

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية



**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE**

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE - BLIDA 1  
جامعة - البليدة 1-

Faculté de Technologie  
كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil  
دائرة الهندسة المدنية

**MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES**

مذكرة نهاية التدرج

**Pour l'obtention du diplôme  
DE MASTER EN GENIE CIVIL**

**Option : Matériaux**

**THÈME**

**Etude d'un bâtiment (R+10 avec sous sol) en béton armé  
contreventé par des voiles et des portiques.**

**Devant les membres de jury :**

Président: M<sup>me</sup> HAMMAT.

Examineur : M<sup>me</sup> KERBOUA.

Promotrice : M<sup>me</sup> DEBBIH.

**Présenté par :**

**M<sup>me</sup> SEMIANE HADJAR.**

**PROMOTION : 2018-2019**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي +10 طوابق + طابق سفلي, تم انجازها بولاية البلدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل ( RPA99 version 2003 ) .

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات ,الأعمدة و الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة . الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (SAP2000ver2003) .  
تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبنىة صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر

**(BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003)**

تسليح العناصر المقاومة تم بواسطة برنامج (SOCOTEC) .  
دراسة الطوابق التحت أرضية تمت في نهاية هذا المشروع.

## Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de R + 10 étages +1 sous-sol qui sera implanté dans la wilaya de Blida, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (SAP 2000ver2010).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

Le ferrailage des éléments porteurs a été mené par l'utilitaire de ferrailage SOCOTEC

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, ont été traité à la fin de ce projet.

## Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential and commercial use of R+10 floors + one underground which will be located in Blida, classified in zone III according to the Algerian seismic code (RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is provided by the beams, columns and walls.

The study and analysis of this project have been established by the software (SAP 2000).

The calculation of dimensions and reinforcement of all the resistance elements are consistent with the rules applicable in strengths namely (BAEL91 modified 99 RPA99 2003 version).

Reinforcement of structural elements was done by the software SOCOTEC

In the end, the study of the infrastructure elements, namely foundations, were treated at the end of this project.

# Introduction générale.

**Chapitre I**  
**Présentation de l'ouvrage**  
**et caractéristique**  
**des matériaux.**

# Chapitre II

## Prédimensionnement.

# Chapitre III

## Calcul des éléments non structuraux.

# Chapitre IV

## Etude dynamique et sismique.

# Chapitre V

## Ferraillage des éléments résistants.

# ANNEXES

# Chapitre VI

## Etude des fondations.

# Conclusion générale.

# Remerciements

*Au premier lieu, on remercie « Allah » le tout puissant de m'voir donné la force, le courage, la volonté et de m'avoir guidé vers la connaissance et le savoir pour élaborer ce travail.*

*Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promotrice Me, DEBBIH, pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.*

*Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.*

*Nos remerciements s'adressent également à tous les enseignants du département Génie civil de l'université de Blida1, car ce travail n'aurait pu se concrétiser sans la matière première qu'ils ont mise à notre disposition.*

*Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos parents, nos familles et nos amis.*

*HADJAR*

*Dédicace*

*Jedédie ce modeste travail  
À ceux qui m'ont toujours aidé et soutenu durant toute ma scolarité.*

*À Mes parents*

*Ma mère, qui a œuvré pour ma réussite, par son amour, son soutien,*

*Son affection, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils.*

*Pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers*

*ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de*

*mon éternelle gratitude.*

*Son oublier mon Ancle et ma grand mère.*

*À mon Mari « Mustapha » pour son soutien et sont aide.*

*À mes amies intimes « fatima, Wissam, Amira, Selma, Nouceiba, » pour  
son encouragement.*

*Toutes les autres qui je n'ai pas cité nommément et qui se reconnaître dans  
ma dédicace.*

*À tous ma promotion de Génie Civil 2018/2019.*

*Hadjar*

---

**MERCI**



# Sommaire

Remerciements

Dédicace

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Plans

Introduction générale.....1

## Chapitre I Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I.1 Introduction.....2

I.2 Présentation de l'ouvrage.....2

I.3 classification selon le RPA99 ver2003.....2

I.4 structure porteuse.....2

I.5Caractéristique mécanique des matériaux.....4

I.6Hypothèses de calcul aux états limite.....9

## Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1.Introduction.....10

II.2. Pré dimensionnement des planchers.....10

II.3. Evaluation des charges et surcharges.....13

II.4 Pré dimensionnement des éléments résistants.....16

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

II.1.Introduction.....29

III.2Acrotère .....29

III.3 Escalier.....35

III.4 Etude des planchers.....62

III.4.1 Introduction.....62

III.4.2 Plancher à corps creux.....	62
III.4.3 Planché en dalle pleine.....	75
III.5 Les balcon.....	80

**Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique**

IV.1 Introduction.....	85
IV.2 Etude sismique.....	85
VI.3 Choix de la méthode de calcul.....	87
VI.4 Résultats de l'analyse sismique.....	94

**Chapitre V : Ferrailage des éléments résistant**

V.1 Introduction.....	114
V.2 Ferrailage des poteaux .....	114
V.3 Ferrailage des poutres .....	144
V.4. Ferrailage des voiles.....	165

**Chapitre VI : Etude des fondations**

VI.1 Voile périphérique.....	190
VI.2 Les fondation .....	196
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>221</b>

**Références**

**Annexe**

## LISTE DES TABLEAUX

Tab. I.1. Types d'aciers utilisés et leurs nuances .....	7
Tab. II.1. Charges permanentes des murs extérieurs .....	13
Tab. II.2. Charge permanente du plancher terrasse .....	14
Tab. II.3. Charge permanente du plancher courant .....	15
Tab. II.4. Charge permanente de la dalle pleine .....	16
Tab. II.5. Pré dimensionnement des poutres .....	17
Tab. II.6. Tableau de dégression des surcharges .....	19
Tab. II.7. Vérification de résistance de poteau centrale carré. ....	23
Tab. II.8. Vérification de résistance de poteau circulaire.....	26
Tab. II.9. Sections des poteaux.....	27
Tab. III.1. Poids propre du palier de repos de l'escalier. ....	38
Tab. III.2. Poids propre de la paillasse de l'escalier.....	38
Tab. III.3. Calcul des sollicitations des escaliers.....	39
Tab. III.4. Ferrailage de l'escalier .....	41
Tab. III.5. Vérification à l'ELS .....	43
Tab. III.6. Vérification de la flèche de l'escalier .....	44
Tab. III.7. Poids propre du palier de repos de l'escalier. ....	46
Tab. III.8. Poids propre de la paillasse de l'escalier.....	46
Tab. III.9. Calcul des sollicitations des escaliers.....	47
Tab. III.10. Ferrailage de l'escalier .....	49
Tab. III.11. Vérification à l'ELS .....	51
Tab. III.12. Vérification de la flèche de l'escalier .....	52
Tab. III.13. Poids propre du palier de repos de l'escalier. ....	54
Tab. III.14. Poids propre de la paillasse de l'escalier.....	54
Tab. III.15. Calcul des sollicitations des escaliers.....	55
Tab. III.16. Ferrailage de l'escalier .....	57
Tab. III.17. Vérification à l'ELS .....	59
Tab. III.18. Vérification de la flèche de l'escalier .....	60
Tab. III.19. Ferrailage de la dalle de compression .....	63
Tab. III.20. Les charges de la poutrelle avant coulage .....	64
Tab. III.21. Calcul des moments .....	64
Tab. III.22. Actions de calcul des poutrelles après coulage .....	65
Tab. III.23. Récapitulations des efforts .....	68
Tab. III.24. Calcul des armatures .....	69
Tab. III.25. Ferrillages longitudinaux des poutrelles .....	69
Tab. III.26. Vérification de la contrainte de béton.....	71
Tab. III.27. Calcul de la flèche .....	72
Tab. III.28. Les armatures transversales dans les poutrelles et leurs espacements.....	74

Tab. III.29. Calcul des sections d'acier de la dalle .....	76
Tab. III.30.Vérification des contraintes à l'ELS .....	79
Tab. III.31. Calcul de la flèche.....	79
Tab. III.32. Combinaison des charges.....	82
Tab. III.33. Calcul des efforts internes.....	82
Tab. III.34. Ferrailage du balcon.....	82
Tab. III.35. Vérification des contraintes du balcon.....	84
Tab. IV.1. Valeurs de pénalité .....	91
Tab. IV.2. Participation massique du modèle initial .....	96
Tab. IV.3. Vérification des déplacements inter étages du modèle model initiale .....	98
Tab. IV.4. Participation massique du 1 <sup>ère</sup> modèle .....	100
Tab. IV.5. Vérification des déplacements inter étages du 1 <sup>ère</sup> modèle .....	101
Tab. IV.6. Participation massique du 2 <sup>ème</sup> modèle .....	103
Tab. IV.7. Vérification des déplacements inter étages du 2 <sup>ème</sup> modèle .....	104
Tab. IV.8. Vérification de l'effort normal pour les poteaux carré .....	105
Tab. IV.9. Vérification de l'effort normal pour les poteaux circulaire .....	106
Tab. IV.10. Nouvel section des poteaux .....	107
Tab. IV.11. Participation massique du modèle finale après augmentation des sections des poteaux .....	107
Tab. IV.12. Vérification des déplacements inter étages du modèle finale .....	109
Tab. IV.13. Vérification de l'effort normal pour les poteaux carré .....	110
Tab. IV.14. Vérification de l'effort normal pour les poteaux circulaire .....	110
Tab. IV.15. Vérification des portiques sous 25% de l'effort tranchant d'étage .....	111
Tab. IV.16. Vérification l'effet p-Δ inter étages du modèle finale .....	113
Tab. V.1. Caractéristiques du béton et de l'acier .....	115
Tab. V.2. Ferrillages des poteaux en situation durable ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	116
Tab. V.3. Ferrillages des poteaux en situation durable ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ).....	117
Tab. V.4. Ferrillages des poteaux en situation durable ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	117
Tab. V.5. Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	118
Tab. V.6. Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ).....	118
Tab. V.7. Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	119
Tab. V.8. Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	119
Tab. V.9. Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ).....	120
Tab. V.10. Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	120
Tab. V.11. Choix des armatures des poteaux carré.....	121
Tab. V.12. Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés.....	122
Tab. V.13. Vérification des contraintes pour les poteaux carrés.....	122
Tab. V.14. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés.....	124
Tab. V.15. Espacement maximale selon RPA99 des poteaux carrés .....	126
Tab. V.16. Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés.....	127
Tab. V.17. Ferrillages des poteaux en situation durable ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	132

