barre</sup> /face	2HA10	4HA10	4HA10
Ah cal/face (cm <sup>2</sup> )	0,77	0,55	0,36
Ah min/face (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,6	0,6
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )	0.79	0.79	0.79
N <sup>barre</sup> /face	1HA10	1HA10	1HA10
St	25	25	25

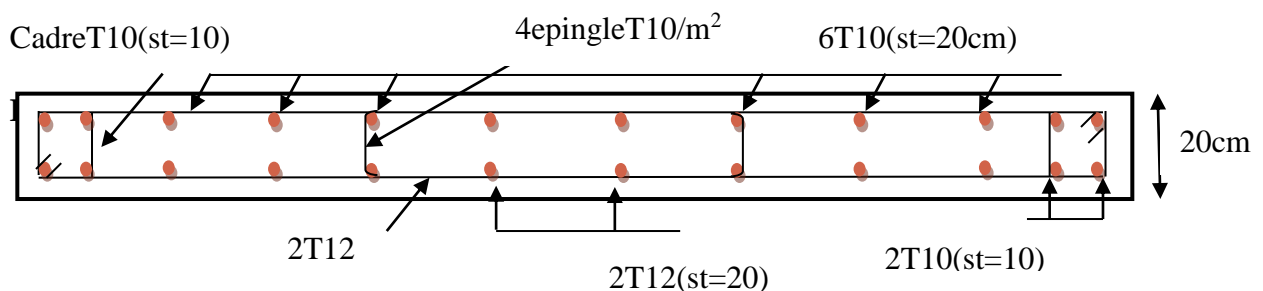
Tableau V.22. : Ferrailage des voiles Vy1.

Niveau	RDC , 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup>	6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup>
--------	---	---	--------------------------------------

	étage	étage	étage
Section	0.2*1.8	0.2*1.5	0.2*1.5
M (KN.m)	421,1969	43,4738	72,8114
N (KN)	10,5056	995,174	34,7448
V(KN)	200,99	122,914	70,808
$\tau_U$ Mpa	0,8	0,49	0,28
$\bar{\tau}$	5	5	5
Av cal (cm <sup>2</sup> )	5.99	-1.163	0.59
Av min (cm <sup>2</sup> )	5,4	5.4	5,4
Lt	0.9	0	0.77
Av <sup>tendu</sup> min (cm <sup>2</sup> )	3.62	0	3.08
N <sup>barre</sup> /face	8HA10	0	8HA10
st	20	20	20
Av <sup>comp</sup> min (cm <sup>2</sup> )	1,8	3.6	2.06
N <sup>barre</sup> /face	2HA12	8HA10	2HA10
Ah cal/face (cm <sup>2</sup> )	1	0,61	0,35
Ah min/face (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,6	0,6
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )	1.13	1.13	1.13
N <sup>barre</sup> /face	1HA12	1HA12	1HA12
St	20	20	20

Tableau V.23. : Ferrailage des voiles Vx1.

V.5.5. Exemples de schémas de ferrailage d'un voile Vy2 ( RDC ) :





**Figure V.10.Exemple de ferrailage de voile d'étage Vy2.**

## V.6. 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 VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

## VI.1. Introduction

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

## VI.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- La charge transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

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.

### VI.2.1. 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 :

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

### VI.2.2. les caractéristique du sol

D'après le rapport de sol, le terrain est caractérisé par une morphologie plan constitué d'une couche meuble il est du catégorie S3, selon le RPA 99 version 2003. verdâtre des fondations superficielles ancrées à partir d'une profondeur de 2.0 m avec une contrainte admissible au sol de 2.0 bar.

## VI.3. Études des fondations

### VI.3.1. Semelles isolées

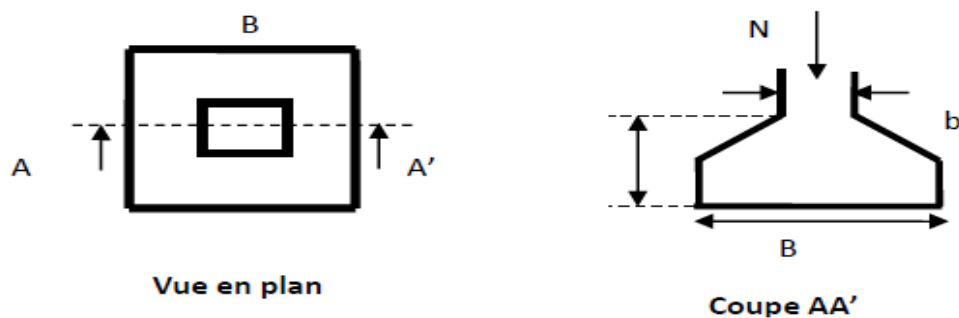


Figure VI.1 : Semelle isolée

La vérification à faire est :  $\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$