Tab. V.18. Ferrailages des poteaux en situation durable ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ).....	132
Tab .V.19. Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	133
Tab. V.20. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	133
Tab. V.21. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ).....	134
Tab. V.22. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	134
Tab. V.23. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	135
Tab. V.24. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ).....	135
Tab. V.25. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	136
Tab. V.26. Choix des armatures des poteaux circulaire.....	136
Tab. V.27. Vérifications des contraintes pour les poteaux circulaires.....	137
Tab. V.28. Vérification des contraintes pour les poteaux circulaire.....	137
Tab. V.29. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux circulaires.....	139
Tab. V.30. Espacement maximale selon RPA99 des poteaux circulaire.....	141
Tab. V.31. Choix des armatures transversales pour les poteaux circulaire.....	141
Tab. V.32. Ferrailage des poutres porteuses 35x50cm (Situation durable).....	146
Tab. V.33. Ferrailage des poutres porteuses 35x50cm (Situation durable).....	146
Tab. V.34. Ferrailage des poutres porteuses 35x50cm (Situation accidentelle).....	147
Tab. V.35. Ferrailage des poutres de chainage 35x50cm (Situation durable).....	147
Tab. V.36. Ferrailage des poutres de chainage 35x50cm (Situation durable).....	148
Tab. V.37. Ferrailage des poutres de chainage 35x50cm (Situation accidentelle).....	148
Tab. V.38. Ferrailage des poutres non porteuses 30x45cm (Situation durable).....	149
Tab. V.39. Ferrailage des poutres non porteuses 30x45cm (Situation durable).....	149
Tab. V.40. Ferrailage des poutres non porteuses 30x45cm (Situation accidentelle).....	150
Tab. V.41. Ferrailage des poutres inclinées 30x45cm (Situation durable).....	150
Tab. V.42. Ferrailage des poutres inclinées 30x45cm (Situation durable).....	151
Tab. V.43. Ferrailage des poutres inclinées 30x45cm (Situation accidentelle).....	151
Tab. V.44. Choix des armatures pour les poutres porteuses 35x50cm.....	152
Tab. V.45. Choix des armatures pour les poutres de chainage 35x50cm.....	152
Tab. V.46. Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x45cm.....	153
Tab. V.47. Choix des armatures pour les poutres inclinées 30x45cm.....	153
Tab. V.48. Vérification de la condition de non fragilité.....	154
Tab. V.49. Vérification des poutres porteuse 35x50cm à l'ELS.....	154
Tab. V.50. Vérification des poutres de chainage 35x50cm à l'ELS.....	155
Tab. V.51. Vérification des poutres non porteuse 30x45cm à l'ELS.....	155
Tab. V.52. Vérification de poutres inclinées 30x45cm à l'ELS.....	156
Tab. V.53. Vérification thermique des poutres porteuses 35x50cm à l'ELS.....	157
Tab. V.54. Vérification thermique des poutres non porteuse 35x50cm à l'ELS.....	157
Tab. V.55. Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres porteuse 35x50cm.....	158
Tab. V.56. Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres de chainage 35x50cm.....	158
Tab. V.57. Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres non porteuse 30x45cm.....	159

Tab. V.58. Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres inclinées 30x45cm .....	159
Tab. V.59. Calcul des armatures transversales .....	160
Tab. V.60. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche .....	162
Tab. V.61. Valeurs de $(I_f/I)$ .....	168
Tab. V.62. Calcul de $\sigma_{u \text{ lim.}}$ .....	170
Tab. V.63. Aciers verticaux et horizontaux .....	171
Tab. V.64. Aciers transversaux .....	172
Tab. V.65. Aciers supplémentaires .....	173
Tab. V.66. Calcul de $\sigma_{ba}$ et $\sigma_{bna}$ pour l'exemple (V1).....	176
Tab. V.67. Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1).....	177
Tab. V.68. Caractéristiques des voiles.....	179
Tab. V.69. Calcul des armatures du voile (V1, V1').....	180
Tab. V.70. Calcul des armatures du voile (V2, V2').....	181
Tab. V.71. Calcul des armatures du voile (V3, V3').....	182
Tab. V.72. Calcul des armatures du voile (V4, V4').....	183
Tab. V.73. Calcul des armatures du voile (V5, V5').....	184
Tab. V.74. Calcul des armatures de couture des voiles.....	185
Tab. V.75. Calcul des armatures de compression.....	186
Tab. V.76. Calcul des armatures horizontales des voiles.....	187
Tab. VI.1. Ferrailage du voile périphérique .....	193
Tab. VI.2. Vérification des contraintes .....	195
Tab. VI.3. Calcul de la surface nécessaire pour les semelles filantes.....	200
Tab. VI.4. Choix de la hauteur des nervures sens transversale .....	204
Tab. VI.5. Choix de la hauteur des nervures sens longitudinale .....	204
Tab. VI.6. Caractéristiques géométriques du radier.....	206
Tab. VI.7. Vérification de la stabilité du radier .....	207
Tab. VI.8. Contraintes sous le radier à ELU .....	209
Tab. VI.9. Contraintes sous le radier à ELS .....	209
Tab. VI.10. Calcul des moments a ELU .....	212
Tab. VI.11. Calcul des moments a ELS.....	212
Tab. VI.12. Ferrailage des panneaux du radier .....	213
Tab. VI.13. Vérification de la CNF.....	214
Tab. VI.14. Vérification des contraintes (radier) .....	214
Tab. VI.15. Vérification des contraintes (correction) .....	214
Tab. VI.16. Ferrailage des nervures (sens longitudinale) .....	216
Tab. VI.17. Ferrailage des nervures (sens transversale) .....	216
Tab. VI.18. Vérification de la condition de non fragilité .....	216
Tab. VI.19. Vérification des contraintes du débord .....	220

## LISTE DES FIGURES

Fig. I.1. Diagramme contrainte-déformation du béton .....	6
Fig. I.2. Diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELS .....	7
Fig. I.3. Diagramme contrainte-déformation de l'acier a L'ELU .....	8
Fig. II.1. Plancher à corps creux avec une dalle de compression .....	11
Fig. II.2. Dimensions du corps creux .....	11
Fig. II.3. Composants d'un plancher terrasse.....	14
Fig. II.4. Composants d'un plancher courant.....	15
Fig. II.5. Composants de la dalle pleine.....	15
Fig. II.6. Schéma de la poutre .....	16
Fig. II.7. Surface reprise par le poteau centrale carré.....	22
Fig. II.8. Surface reprise par le poteau circulaire .....	24
Fig. II.19. Schéma du voile .....	28
Fig. III.1. Dimension de L'acrotère avec un modèle de calcul.....	29
Fig. III.2. Diagramme des efforts à l'E.L.U .....	31
Fig. III.3. Ferrailage de l'acrotère .....	31
Fig. III.4. Distance de l'axe neutre .....	33
Fig. III.5. Ferrailage de l'acrotère .....	35
Fig. III.6. Représentation d'un escalier .....	36
Fig. III.7. Schéma statique.....	39
Fig. III.8. Diagramme du moment ultime .....	39
Fig. III.9. Diagramme de l'effort tranchant ultime.....	40
Fig. III.10. Schéma statique.....	40
Fig. III.11. Diagramme du moment service .....	40
Fig. III.12. Diagramme de l'effort tranchant service.....	40
Fig. III.13. Schéma statique.....	47
Fig. III.14. Diagramme du moment ultime .....	47
Fig. III.15. Diagramme de l'effort tranchant ultime.....	48
Fig. III.16. Schéma statique.....	48
Fig. III.17. Diagramme du moment service .....	48
Fig. III.18. Diagramme de l'effort tranchant service.....	48

Fig. III.19. Schéma statique.....	55
Fig. III.20. Diagramme du moment ultime .....	55
Fig. III.21. Diagramme de l'effort tranchant ultime .....	56
Fig. III.22. Schéma statique.....	56
Fig. III.23. Diagramme du moment service .....	56
Fig. III.24. Diagramme de l'effort tranchant service .....	57
Fig. III.25. Ferrailage de l'escalier 1 .....	61
Fig. III.26. Ferrailage de l'escalier 2 et 3. ....	61
Fig. III.27. disposition constructive des armatures de la table de compression.....	63
Fig. III.28. Schématisation de la poutrelle avant coulage .....	64
Fig. III.29. Diagramme du moment ultime .....	65
Fig. III.30. Diagramme de l'effort tranchant ultime .....	65
Fig. III.31. Diagramme du moment service .....	66
Fig. III.32. Diagramme de l'effort tranchant service .....	66
Fig. III.33. Diagramme du moment ultime .....	66
Fig. III.34. Diagramme de l'effort tranchant ultime .....	66
Fig. III.35. Diagramme du moment service .....	67
Fig. III.36. Diagramme de l'effort tranchant service .....	67
Fig. III.37. Diagramme du moment ultime .....	67
Fig. III.38. Diagramme de l'effort tranchant ultime .....	67
Fig. III.39. Diagramme du moment service .....	68
Fig. III.40. Diagramme de l'effort tranchant service .....	68
Fig. III.41. Ferrailage des poutrelles .....	75
Fig. III.42. Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire .....	75
Fig. III.43. Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire.....	80
Fig. III.44. Dimensions du balcon .....	81
Fig. III.45. Schéma statique du balcon .....	81
Fig. III.46. Schéma de ferrailage des balcons .....	84
Fig. IV.1. Spectre de réponse.....	92
Fig. IV.2. Vue en plan du modèle initiale .....	95
Fig. IV.3. Vue en plan du modèle 01.....	99

Fig. IV.4. Vue en plan du modèle 02.....	102
Fig. IV.5. Evaluation des effets du second ordre .....	112
Fig. V.1. Arrêt des barres .....	161
Fig. V.2. Disposition des voiles dans la structure .....	165
Fig. V.3. Section rectangulaire, soumise à la flexion composée .....	166
Fig. V.4. Schéma d'un voile pleine et disposition du ferrailage .....	167
Fig. V.5. Définition de l'élément mur .....	168
Fig. V.6. Mur encastré. ....	168
Fig. V.7. Niveau de vérification.....	170
Fig. V.8. Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque .....	173
Fig. V.9. Disposition des armatures verticales dans les voiles .....	174
Fig. V.10. Ferrailage Voile 1.....	187
Fig. V.11. Ferrailage Voile 2.....	188
Fig. V.12. Ferrailage Voile 3.....	188
Fig. V.13. Ferrailage Voile 4.....	189
Fig. V.14. Ferrailage Voile 5.....	189
Fig. VI.1. Evaluation des charges .....	190
Fig. VI.2. Poussées des terres .....	191
Fig. VI.3. Ferrailage du voile périphérique sens x-x .....	195
Fig. VI.4. Ferrailage du voile périphérique sens y-y .....	195
Fig. VI.5. Vu en plan des poteaux de la fondation.....	196
Fig. VI.6. Dimension de la semelle isolée.....	197
Fig. VI.7. Semelle filante .....	198
Fig. VI.8. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	201
Fig. VI.9. Schéma statique du bâtiment .....	207
Fig. VI.10. Contrainte sous le radier .....	209
Fig. VI.11. Schéma du panneau le plus sollicité .....	212
Fig. VI.12. Ferrailage de la dalle du radier.....	215
Fig. VI.13. Ferrailage des nervures pour sens longitudinale.....	218
Fig. VI.14. Ferrailage des nervures pour sens transversale .....	218
Fig. VI.15. Schéma statique du débord .....	219
Fig. VI.16. Diagramme des moments.....	219

# Symboles

## *Majuscules romaines :*

A : Section d'acier tendu.  
A' : Section d'acier comprimé.  
A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale.  
B : Aire du béton.  
Br : Section réduite du béton d'un poteau.  
Bt : Section de la partie tendue.  
Lt : Largeur de la section tendue.  
E.L.S : Etat Limite de Service.  
E.L.U : Etat Limite Ultime.  
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.  
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.  
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.  
I : Moment d'inertie.  
M : Moment fléchissant.  
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.  
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.  
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.  
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S  
N : Effort normal.  
Nser : Effort normal de service.  
NU : Effort normal ultime.  
Tu : Effort tranchant ultime.  
G : Charge permanente.  
Q : Charge d'exploitation.  
E : Charge sismique.  
C<sub>d</sub> : Coefficient dynamique.  
R : force résultante  
F<sub>w</sub> : la résultante des forces horizontales

## *Minuscules romaines :*

h: Hauteur de la section du béton.  
b : Largeur de la section du béton.  
b<sub>0</sub> : Largeur de la nervure du béton (section en T.)  
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.  
d : Hauteur utile d'une section.

# Symboles

f : Flèche.

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

## ***Majuscules grecques :***

$\Delta$  : Variation.

$\Sigma$  : sommation.

$\Phi$  : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

## ***Minuscules grecques :***

$\alpha$ : Angle.

$\gamma$  : Coefficient de sécurité.

$\varepsilon$ : Déformation relative.

$\varepsilon$  : Coefficient (calcul de  $C_d$ )

$\eta$ : Coefficient de fissuration.

$\lambda$ :Élancement mécanique.

$\mu$ : Coefficient de frottement.

$\nu$ : Coefficient de POISSON.

$\rho$  : Rapport de deux dimensions

$\sigma$  : Contrainte normale.

$\tau$  : Contrainte tangentielle.

$\delta$ : Déplacement d'un niveau.

## ***Autres notations :***

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage. Malheureusement ; ces derniers peuvent être exposé à différents types de risques, que l'on peut classer en trois catégories :

- ✓ les risques naturels, tels que les inondations, les séismes, les mouvements de terrains, les avalanches...
- ✓ les risques technologiques, d'origine humaine, tels que les risques industriel, nucléaire, biologique, les ruptures de barrage...
- ✓ les risques liés à la vie courante tels que l'incendie, la sécurité des piscines ou des ascenseurs ...

Toutefois, les désordres engendrés par les sollicitations sismiques ont fait que la prise en compte du risque sismique dans la conception des ouvrages est devenue plus que nécessaire et ont contribué à la connaissance phénoménologique de l'action sismique.

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude complète pour un bâtiment à usage multifonctionnelle (commerce, bureau et habitation) à 10 étages, avec 1 sous-sol, ce travail sera mené selon les étapes suivantes:

Le 1<sup>er</sup> chapitre constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation et les caractéristiques des matériaux utilisés.

Le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, planchers et voiles), fait l'objet du 2<sup>ème</sup> chapitre.

Dans le 3<sup>ème</sup> chapitre nous nous intéressons à l'étude des éléments secondaire qui comporte notre bâtiment. Nous citons (l'acrotère, les escaliers, les planchers et les balcons).

Le 4<sup>ème</sup> chapitre consiste à modéliser la structure et déterminer les modes de vibration, en renforçant l'ossature par des voiles, on observe ainsi le comportement de la structure jusqu'à la vérification des justifications imposées par les règles parasismiques.

Le ferrailage des poteaux, poutres et des voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99** et le **BAEL91**, dans le 5<sup>ème</sup> chapitre.

Le 6<sup>ème</sup> chapitre consiste à dimensionner et ferrailer les éléments d'infrastructure.

Ainsi, nous terminons ce mémoire par une conclusion général

## I.1.Introduction

Le projet porte sur l'étude d'un bâtiment à plusieurs usage composé d'un RDC, un sous sol, et 10 étages implanté à BOUFARIK, WILAYA DE BLIDA qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**), selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

## I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage est un bâtiment constitué d'un seul bloc, de forme irrégulière en plan, il est composé d'un sous sol comme parking, le rez-de-chaussée a usage commerciale, le premier et le deuxième étage a usage bureaux et le reste des étage sont à usage d'habitations.

### I.2. 1.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

#### a) Dimensions en plan du l'ouvrage

- Longueur totale du bâtiment (sens longitudinal) :46,00 m.
- Largeur totale du bâtiment (sens transversal) :36,00 m.

#### b) Dimensions en élévation du l'ouvrage

- Hauteur du sous-sol : 3,74 m
- Hauteur du rez-de-chaussée : 4,76 m.
- Hauteur du premier et deuxième étage : 3,74 m.
- Hauteur d'étage courant : 3,06 m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : 36,72 m.

## I.3.Classification selon le RPA99VER .2003

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le " **groupe 2** ", car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48 m.

## I.4. Structure porteuse

### I.4.1. Ossature

Selon le « RPA99 version 2003 », le système de contreventement adopté pour notre structure est celui des portiques en béton armé (poteaux-poutres) suivant les deux directions contreventées par des voiles.

### I.4.2. les Planchers

Les planchers, étant considérés comme des diaphragmes rigides, d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges

verticales et les transmettent aux éléments porteurs de la structure, ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Planchers à ceps creux.
- Planchers à dalle pleine.

#### **I.4.3. les poteaux**

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression.

#### **I.4.4.les poutres**

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutre porteuse,
- Poutre non porteuse.

#### **I.4.5. L'acrotère**

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

#### **I.4.6. Les escaliers**

La structure comporte deux types d'escalier, qui sert à relier les planchers de tous les étages mais on va étudier que les escaliers à trois volés.

#### **I.4.7. Ascenseurs**

La structure comporte une cage d'ascenseur du RDC jusqu'au 10<sup>ème</sup> étage.

#### **I.4.8. Maçonnerie**

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

#### **I.4.9.Terrasse**

- La terrasse sera inaccessible.

#### **I.4.10. Revêtement**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

### **I.5. Caractéristique mécanique des matériaux**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé et tous les règlements applicables en Algérie à savoir : **RPA99 version 2003, CBA93 et BAEL91 modifiées 99.**

#### **I.5.1. le Béton**

##### **a) Composition du béton**

Le béton est un matériau constitué d'un mélange de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau, dont les proportions varient selon l'usage.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et doit présenter certains critères à savoir

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps (Durabilité).

##### **b) Résistance du béton**

###### **b.1/ Résistance du béton à la compression**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «j» jours, généralement à 28 jours.

Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 200 cm<sup>2</sup> de section et de 32 cm d'hauteur.

$$\begin{aligned} J \leq 28 \text{ jours} &\longrightarrow f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log(j + 1) \\ J = 28 \text{ jours} &\longrightarrow f_{cj} = f_{c28} \end{aligned}$$

$$J > 28 \text{ jours} \longrightarrow f_{cj} = 1.1f_{c28}$$

Pour notre étude, on prend :  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ .

### **b.2/ Résistance du béton à la traction**

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
- Traction par fendage en écrasant le cylindre précédent placé horizontalement entre les plateaux d'une presse.
- Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux, soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par «  $f_{tj}$  » ; elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ (MPA)}$$

Avec  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ , on trouve :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$

### **c) Module de déformation longitudinale**

Ce module est connu sous le nom de module de "Young" ou module de "déformations longitudinales" ; il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

#### **c.1/ Module d'élasticité instantanée « $E_{b_{ij}}$ »**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet, à défaut de mesures directes, qu'à l'âge de j jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{b_{ij}}$  est défini par la relation :

$$E_{b_{ij}} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{b_{ij}}; \text{ en MPA}).$$

#### **c.2/ Module d'élasticité différée « $E_{b_{vj}}$ »**

Sous des contraintes de longue durée d'application, les **déformations longitudinales complémentaires** dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

La déformation totale du béton sous charge de longue durée est donc triple de la déformation instantanée sous même contrainte.