N : l'effort normal agissant sur la semelle

S : surface de la semelle

$\bar{\sigma}_{sol}$  : contrainte admissible du sol

$N=N_0+N_1+N_2$  ;  $N_0$  : le poids propre de l'avant poteau ;  $N_1$  : poids propre de la semelle ;  $N_2$  : l'effort normal agissant sur la semelle

$$N_0=(b \times h) \times H \times 25 = 0,55 \times 0,55 \times 1,5 \times 25 = 11,34$$

$$N_1=B \times A \times h' \times 25 = 1,5 \times 1,5 \times 0,2 \times 25 = 11,25 \text{ KN} , N_2=1559,99 \text{ KN}$$

$$N= 1582,58 \text{ KN}$$

On a les dimensions de la semelle et du poteau homothétiques :  $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

On a  $a = b \Rightarrow A = B$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1582,58}{200}} = 2,81 \text{ m} ; B= 2,85 \text{ m}$$

La distance entre axes des poteaux dans les deux sens varie de 3.3m à 5.46m , donc ce type de fondation ne convient pas.

### VI.3.2 .Semelles filantes

Choisissant une semelle SF2 sous un portique de sept poteaux avec les caractéristique suivante :  $L=27,81 \text{ m}$  et B

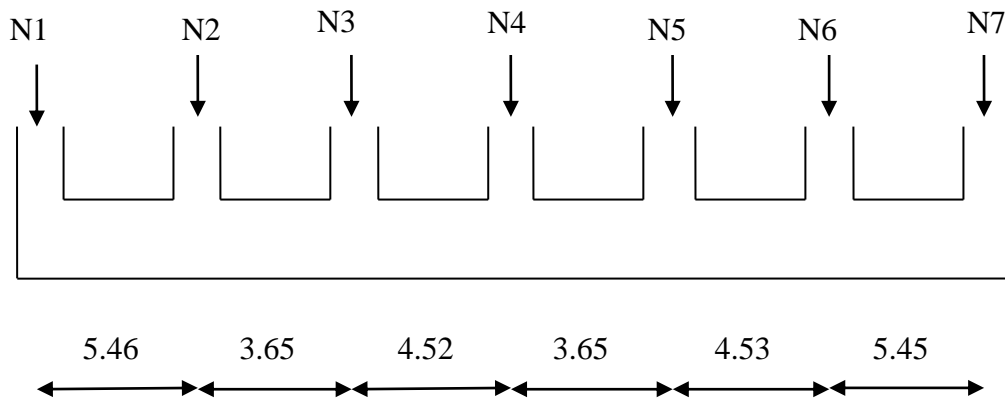


Figure VI.2. La semelle filante la plus sollicitée.

A fin de prendre en compte le poids de la semelle filante, les couches de terre sur la semelle filante et les avant poteaux , .....etc l'effort normale calculé est majoré de 15%.

$$\Sigma N_i = 8612,65 \text{ KN} ; N_{ser} = 1,15 N \Rightarrow N_{ser} = 9904,55 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{76,99}{8612,65} = 0,009 \text{ m}$$

$N_i$  : l'effort normal provenant de chaque poteau

On détermine B:  $B \geq \frac{1.15 \Sigma N_1}{(L-2e)\bar{\sigma}_{sol}}$

$$B \geq \frac{9904.55}{(27.81 - 0,009) \times 200} = 1.78 \text{ m} \Rightarrow B = 1.8 \text{ m} \Rightarrow \text{pas de chevauchement donc on opte pour des}$$