Le module de déformation longitudinale différée  $E_{b_{vj}}$  est donné par la relation :

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

### **d) Coefficient de poisson**

Le coefficient de poisson représente la variation de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$v = \frac{\Delta l/l}{\Delta L/L} = \frac{\text{Allongement dans le sens transversale}}{\text{Raccourcissement longitudinale}}$$

- **E.L.U** :  $v = 0$  Calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **E.L.S** :  $v = 0,2$  Calcul des déformations (béton non fissuré).

e) **Poids volumique**

On adopte la valeur :  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

f) **Les contraintes limites de calcul**

**f.1/ Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$  cas des situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$  cas des situations accidentelles.

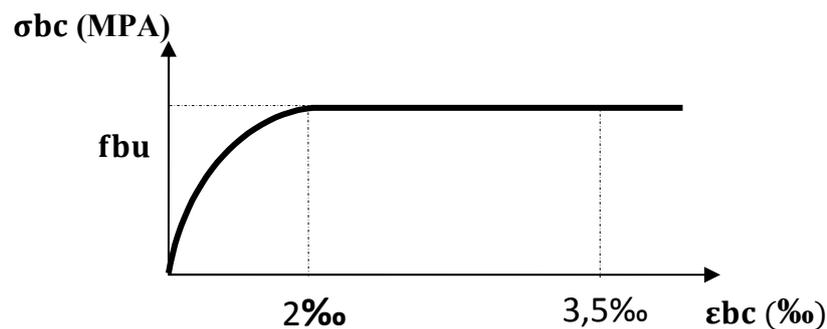
$\theta$  = coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

Si  $t > 24 \text{ h}$   $\longrightarrow \theta = 1$ .

Si  $1 \text{ h} < t < 24 \text{ h}$   $\longrightarrow \theta = 0,9$ .

Si  $t < 1 \text{ h}$   $\longrightarrow \theta = 0,85$ .

Avec :  $t$  = durée d'application de l'action considérée en heures.



**Fig. I.1.** Diagramme contrainte-déformation du béton.

### f.2/ Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \implies \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

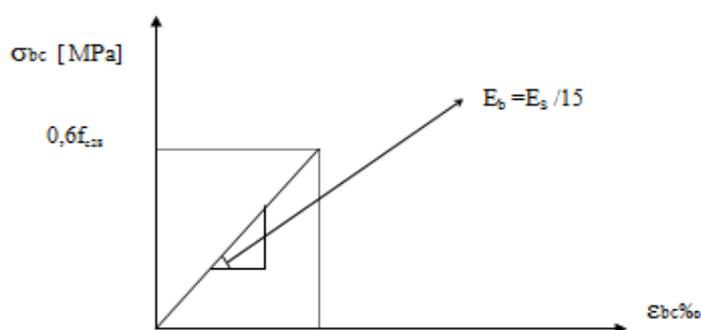


Fig. I.2. Diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELS.

### I.5.2. Aciers

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

Tab .I.1. Types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe (MPa)
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales Armatures transversales	FeE400	$\varnothing \geq 10$	400
Treillis soudé (T.S)	Dalle de compression	520	$0 \leq \varnothing \leq 6$	520

### a) Module d'élasticité des aciers

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale.

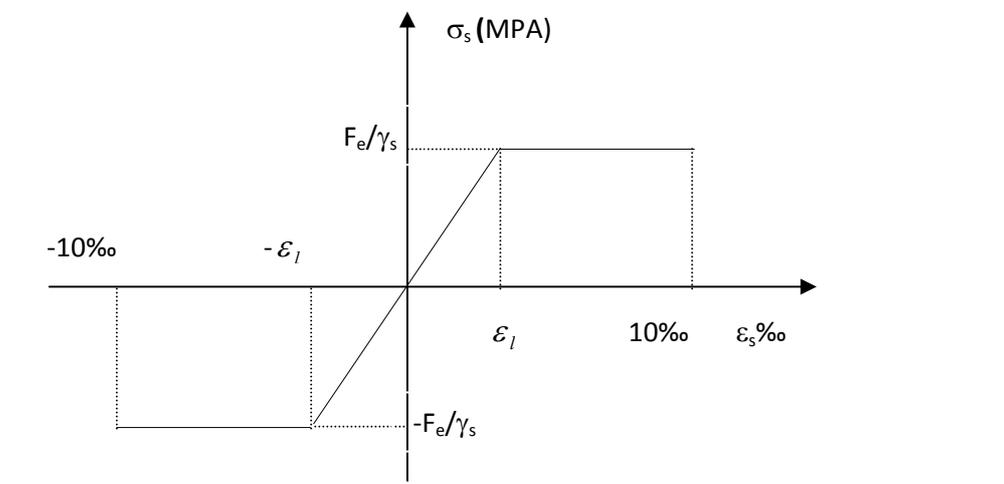
Les expériences ont montrés que sa valeur est fixe quelque soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ MPA.}$$

### b) Les contraintes limites de calcul :

#### b.1/ Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

On adopte le diagramme contraintes- déformations suivant :



**Fig. I.3.** Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU.

À l'E. L.U, la contrainte limite de l'acier est :  $\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  Avec :

$\overline{\sigma}_s$  : Contrainte de l'acier.

$f_e$  : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier.

$\epsilon_s$  : Déformation (allongement) relative de l'acier  $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

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

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité  $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{cas des situations durables.} \\ 1,00 & \text{cas des situations accidentelles.} \end{cases}$

#### b.2/ Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \left( \frac{2}{3} f_e; \max (200\text{Mpa}; 110\sqrt{\eta \cdot ft_j}) \right)$ .
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \left( \frac{1}{2} f_e; \max (240\text{Mpa}; 90\sqrt{\eta \cdot ft_j}) \right)$ .

Avec :

$\eta$ : Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés.} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérence.} \end{cases}$$

### c) Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté **n** est le rapport de :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

- **n** : Coefficient d'équivalence.
- $E_s$  : Module de déformation de l'acier.
- $E_b$  : Module de déformation du béton.

## I.6. Hypothèse de calcul

Le calcul en béton armé aux états limites ultimes est basé sur les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes après déformations.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

## II.1.Introduction

Le pré-dimensionnement est une phase de conception et de dimensionnement des éléments de la structure qui précède la phase d'exécution qui a pour objet de calculer le coffrage des sections en béton des différents éléments structuraux.

Pour le pré-dimensionnement des éléments, on tient compte des prescriptions réglementaires données par :

**-BAEL 91 [1]**

**-Les règlements parasismiques algériens 99 /version 2003 [2]**

**-CBA 93 [3]**

**-DTR charges permanentes et surcharges d'exploitations [4]**

Après la détermination de différentes dimensions revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges permanents et charges d'exploitation. Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

## II.2. Pré dimensionnement des Planchers

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

### II.2.1. Planchers à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé.

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher, on utilise la formule suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad [1]$$

Avec : L : la portée de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.

$$L = 6,1\text{m} \quad \frac{610}{25} \leq h_t \leq \frac{610}{20} \rightarrow 24.4\text{cm} \leq h_t \leq 30.5\text{cm on choisit } h_t = 30\text{cm}$$

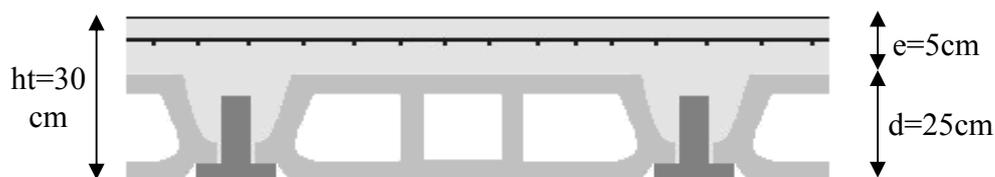
**d= 25cm** (hauteur de corps creux).

**e= 5cm** (hauteur de la dalle de compression).

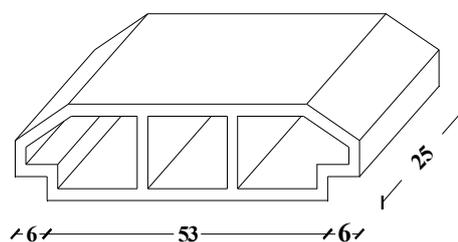
On trouve **ht = (25+5) cm**

**Condition d'isolation acoustique :**

**ht ≥ 16cm**, d'où on a 30cm > 16cm.....condition verifier.



**Fig. II.1.**Plancher à corps creux avec une dalle de compression.



**Fig. II.2.** Dimensions du corps creux.

### II.2.2. Dalle pleine (RDC)

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis. Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- **Résistance au feu:**

$e=7,0\text{cm}$  ..... pour une heure de coupe-feu

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

D'où :  $e=11\text{cm}$ .

- **Isolation phonique:**

Selon les règles technique « CBA 93 » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : 15 cm

- **Résistance a la flexion:**

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

$$\text{-Dalle reposant sur deux appuis : } \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad [3]$$

$$\text{-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : } \frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad [3]$$

Avec :

$e$ : Epaisseur de la dalle pleine.

$L_x$  : la portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

$$L_x = 6,10 \text{ m}$$

Pour notre cas La dalle pleine repose sur quatre appuis,

On aura donc :  $12,2 \text{ cm} \leq e \leq 15,25 \text{ cm}$ .

On admet :  **$e=15 \text{ cm}$**

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines :

$$e \geq \max(11 ; 15 ; 15) \text{ cm} \implies e = 15 \text{ cm.}$$

### II.2.3. Dalle pleine (balcon)

- **Résistance au feu:**

$e=7,0\text{cm}$  ..... pour une heure de coupe-feu

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

D'où :  **$e=11\text{cm}$** .

- **Résistance a la flexion:**

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

$$\text{-Dalle reposant sur deux appuis : } \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad [3]$$

$e$ : Epaisseur de la dalle pleine.

$L_x$  : la portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

$$L_x = 1,58 \text{ m}$$

Pour notre cas La dalle pleine repose sur deux appuis,

On aura donc :  $4,51 \text{ cm} \leq e \leq 5,26\text{cm}$ .

On admet :  **$e=15 \text{ cm}$**

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines :

$$e \geq \max(11 ; 15 ; 15) \text{ cm} \implies e = 15 \text{ cm}$$

### Conclusion

Donc pour les dalles on a :

❖ Dalle en corps creux :  $ht = (25+5)$  cm.

❖ Dalle pleine :  $e = 15$ cm.

### II.3.Evaluation des charges et surcharges

Le but principal de cette étape consiste à déterminer les différentes charges et surcharges qui ont une influence directe sur notre structure.

#### II.3.1. Maçonnerie:

✓ Murs extérieurs (double cloison)

Tab. II.1. Charges permanentes des murs extérieurs.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaiques (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Lame d'aire	0,05	-	-
4	Brique creuse	0,10	9	0,90
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
<b>Total</b>				2,52

#### II.3.2. Plancher en corps creux (25cm+5cm)

✓ Terrasse

La terrasse est inaccessible en dalle en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

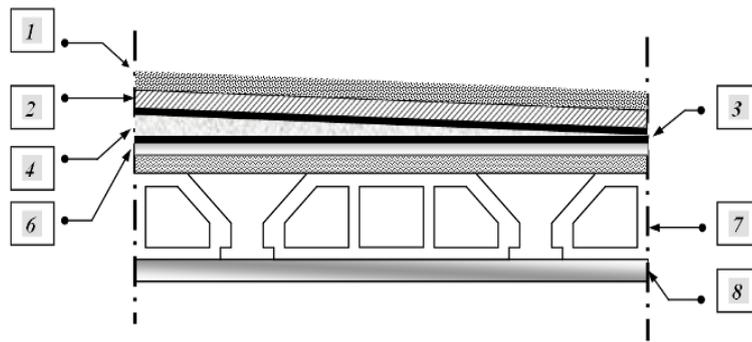


Fig. II.3. Composants d'un plancher terrasse.

## A. Charges permanentes

Tab. II.2. Charge permanente du plancher terrasse.

<i>N</i>	<i>Composants</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	<i>Poids volumiques (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids surfaciques (KN/m<sup>2</sup>)</i>
1	Gravillon roulé 8/15	0,05	18,00	0,90
2	Étanchéité multicouche	0,02	6,00	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente 1 %	0,10	22,00	2,20
5	Polyane	-	-	0,05
6	Plaque de liège	0,04	4,00	0,16
7	Par vapeur	0,01	6,00	0,06
8	Plancher corps creux (25+5)	0,3		3,8
9	Enduit en plâtre	0,01	10,00	0,10
<i>Total</i>				<b>7,44</b>

## B. Surcharges d'exploitation :

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

## ✓ Etage courant

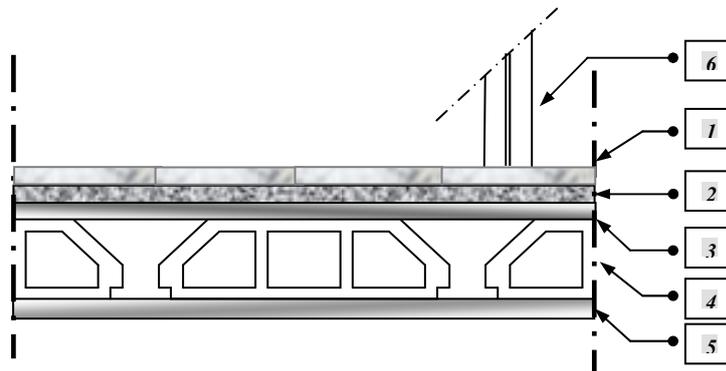


Fig. II.4. Composants d'un plancher courant.

## A. Charges permanentes

Tab. II.3. Charge permanente du plancher courant.

<i>N</i>	<i>Composants</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	<i>Poids volumiques (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m<sup>2</sup>)</i>
1	Carrelage	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,03	18,00	0,54
4	Plaque corps creux	0,3	-	3,8
5	Enduit de plâtre	0,01	10,00	0,10
6	Cloisons légères	0,10	-	1,00
<i>Total</i>				<b>6.28</b>

B. Surcharges d'exploitation :  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ 

## II.3.3. dalle pleine

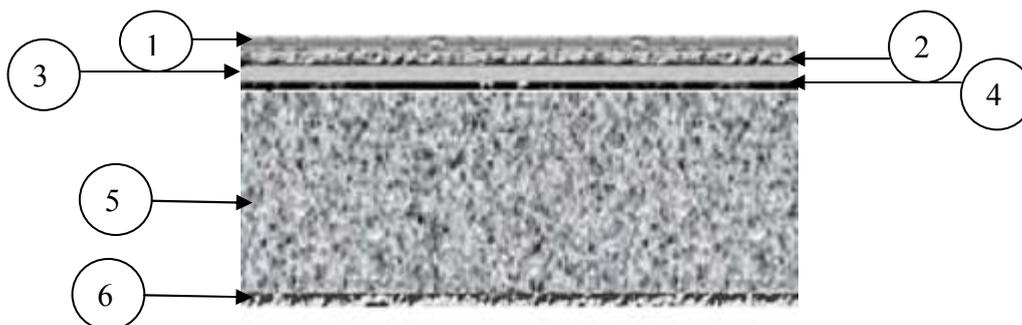


Fig. II.5. Composants de la dalle pleine.

## A. Charges permanents

Tab. II.4. Charge permanente due a la dalle pleine.

<i>N</i>	<i>Composants</i>	<i>Épaisseur</i> <i>(m)</i>	<i>Poids volumiques</i> <i>(KN/m3)</i>	<i>Poids surfacique</i> <i>(KN/m2)</i>
1	Carrelage	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,03	18,00	0,54
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de plâtre	0,01	10,00	0,10
6	Les murs simples	0,10	-	1,00
<i>Total</i>				<b>6,23</b>

B. Surcharges d'exploitation :  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

## II.4. Pré-dimensionnement des éléments résistants

## II.4.1. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont ses éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs rôles est de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers.

Le pré- dimensionnement se base sur les trois étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques données par le (CBA93).
- Vérification des conditions imposée sur (h, b) par le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003).
- Vérification de la rigidité.

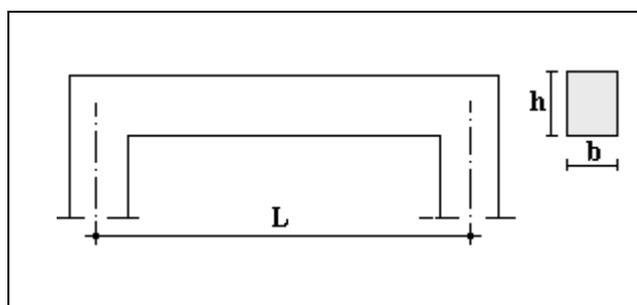


Fig. II.6. Schéma de la poutre.

## A. Selon les règles CBA93 [3]

La section de la poutre est déterminée par les formules suivant :

- La hauteur  $h$  de la poutre doit être : 
$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$
- La largeur  $b$  de la poutre doit être : 
$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

$L_{\max}$  : La plus grande portée de la poutre

$h$  : hauteur de la poutre

$b$  : largeur de la poutre

### B. Selon le « RPA 99(ver .03) » [2] pour la zone III:

- La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $h \geq 30\text{cm}$
- La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $b \geq 20\text{cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être :  $\frac{h}{b} \leq 4$

### C. Vérification de la rigidité :

- $h/b \geq 1/16$ 
  - Pré-dimensionnement des poutres

**Tab. II.5.** Pré dimensionnement des poutres.

	<i>Poutre principales</i>	<i>Poutre secondaires</i>
<i>Conditions de résistance</i>	$L_{\max} = 6.50\text{m} \Rightarrow$ $43.33 \text{ cm} \leq h \leq 65 \text{ cm}$ on adopte : $h = 50 \text{ cm} \Rightarrow$ $15 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm}$ on adopte : $b = 35 \text{ cm}$	$L_{\max} = 6.10\text{m} \Rightarrow$ $40.67 \text{ cm} \leq h \leq 61 \text{ cm}$ on adopte : $h = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ $13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$ on adopte : $b = 30 \text{ cm}$
<i>Vérification selon le RPA 99</i>	$h=50\text{cm} \geq 30\text{cm}$ $b=35\text{cm} \geq 20\text{cm}$ $h/b=1.428 \leq 4$ (conditions vérifiées)	$h=45\text{cm} \geq 30\text{cm}$ $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ $h/b=1,5 \leq 4$ (conditions vérifiées)
<i>Condition de rigidité</i> <i>(<math>h/L \geq 1/16</math>)</i>	$(h/L=0.0735) \geq (1/16=0.0625)$ (condition vérifiée)	$(h/L=0.0703) \geq (1/16=0.0625)$ (condition vérifiée)

### Conclusion :

**Toutes les conditions d' RPA99 v 2003 sur les dimensions des poutres sont satisfaites, Donc on adopte :**

- Des poutres principales :  $(b \times h) = (35 \times 50) \text{ cm}^2$ .
- Des poutres secondaires :  $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$ .

#### II.4.2. Pré-dimensionnement des poteaux

##### A. Principe

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. Dans notre cas, nous considérons, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

##### B. Etapes de pré dimensionnement (calcul)

- ✓ Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- ✓ Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- ✓ La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- ✓ La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le "RPA99 version 2003" [2].

##### C. Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

(Q est la charge d'exploitation)

Ce qui donne :

$$Q_{0+} + \frac{3+n}{2n} \cdot (Q) \text{ pour } n \geq 5$$

Avec :

$n$  : Nombre d'étage.

$Q_0$  : La structure d'exploitation sur la terrasse.

$Q$  : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

- $Q_0 = 1\text{KN}/\text{m}^2$  ; (Terrasse inaccessible).
- $Q = 1.5\text{KN}/\text{m}^2$  ; (usage d'habitation).
- $Q = 3.5\text{KN}/\text{m}^2$  ; (usage commerce).
- $Q = 2.5\text{KN}/\text{m}^2$  ; (usage bureaux).
- $Q = 2.5\text{KN}/\text{m}^2$  ; (usage parking).