semelles filantes

### VI.3.2.1. Calcul de la semelle filante

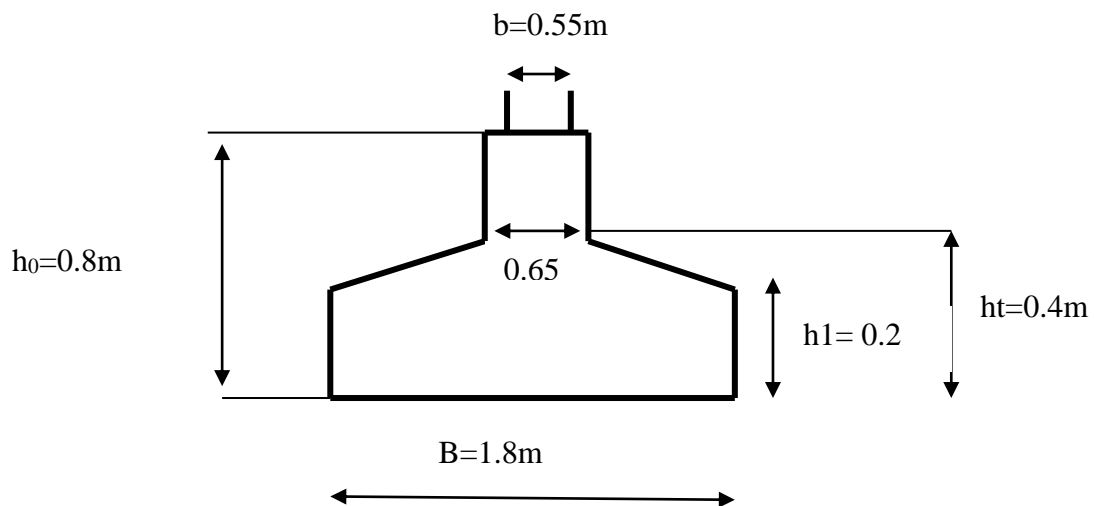


Figure VI.3 : Semelle filante

**Hauteur totale** : est déterminée par la condition de rigidité  $d > \frac{B-b}{4} = 0,31 \text{ m}$

$$h_t = d + 0,05 = 0,36 \text{ m} \Rightarrow h_t = 40 \text{ cm}$$

**hauteur du glacis** :  $\begin{cases} h_1 \geq 15 \text{ cm} \\ h_1 \geq 6\phi_1 + 6 \text{ cm} = 12 \text{ cm} \end{cases}$  On prend  $h_1 = 20 \text{ cm}$

**poutre de libage** :

$$\frac{L_{max}}{9} \leq h \leq \frac{L_{max}}{6}; L_{max} = 5.46 \text{ m} : \text{la longueur max entre axes des poteaux.}$$

$$D'où 0,61 \text{ m} \leq h \leq 0,91 \text{ m} \Rightarrow h = 0.80 \text{ m}$$

$$b_0 = b_{\text{avant poteau}} + 10 \text{ cm} = 65 \text{ cm}$$

### VI.3.2.2 .Ferrailage de la semelle filante

➤ Exemple de calcul SF2

Les armatures principales, disposées parallèlement à la largeur  $B$

$$A_u = q_u \frac{B-b}{8.d.\sigma_{st}}$$

$q_u$  représente la réaction du sol sous la semelle filante dont les effets de flexion sont supportés par la poutre de rigidité

$$q_u = q_{ref} B \quad ; \quad q_{ref} = \frac{1.15 \times N_u}{B \times (L - 2 \times e)} = \text{KN/m}^2 ;$$

$$N_t = 11830.06 \text{ KN} ; M_u = 106.18 \text{ KN.m}$$

$$q_{ref} = \frac{11830.06 \times 1.15}{1.8 \times (27.81 - 2 \times 0.009)} = 271.95 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 271,95 \times 1.8 = 489.51 \text{ KN/ml}$$

$$d'o\grave{u} : A_u = 0,4895 \times \frac{1.8 - 0,55}{8 \times 0,35 \times 348} = 7.033 \text{ cm}^2 ;$$

la choix : 5HA14=7,70cm<sup>2</sup> avec St=20cm

Les armatures de répartition, sont disposées perpendiculairement à la largeur B

$$A_r = \frac{A_{uB}}{3} = 2,57 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Le choix : 5HA12} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec St}=20\text{cm}$$

Les résultats de la semelle sont représentés dans le tableau suivant :

	N KN	M KN.m	E	q <sub>ref</sub> KN/m <sup>2</sup>	q <sub>u</sub> KN/ml	A <sub>cal</sub> Cm <sup>2</sup>	Le choix	A <sub>r</sub> cm <sup>2</sup>	Le choix
SF2	13604.57	106.18	0.009	271.95	489.51	7.033	5HA14= 7.7 cm <sup>2</sup>	2.57	5HA12= 5.65 cm <sup>2</sup>

**Tableau VI.1 : Ferrailage transversale de semelle filante.**

➤ **Dimensionnement et calcul des semelles sous voiles dans le sens y-y**

Pour les voiles dans le sens y-y , des limites des semelles filantes disposées dans le sens x-x, on dimensionnera des semelles sous voile .

Soit le voile V<sub>y1</sub>=2 m, avec épaisseur de 20 cm

$$N = 393.6571 \text{ KN} ; M = 1,2622 \text{ KN.m} ; e = 0,003 \text{ m.}$$

$$B \geq \frac{1.2N}{(L-2 \times e) \times \bar{\sigma}_a} \rightarrow \frac{472.39}{(2-2 \times 0.003) \times 200} = 1.18\text{m} , \text{ on prend } B = 1,2 \text{ m.}$$

- **Ferrailage**

$$q_{ref} = \frac{472.39}{1.2 \times (2 - 2 \times 0.003)} = 197.42 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = q_{ref} \times B = 236.9 \text{ KN/ml}$$

$$A_u \geq \frac{q_u \times (B - b)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_a} = \frac{0.23690 \times (1.2 - 0.2)}{8 \times 0.35 \times 348} = 2.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix: 6HA12 = 6.79 cm<sup>2</sup>/ml ; st = 15 cm

• **Aciers de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{3} = \frac{6.79}{3} = 2.26 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix: 5HA12} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ st} = 20 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la rigidité**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E_c \times I_{xx}}{K_z \times B}} \text{ avec } E_c = 32 \times 10^6 \text{ kpa, } B = 1.8 \text{ m, pour un bon sol } K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32 \times 10^6 \times 0.0076}{4 \times 10^4 \times 1.8}} = 3.67 \text{ m}$$

$$L_{\max} < \frac{\pi \times L_e}{2} + b \rightarrow 5.46 < \frac{3.14 \times 3.67}{2} + 1.8$$

$$5.46 < 7.56 \Rightarrow \text{condition vérifier, La semelle est rigide.}$$

**La poutre de rigidité**

La poutre de rigidité est disposée le long de la semelle, destinée à reprendre les efforts venants des poteaux et les répartir sur toute la semelle.

➤ **Les sollicitations**

La poutre de rigidité se calcule comme une poutre continue (renversée) sur n appuis (poteaux), soumise à une charge uniformément répartie  $q_u$  agissant de bas en haut :

$$q_u = 489.51 \text{ KN/m}^2 \text{ (déjà calculé)}$$

Le schéma statique

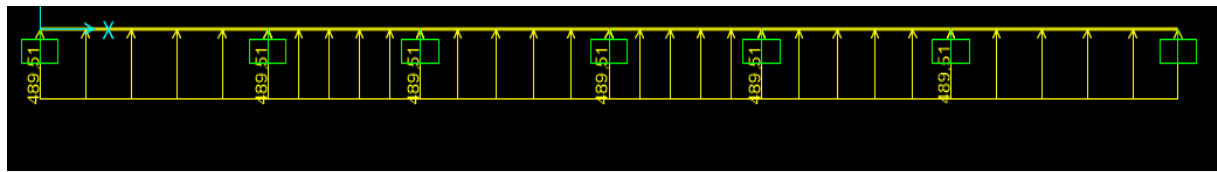


Figure VI.4 : Schéma statique de la poutre de rigidité

Après la modélisation de la poutre on a obtenue les diagrammes suivants :

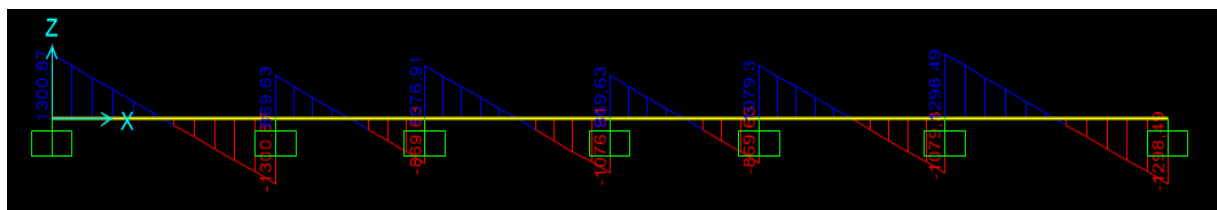
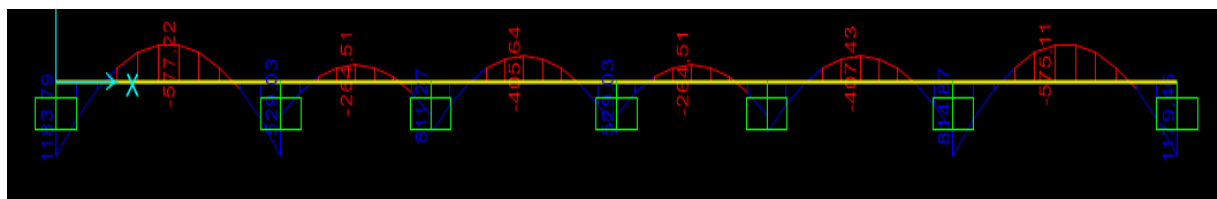


Figure VI.5 : Schéma des sollicitations max

Les résultats max sont :  $M_a=1183.79 \text{ KN.m}$  ;  $M_t=577.22 \text{ KN.m}$  ;  $V_u=1300.87 \text{ KN}$