**Tab. II.6.** Tableau de dégression des surcharges.

<i>Niveau des planchers</i>	<i>Surcharge</i>	$\Sigma$ <i>surcharge</i>	$\Sigma$ <i>surcharge</i> $\left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right)$
<i>Terrasse</i>	$Q_0$	$\Sigma_0=Q_0$	1
<i>09</i>	$Q_1$	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,50
<i>08</i>	$Q_2$	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
<i>07</i>	$Q_3$	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
<i>06</i>	$Q_4$	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,1
<i>05</i>	$Q_5$	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00
<i>04</i>	$Q_6$	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
<i>03</i>	$Q_7$	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots\dots\dots +Q_7)$	8,46
<i>02</i>	$Q_8$	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots\dots\dots +Q_8)$	9,97
<i>01</i>	$Q_9$	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots\dots\dots +Q_9)$	11,39
<i>RDC</i>	$Q_{10}$	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots\dots\dots +Q_{10})$	13,35
<i>Sous sol</i>	$Q_{11}$	$\Sigma_{11}=Q_0+0,64(Q_1+\dots\dots\dots +Q_{11})$	14,76

#### D. Dimensionnement des poteaux

Le pré-dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple.

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes:

✓ **Condition de stabilité**

Considérons une section rectangulaire  $a \times b$ , tel que  $a \leq b$  :

L'élancement du poteau considéré  $\lambda = \frac{L_f}{i}$

- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $i$  : Rayon de giration.
- $I$  : Moment d'inertie.
- $B$ : Section du béton ( $a \times b$ ).

$$l_f = 0,7 l_0$$

Sachant que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{▪ } I = \frac{b \cdot a^3}{12} \\ \text{▪ } B = a \times b \quad \Rightarrow \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a} \\ \text{▪ } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \\ a \geq \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{\lambda}, \\ b \leq \frac{B_r}{(a-2)} + 2. \end{array} \right.$$

✓ **Condition de l'effort résistant des poteaux soumis à une compression simple**

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

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

D'où la section réduite du poteau ( $B_r$ ) est égale à:

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

Avec :

- $N_u$ : L'effort normal ultime obtenu après la descente des charges  

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$
- A: La section d'acier minimale ;  $0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\% \rightarrow A_{s \min} = 1\% B_r$
- $B_r$  : la section réduite du poteau, en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.  $B_r$  peut être égale aussi à :  

$$B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2.$$
- $\gamma_b = 1,5$
- $\gamma_s = 1,15$
- $f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ ).
- $f_e$  : contrainte limite élastique des aciers ( $f_e = 400 \text{ Mpa}$ ).
- $\alpha$  est un coefficient en fonction de l'élançement mécanique  $\lambda$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 5 \\ \alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda : \end{array} \right.$$

$$\lambda = 35 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.708$$

En faisant l'application numérique :

$$B_r \geq 0,064 \cdot N_u$$

✓ **Le minimum requis par "RPA99 version 2003"**

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a; b) \geq 30 \text{ cm} \\ * \text{Min}(a; b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

• **Calcul des poteaux carrés**

Le poteau le plus sollicités c'est le Poteau central.

**Poteau centrale :**

On calcule la surface totale reprise par le poteau, et on adopte :

**Surface total = 31.96 m<sup>2</sup>**

- **Les charges**

- ✓ **Plancher terrasse**

\* Charges permanentes :

- Poids propre du plancher terrasse :  
(31,96×7,44)= 237,78KN
- Poids des poutres principales :  
(0,35×0,5) × (3,4+3,4) × 25=29,75KN
- Poids des poutres secondaire :  
(0,3×0,45) × (2,8+1,9) × 25=15,86KN
- Poids du poteau : (0,35×0,35) × 3,06 × 25=9,37KN

$$G = 292,77\text{KN}$$

\* Surcharges d'exploitation :

- Surcharge du planché terrasse: (S×  $Q_{terrasse}$ )=3196 × 1,00=31,96 KN

$$Q = 31,96\text{KN}$$

- ✓ **Plancher étage courant**

\*Charges permanentes :

- Poids propre du plancher courant : (31,96×6,28)= 200,71KN
- Poids des poutres principale : (0,35×0,5) × (3,4+3,4) × 25=29,75 K N
- Poids des poutres secondaire : (0,3×0,45) × (2,8+1,9) × 25=15,86KN
- Poids du poteau : (0,35×0,35) × 3,06 × 25=9,37KN

$$G = 255,92\text{KN}$$

- ✓ **Plancher du premier et deuxième étage**

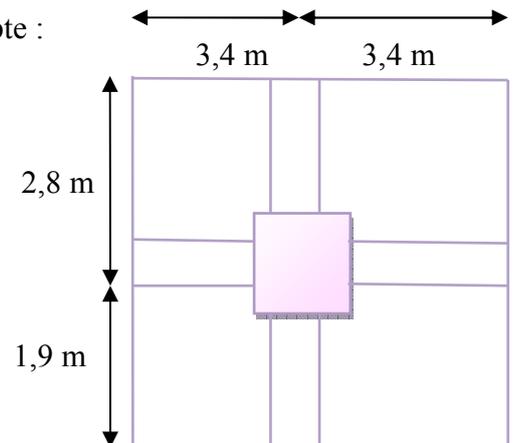
\*Charges permanentes :

- Poids propre du plancher courant : (31,96×6,28)= 200,71KN
- Poids des poutres principale : (0,35×0,5) × (3,4+3,4) × 25=29,75 K N
- Poids des poutres secondaire : (0,3×0,45) × (2,8+1,9) × 25=15,86KN
- Poids du poteau : (0,35×0,35) × 3,74 × 25=11,45KN

$$G = 257,77\text{KN}$$

- ✓ **Plancher RDC**

\*Charges permanentes :



**Fig. II.7.** Surface reprise par le poteau central carré.

- Poids propre du plancher RDC :  $(31,96 \times 6,23) = 195,37 \text{ KN}$
- Poids des poutres principale :  $(0,35 \times 0,5) \times (3,4 + 3,4) \times 25 = 29,75 \text{ KN}$
- Poids des poutres secondaire :  $(0,3 \times 0,45) \times (2,8 + 1,9) \times 25 = 15,86 \text{ KN}$
- Poids du poteau :  $(0,35 \times 0,35) \times 4,76 \times 25 = 14,57 \text{ KN}$

$$G = 255,55 \text{ KN}$$

\* Surcharges d'exploitation:

- Surcharge du planché « habitation » :  $(St \times Q_{\text{étage}}) = 31,96 \times 1,50 = 47,94 \text{ KN}$
- Surcharge du planché « bureau et sous sol » :  $(St \times Q_{\text{étage}}) = 31,96 \times 2,50 = 79,9 \text{ KN}$
- Surcharge du planché « commerce » :  $(St \times Q_{\text{étage}}) = 31,96 \times 3,50 = 111,86 \text{ KN}$

**Tab. II.7.** Vérification de résistance de poteau centrale carré.

Niveaux	G (KN)	Q (KN)	Nser (KN)	Nu (KN)	Br (cm <sup>2</sup> )	A (cm)	MIN (RPA)	Le choix (cm×cm)
10 <sup>ème</sup>	292,77	31,36	324,13	442,27	283,05	16,82	35×35	35×35
09 <sup>ème</sup>	548,69	79,9	628,59	860,58	550,77	23,46	35×35	35×35
08 <sup>ème</sup>	804,61	127,84	932,45	1277,98	817,90	28,59	35×35	35×35
07 <sup>ème</sup>	1060,53	175,78	1236,31	1695,38	1085,04	32,94	35×35	35×35
06 <sup>ème</sup>	1316,45	223,72	1540,17	2112,78	1352,18	36,77	35×35	40×40
05 <sup>ème</sup>	1572,37	271,66	1844,03	2530,18	1619,32	40,24	35×35	45×45
04 <sup>ème</sup>	1828,29	319,6	2147,89	2947,59	1886,45	43,43	35×35	45×45
03 <sup>ème</sup>	2084,21	367,54	2451,75	3364,99	2153,59	46,40	35×35	50×50
02 <sup>ème</sup>	2340,13	447,44	2787,57	3830,33	2451,41	49,51	35×35	50×50
01 <sup>er</sup>	2597,9	527,34	3125,24	4298,17	2750,83	52,44	35×35	55×55
RDC	2855,67	639,2	3494,87	4813,95	3080,93	55,50	35×35	60×60
SOUS SOL	3111,22	719,1	3830,32	5278,79	3378,43	58,12	35×35	60×60

- **Calcul des poteaux circulaires.**

Le poteau le plus sollicités c'est le Poteau central.

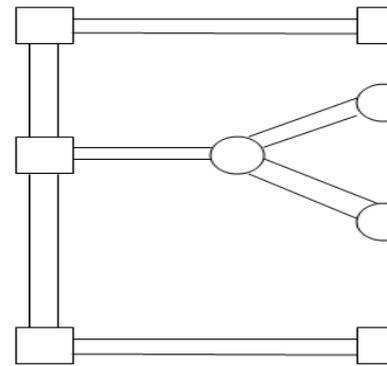
**Poteau centrale**

**Surface total = 23,5 m<sup>2</sup>**

- **Les charges**

- ✓ **Plancher terrasse**

\* Charges permanentes :



**Fig. II.8.** Surface reprise par le poteau circulaire..

- Poids propre du plancher terrasse :  $(23,5 \times 7,44) = 174,84 \text{KN}$
- Poids des poutres principale :  $(0,35 \times 0,5) \times (1,275) \times 25 = 5,8 \text{KN}$
- Poids des poutres secondaire :  $(0,3 \times 0,45) \times (2,4 + 2,4) \times 25 = 18 \text{KN}$
- Poids des poteaux :  $(3,06 - 0,45) \times 25 \times \frac{\pi \times 0,35^2}{4} = 6,27 \text{ kN}$

$$G = 206,44 \text{KN}$$

\* Surcharges d'exploitation :

- Surcharge du planché terrasse :  $(S \times Q_{terrasse}) = 23,5 \times 1,00 = 23,5 \text{ KN}$

- ✓ **Plancher étage courant**

\* Charges permanentes :

- Poids propre du plancher courant :  $(23,5 \times 6,28) = 147,58 \text{KN}$
- Poids des poutres principale :  $(0,35 \times 0,5) \times (1,275) \times 25 = 5,8 \text{KN}$
- Poids des poutres secondaire :  $(0,3 \times 0,45) \times (2,4 + 2,4) \times 25 = 18 \text{KN}$
- Poids du poteau :  $(3,06 - 0,45) \times 25 \times \frac{\pi \times 0,35^2}{4} = 6,27 \text{ kN}$

$$G = 177,65 \text{KN}$$

- ✓ **Plancher du premier et deuxième étage**

\* Charges permanentes :

- Poids propre du plancher courant :  $(23,5 \times 6,28) = 147,58 \text{KN}$
- Poids des poutres principale :  $(0,35 \times 0,5) \times (1,275) \times 25 = 5,8 \text{KN}$
- Poids des poutres secondaire :  $(0,3 \times 0,45) \times (2,4 + 2,4) \times 25 = 18 \text{KN}$

- Poids du poteau :  $(3,06 - 0,45) \times 25 \times \frac{\pi \times 0,35^2}{4} = 6,27 \text{ kN}$

$$G = 177,65 \text{ KN}$$

### ✓ Plancher RDC

\*Charges permanentes :

- Poids propre du plancher RDC :  $(23,5 \times 6,23) = 146,41 \text{ KN}$
- Poids des poutres principale :  $(0,35 \times 0,5) \times (1,275) \times 25 = 5,8 \text{ KN}$
- Poids des poutres secondaire :  $(0,3 \times 0,45) \times (2,4 + 2,4) \times 25 = 18 \text{ KN}$
- Poids du poteau :  $(3,06 - 0,45) \times 25 \times \frac{\pi \times 0,35^2}{4} = 6,27 \text{ kN}$

$$G = 176,48 \text{ KN}$$

\* Surcharges d'exploitation:

- Surcharge du planché « habitation » :  $(St \times Q_{étage}) = 23,5 \times 1,50 = 35,25 \text{ KN}$
- Surcharge du planché « bureau et sous sol » :  $(St \times Q_{étage}) = 23,5 \times 2,50 = 58,75 \text{ KN}$
- Surcharge du planché « commerce » :  $(St \times Q_{étage}) = 23,5 \times 3,50 = 82,25 \text{ KN}$

**Tab. II.8.** Vérification de résistance de poteau circulaire.

<b>Niveau</b>	<b>G (KN)</b>	<b>Q (KN)</b>	<b>Nser (KN)</b>	<b>Nu (KN)</b>	<b>Br (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A (cm)</b>	<b>MIN (RPA)</b>	<b>Le choix</b>
<b>10<sup>ème</sup></b>	206,44	23,5	229,04	312,72	200,15	14,15	35	35
<b>09<sup>ème</sup></b>	383,82	58,7	442,52	606,207	387,97	19,7	35	35
<b>08<sup>ème</sup></b>	562,1	93,9	656	899,68	575,8	24	35	35
<b>07<sup>ème</sup></b>	740,38	129,1	869,48	1193,16	763,62	27,63	35	35
<b>06<sup>ème</sup></b>	918,66	164,3	1082,96	1486,64	951,45	30,84	35	35
<b>05<sup>ème</sup></b>	1096,94	200	1296,94	1780,86	1139,76	33,76	35	35
<b>04<sup>ème</sup></b>	1275,22	234,8	1510,02	2073,74	1327,2	36,43	35	40
<b>03<sup>ème</sup></b>	1453,5	270,05	1723,55	2367,3	1515,07	38,92	35	40
<b>02<sup>ème</sup></b>	1631,78	305,3	1937,08	2660,85	1702,95	41,27	35	45
<b>01<sup>er</sup></b>	1811,58	364,05	2175,63	2991,7	1914,69	43,76	35	45
<b>RDC</b>	1991,38	422,8	2414,18	3322,563	2126,44	46,11	35	50
<b>S.sol</b>	2162,3	505,05	2667,35	3676,68	2353,08	48,5	35	50

- **Choix des sections des poteaux**

**Tab. II.9.** sections des poteaux.

Niveau	Poteau central	Poteau circulaire
10 <sup>ème</sup>	35×35	35
09 <sup>ème</sup>	35×35	35
08 <sup>ème</sup>	35×35	35
07 <sup>ème</sup>	35×35	35
06 <sup>ème</sup>	40×40	35
05 <sup>ème</sup>	45×45	35
04 <sup>ème</sup>	45×45	40
03 <sup>ème</sup>	50×50	40
02 <sup>ème</sup>	50×50	45
01 <sup>er</sup>	55×55	45
RDC	60×60	50
Sous-sol	60×60	50

### II.4.3. Pré-dimensionnement des voiles

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assure la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré dimensionnement, nous nous sommes basés sur les recommandations du **RPA99 version 03**.

L'épaisseur minimale est de **15 cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

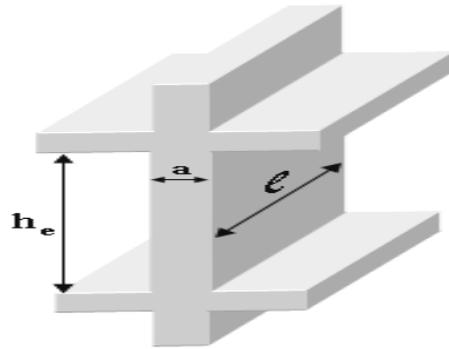


Fig. II.9. Schéma du voile.

**L : Longueur du voile.    a: Epaisseur du voile.    H<sub>e</sub> : hauteur de l'étage.**

➤ Pour le voile d'étage courant:

$$a \text{ min} \geq \max (15 \text{ cm} ; h_e / 20) \dots\dots\dots [1]$$

$$h_e = (3.06 - 0.45) = 2,61 \text{ m.}$$

$$a > \frac{h_e}{20} = 13,05 \text{ cm}$$

$$a \text{ min} \geq \max (15 \text{ cm} ; 13,05 \text{ cm}) \implies a \text{ min} \geq 15 \text{ cm}$$

On prend **a = 15 cm.**

➤ Pour le voile du sous-sol, premier et deuxième étage:

$$a \text{ min} \geq \max (15 \text{ cm} ; h_e / 20) \dots\dots\dots [1]$$

$$h_e = (3.74 - 0.45) = 3,29 \text{ m.}$$

$$a > \frac{h_e}{20} = 16,45 \text{ cm}$$

$$a \text{ min} \geq \max (15 \text{ cm} ; 16,45 \text{ cm}) \implies a \text{ min} \geq 16,45 \text{ cm}$$

On prend **a = 18 cm.**

➤ Pour le voile du RDC:

$$a \text{ min} \geq \max (15 \text{ cm} ; h_e / 20) \dots\dots\dots [1]$$

$$h_e = (4.76 - 0,45) = 4,31 \text{ m.}$$

$$a > \frac{h_e}{20} = 21,55 \text{ cm}$$

$$a \text{ min} \geq \max (15 \text{ cm} ; 21,55 \text{ cm}) \implies a \text{ min} \geq 21,55 \text{ cm} \quad \text{On prend } \mathbf{a = 25 \text{ cm.}}$$

### III.1. Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagés, ils sont réalisés généralement en maçonnerie (balcons, cloisons ...) ou en béton (acrotère, escaliers...etc.).

Ces éléments doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme, ils doivent donc être réalisés conformément aux recommandations des règlements parasismiques tout en vérifiant leur résistance à un séisme important, car dans ce dernier cas ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme, ils peuvent même modifier la période d'oscillation de la structure et créer une torsion d'ensemble.

### III.2. L'acrotère

#### III.2.1. Introduction

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse qui forme un paroi contre toute chute, elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse. D'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante.

#### III.2.2. Dimensions de l'acrotère

Pour le dimensionnement de l'acrotère on va considérer une bande de 1m, encastrée à sa base, Les dimensions sont détaillées dans le schéma suivant :

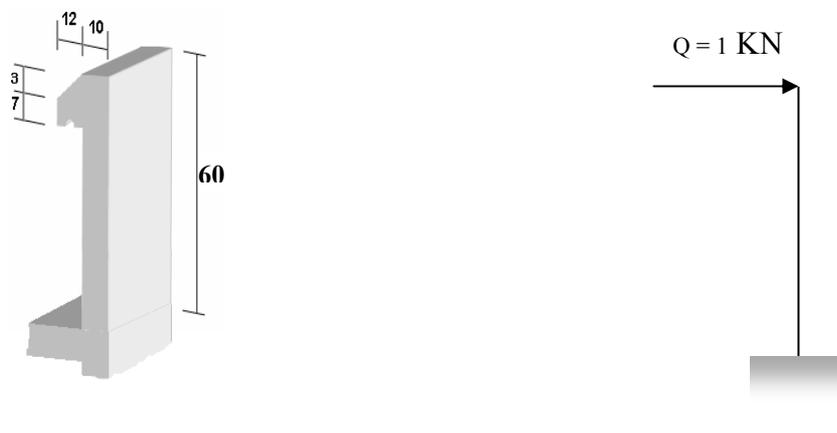


Fig. III.1. Dimension de L'acrotère avec un modèle de calcul.

### III.2.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation

#### a. Charges permanentes

Le poids total de l'acrotère :

$$G = 2,23 \text{ KN/m}$$

#### b. Charge d'exploitation

La charge d'exploitation de l'acrotère due à la main courante est :

$$Q=1,0 \text{ KN/m}$$

#### c. L'action des forces horizontales $Q_h$ ;( $F_p$ )

D'après **RPA 99 version 2003**, les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p=4AC_pW_p \dots\dots(6-3) \quad [2]$$

Avec :

$A$  : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **Tableau (4.1) RPA**.

Pour la zone III et le groupe d'usage 2 ..... [ $A=0.25$ ].

$C_p$  : Facteur de la force horizontale..... [ $C_p=0.8$ ].