➤ **Calcul de ferrailage longitudinale**

	$\mu_{bu}$	$A'$	$\alpha$	$Z$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
<b>Partie supérieur</b>	0,111	0	0,147	0,706	23.49
<b>Partie inférieur</b>	0,228	0	0,328	0,652	52.17

**Tableau VI.2 : Ferrailage de la poutre de rigidité.**

➤ **Ferrailage transversale**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1300.87 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,75} = 2.67 \text{ MPa}$$

$$\phi_t \leq \min \left[ \phi_l^{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right] \quad ; \quad \phi_l^{min}: \text{Diamètre minimal des armatures longitudinales}$$

$$\phi_t \leq \min \left[ 10 ; \frac{800}{35} ; \frac{650}{10} \right] = \min(10 ; 22.85 ; 65) = 10 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

$$St \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi^{min} \right) ; St \leq 12 \text{ cm} \Rightarrow St = 10 \text{ cm} \dots \dots \text{ Zone nodale}$$

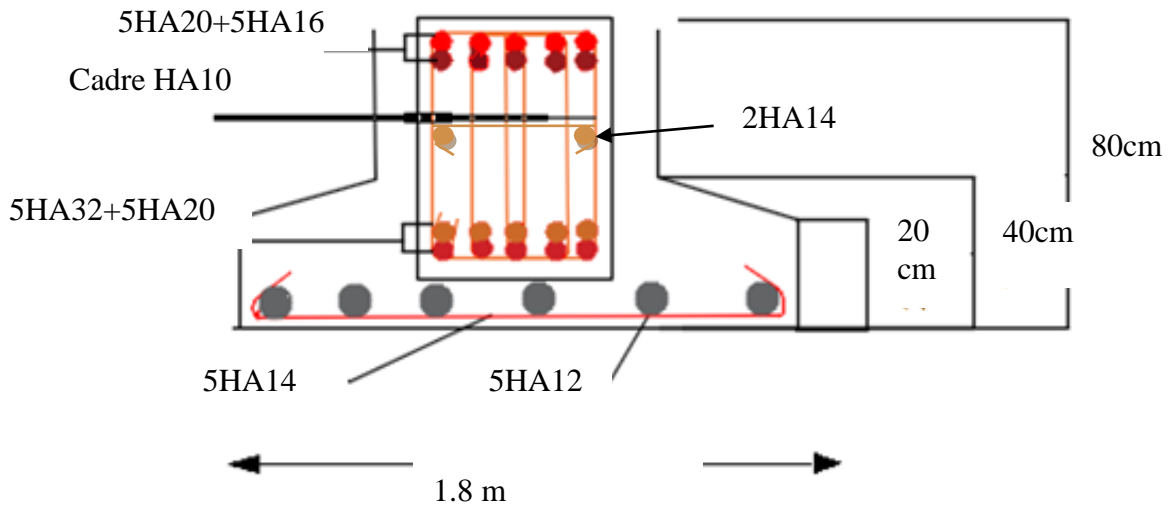
$$St \leq \frac{h}{2} ; St \leq 40 \text{ cm} \Rightarrow St = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ zone courante}$$

		Ferrailage transversale des semelles filantes		La poutre de rigidité	
La semelle	Armatures principales	Armatures de répartition	Ferrailage longitudinale		Ferrailage transversale
SF2	5HA14 =7.7 cm <sup>2</sup>	5HA12 =5.65cm <sup>2</sup>	A <sub>sup</sub>	5HA20+5HA16 =25.76cm <sup>2</sup>	6HA10= 4,71cm <sup>2</sup>
			A <sub>inf</sub>	5HA32+5HA20= 55.92 cm <sup>2</sup>	

**Tableau VI.3 : Ferrailage de la semelle filante.**



➤ **Schéma de ferrailage**



**Figure VI.6 : Schéma de ferrailage de la semelle filante SF2.**

**VI.4. Les longrines :**

Les longrines ont des formes de poutres reliant les différentes semelles filantes, de section  $b \times h$ , situées au niveau de l'infrastructure destinée à :

- Porter les murs de façades
- Solidariser les points d'appui d'un même bloc en s'opposant à leurs déplacements relatifs dans le plan horizontal.

**Dimensionnement**

D'après **Art 10.1.1.b RPA99 V2003** la section minimale  $b \times h$  est :  $25 \times 30 \text{ cm}^2$  pour les sites de catégorie S3

La hauteur «  $h$  » des longrines est définie par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots \text{RPA99 V2003}$$

Avec :

$L_{max}$  : Longueur maximale entre axes des longrines ;  $L_{max} = 5.46m$

$$\Rightarrow \frac{546}{15} \leq h \leq \frac{546}{10} \Rightarrow 36.4cm \leq h \leq 54.6cm \Rightarrow \text{Soit : } h = 45cm ; b = 30cm$$

➤ **Ferrailage**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = N/\alpha \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Art 10.1.1.b RPA99 V2003}$$

Avec :

$N$  : La valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée :

$$\begin{cases} \text{Site : Site S3} \\ \text{Zone: IIa} \end{cases} \Rightarrow \alpha = 12 \quad \text{Art 10.1.1.b RPA99 V2003}$$

Nous avons  $N_u = 2144.898$  KN , d'après le RPA on a:  $\alpha=12$  en zone IIa, site S3.

$$F_u = \frac{2144.898}{12} = 178.74 \text{ KN D'où : } F > 20 \text{ KN}$$

$$N_s = 1559.9920 \text{ KN ;}$$

$$F_s = \frac{1559.9920}{12} = 130.0 \text{ KN D'où : } F_s > 20 \text{ KN}$$

#### A. Les armatures longitudinales

$$A_u = \frac{F_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0.178 \times 1.15}{400} = 5.11 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_s = \frac{F_s}{\sigma_s} = \frac{0.130}{200} = 6.5 \text{ cm}^2$$

- **Minimum d'armature exigé par le RPA :**

$$A_{min} = 0.6\% b.h = 0.6\% (30 \times 45) = 8.10 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Art 10.1.1.b RPA99 V2003}$$

$$\text{Choit : } 8\text{HA}16 = 16,08 \text{ cm}^2$$

#### A. Les armatures transversales ( $A_t$ )

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

$$\phi_t \leq \min \left[ \phi_l^{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right] \quad ; \quad \phi_l^{min} : \text{Diamètre minimal des armatures longitudinales}$$

$$\phi_t \leq \min \left[ 10 ; \frac{450}{35} ; \frac{300}{10} \right] = \min(10 ; 12.85 ; 30) = 10 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

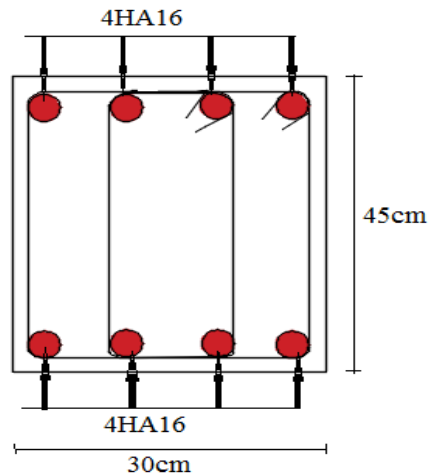
$$\text{Soit un cadre et un étrier } \phi_8 : 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Espacement**

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm} ; 15\phi_l) \dots\dots\dots \text{Art 10.1.1.b RPA99 V2003}$$

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm} ; 15 \times 1,2) = 18 \text{ cm} ; \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Schéma de ferrailage**



**Figure VI.7 : Schéma de ferrailage des longrines.**

## VI.5. Voile périphérique :

### VI.5.1. 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.5.2. Dimensionnement des voiles :

- La hauteur  $h=3.06$  m
- La longueur  $L=4.53$ m
- L'épaisseur  $e=20$ cm

### VI.5.3. Caractéristiques du sol :

Ils ne sont pas données dans le rapport de sol donc on prend les caractéristiques les plus défavorables.

- Le poids spécifique  $\gamma_h = 20$ KN /m<sup>3</sup>
- L'angle de frottement  $\varphi = 20$
- La cohésion  $c = 0$  KN/m<sup>2</sup>

### VI.5.4. Évaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h[\gamma \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)] \Rightarrow \sigma(G) = 30.0 \text{ KN/m}^2$$

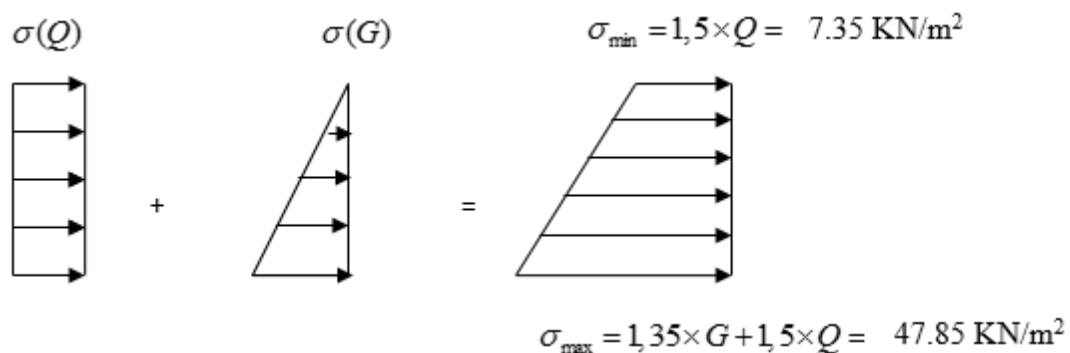
**Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \cdot tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 4.90 \text{ KN/m}^2$$

VI.5.5. 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.



**Figure VI.8. Répartition des contraintes sur le voile.**

Le voile périphérique se calcule comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une section ( $b \times e = 1 \text{ ml} \times 0,2 \text{ m}$ ) chargé uniformément avec :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 37.72 \text{ KPa}$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 37.72 \text{ KN/m}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.06 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 4.53 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$\rho = l_x / l_y = 3.06 / 4.53 = 0.67 > 0.4 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

$$M_x = U_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_y = U_y \times M_x$$

**A l'ELU :  $v = 0$**

$$U_x = 0.0723 \quad (\text{Annexe 1})$$

$$U_y = 0.3895$$

$$M_x = 0.0723 \times (37.72 \times 3.06^2) = 25.53 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.3895 \times 25.53 = 9.94 \text{ KN.m}$$

**Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 25.53 = 21.70 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 9.94 = 8.45 \text{ KN.m}$$

**Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -0.5 \times 25.53 = -12.76 \text{ KN.m.}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

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	21.7	0.068	0.088	0.145	4.30	2	5HA12/ml=5.65	20
Y	8.45	0.026	0.033	0.148	1.64	2	4HA8/ml=2.01	25
En appui								
X et Y	-12.76	0.039	0.05	0.147	2.49	2	4HA10/ml=3.14	25

**Tableau VI.4. Section des armatures du voile périphérique.**

$A_{min} = 0.1\% b x h$  ..... condition exigée par le RPA .

➤ **Espacement**

La fissuration est nuisible d'où :  $St \leq \begin{cases} \min(2e ; 25cm) \dots \dots \dots \text{sens } x \\ \min(2e ; 25cm) \dots \dots \dots \text{sens } y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} St_x = 25cm \\ St_y = 25cm \end{cases}$

VI.5.6. Vérifications :

**A L'ELU:**

• **Condition de non fragilité :**

Pour  $e > 12cm$  et  $0.4 < \rho$  :

➤ **En travée :**

**Sens xx :**

$$A_{x \min} = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e = 0.0008 \times \frac{3-0.67}{2} \times 100 \times 20 = 1.864 \text{ cm}^2$$

**Sens yy :**

$$A_{y \min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.60 \text{ cm}^2$$

**En appui :**

$$A_y = A_x = 1.60 \text{ cm}^2$$

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

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

### Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.15 \times f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa} \quad \text{FN}$$

On a :

$$V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 47.77 \text{KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 14.72 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{0.04777}{1 \times 0.15} = 0.318 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ ..... Condition vérifiée}$$

### A L'ELS :

$$U_x = 0.078 \quad (\text{Annexe 1})$$

$$U_y = 0.5469$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 30 + 4.9 = 34.9 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q \times 1 = 4.9 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 27.40 \text{KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ml} = 27.4 \text{KN/ml}$$

$$M_x = U_x \times q_u \times L_x^2 = 20.01 \text{KN.m}$$

$$M_y = U_y \times M_x = 10.94 \text{KN.m}$$

### Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 20.01 = 17 \text{KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 10.94 = 9.3 \text{KN.m}$$

### Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -0.5 \times 20.01 = -10 \text{KN.m.}$$

### • Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min(2 \times f_e / 3 ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Localisation		Mser (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation	
								Béton	Acier
Sens x-x	En travée	17	5.65	0.043	1.23 x 10 <sup>-4</sup>	5.94	221.83	Vérifiée	Pas Vérifiée
	En appuis	-10	3.14	0.033	0.76 x 10 <sup>-4</sup>	4.34	230.92	Vérifiée	Pas Vérifiée
Sens y-y	En travée	9.3	2.01	0.027	0.52 x 10 <sup>-4</sup>	4.83	329.97	Vérifiée	Pas Vérifiée
	En appuis	-10	3.14	0.033	0.76 x 10 <sup>-4</sup>	4.34	230.92	Vérifiée	Pas Vérifiée

**Tableau VI.5. Résumé des résultats (vérification des contraintes).**

On remarque que la contrainte dans l'acier n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		Choix par (ml)	As(cm <sup>2</sup> )	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	St(cm)
Travée	xx	6HA14	9.24	0.052	1.8 x 10 <sup>-4</sup>	4.91	138.83	<b>20</b>
	yy	5HA10	3.93	0.037	0.92 x 10 <sup>-4</sup>	3.74	171.34	<b>25</b>
Appui		5HA10	3.93	0.037	0.92 x 10 <sup>-4</sup>	4.02	184.24	<b>25</b>

**Tableau VI.6. Vérification des contraintes.**

### VI.5.7. Schéma de ferrailage du voile périphérique :

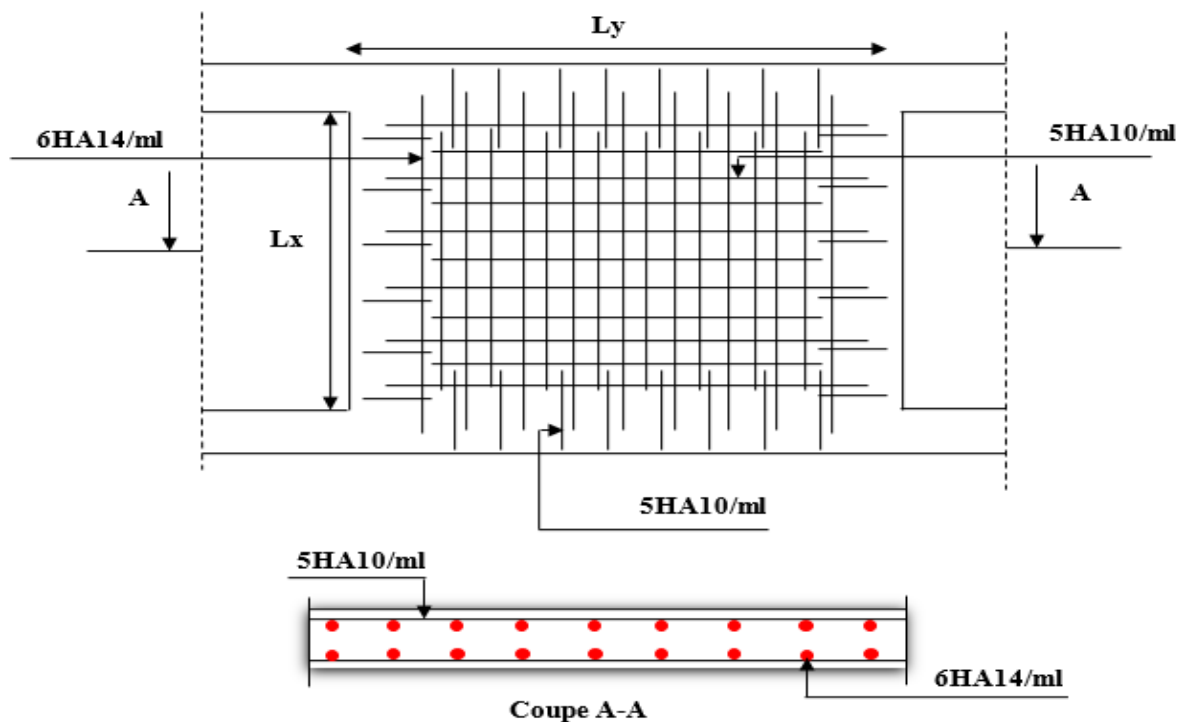


Figure VI.9. Schéma de ferrailage de voile périphérique.

### VI.6. Conclusion

Le calcul des fondations s'est fait sur plusieurs étapes. Pour le choix du type de fondations de la structure nous avons procédé, en premier lieu, à un calcul avec semelles isolées. Il s'est avéré après le calcul que ces dernières ne convenaient pas. En second lieu nous avons procédé au calcul des semelles filantes en considérant la fille la plus sollicitée, après le calcul il s'est avéré que c'est la semelle la plus adéquate. Le dimensionnement nous a donné une largeur de la semelle de l'ordre de 1.80 m qui est inférieur à la largeur de la plus petite travée qui est de l'ordre de 3.3 m, ce qui veut dire que la solution d'une semelle filante est satisfaisante.





## Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer et d'enrichir toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation des logiciels ETABS 2016, autocad ... etc.

La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils, ou structuraux.

La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur en Génie Civil, ces contraintes architecturales influencent directement sur le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, notamment les séismes.

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Tableau des Armatures  
(en cm<sup>2</sup>)

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

## **Bibliographie**

R.P.A 99/ version2003 (Règles Parasismiques Algériennes, 1999/ver2003)

BAEL91 modifié 99 et DTU associés. (deuxième édition 2000, deuxième tirage 2002) ; Paris  
Jean-Pierre Mougou, BETON armé.

C.B.A93 (Code du béton armé, 1993)

DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation.)

DTR B.C.2.33.1 (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992)

### **Autres documents consultés :**

Cahier de cours de cursus.

Mémoires de fin d'études.

### **Logiciels utilisés :**

ETABS

AutoCAD 2016.