$W_p$  : Poids de l'acrotère..... [ $W_p=2,23\text{kN}$ ].

$$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,23 = \mathbf{1,78\text{kN}}$$

$$Q_h = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,78 \text{ kN} \\ 1,5 Q = 1,50 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_h = 1,78 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur

$$G=2,23\text{kN/ml} \text{ et } Q_h=1,78\text{KN/ml}$$

### III.2.4.calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

- **E.L.U**

- $N_u=1,35G = 3,01 \text{ KN}$

- $M_u=1,5.Q_h.h=1,60\text{KN.m}$

- $T_u=1,5.Q_h= 2,67\text{KN}$

- **E.L.S**

- $N_{ser}=G= 2,23\text{KN}$

- $M_{ser}=Q_h.h= 1,07\text{KN.m}$

- $T_{ser}=Q_h= 1,78\text{K}$

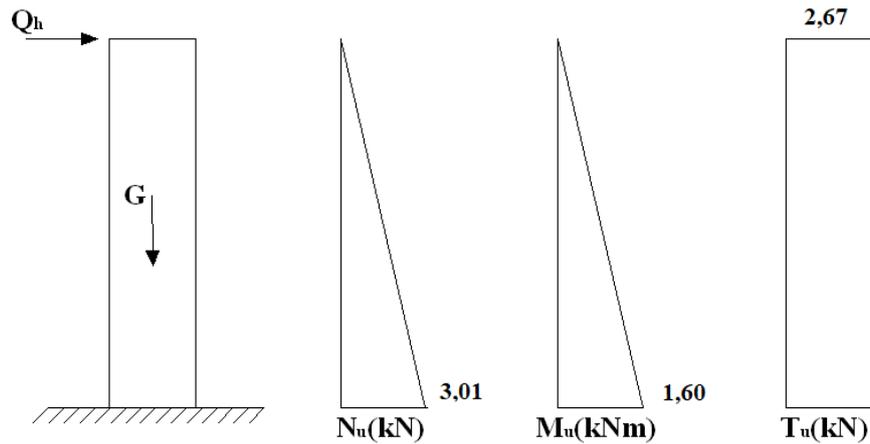


Fig. III.2. Diagramme des efforts à l'ELU.

**III.2.5. Calcul de ferrailage à ELU**

$h=10\text{cm}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $c=c'=1\text{cm}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$

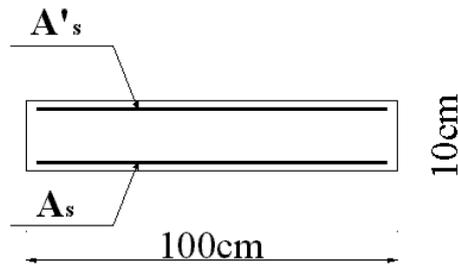


Fig.III.3. Ferrailage de l'acrotère.

- Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,60}{3,01} \times 10^2 = 53,16\text{cm} \\ \frac{h}{2} - C' &= \frac{10}{2} - 1 = 4\text{cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif  $M_f$ .

- Calcul du moment fictif «  $M_f$  »

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 1,72\text{kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,015$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,019$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 89,32 \text{ mm}$$

$$\mu = 0,0143 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 52,71 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = A'_s = 0$$

$$A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 46,71 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,47 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

### III.2.6 Vérification de la section d'acier selon le BAEL91

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; \quad f_e = 400 \text{ MPa}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ 1 \text{ cm}^2; 1,09 \text{ cm}^2 \right\} = 1,09 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour  $6T6 = 1,70 \text{ cm}^2$

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

### III.2.7 Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,43 \text{ cm}^2$$

On choisit  $4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$  avec un espacement :  $S_t = \frac{60 - 2}{3} = 19,33 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$

### III.2.8 Détermination de l'axe neutre

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 47,98 \text{ cm}$$

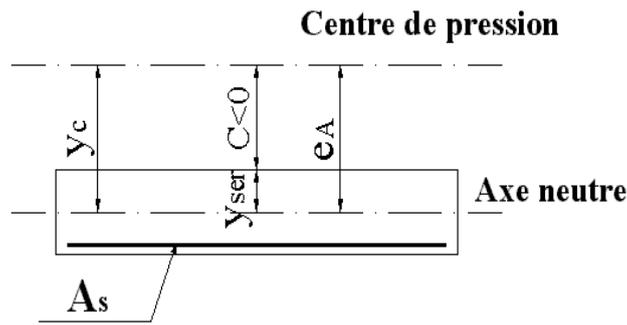


Fig. III.4. Distance de l'axe neutre.

On a :  $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (SPC).

$C$  : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = e_0 - \frac{h}{2} = 47,99 - \frac{10}{2} = 42,99 \text{ cm}$$

D'après le "BAEL 91 modifié 99", on doit résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$y_c$  : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c + c') \frac{A'_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5397,57 \\ q = -2c^3 - 6n(c + c')^2 \frac{A'_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 151806,82 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left( \frac{4p^3}{27} \right) = -2,51.10^8$$

$$\phi = \text{Arc cos} \left[ \frac{q}{2} \left( \frac{-p}{3} \right)^{-\frac{2}{3}} \right] \Rightarrow \phi = 0,104 \text{ rad}$$

$$y_c = -2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \cos \left[ \frac{2\pi}{3} + \frac{\phi}{3} \right] = 44,94 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_c - C = 1,95 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_1 = 1,95 \text{ cm} \\ y_c = 44,94 \text{ cm} \end{cases}$$

### III.2.9 Vérification des contraintes

#### a. Contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{N_{ser}}{\frac{by_1^2}{2} + 15A_1(y_1 - c_1) - 15A_2(d - y_1)} \right) y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{2230}{\frac{1000 \times 19,5^2}{2} + 15 \times 170(19,5 - 10) - 15 \times 170(90 - 19,5)} \right) \times 19,5 = 1,19 MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots \text{vérifiée}$$

### b. Contraintes de l'acier

$$\sigma_s = n \times \sigma_{bc}^{max} \times \frac{d - y_1}{y_1} \leq \bar{\sigma}_s \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \times \sigma_{bc}^{max} \times \frac{y_1 - c_1}{y_1} \leq \bar{\sigma}_s \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} fe ; \text{Max}(0,5 fe ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right) = 201,63 MPa \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 64,53 MPa < \bar{\sigma}_s \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 8,70 MPa < \bar{\sigma}_s \dots \text{vérifiée}$$

### III.2.10 Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1f_{c28} ; 4MPa\} = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{2,67 \times 10^3}{90 \cdot 10^3} = 0,028 MPa < \bar{\tau}_u \dots \text{vérifiée}$$

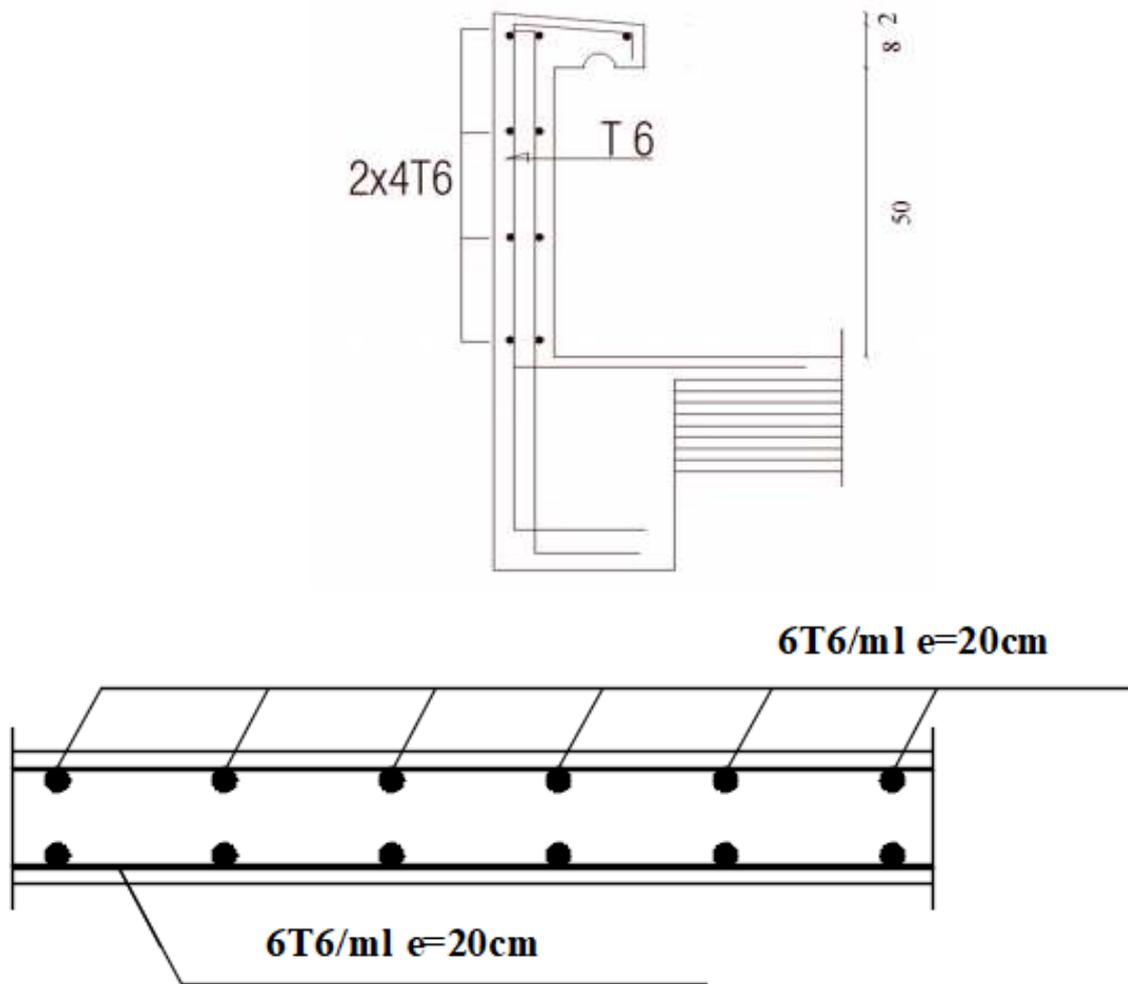


Fig. III.5. Ferrailage de l'acrotère.

### III.3.Escalier

#### III.3.1.Définition générale

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

#### III.3.2. Composition d'un escalier

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- La contre marche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).

- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.

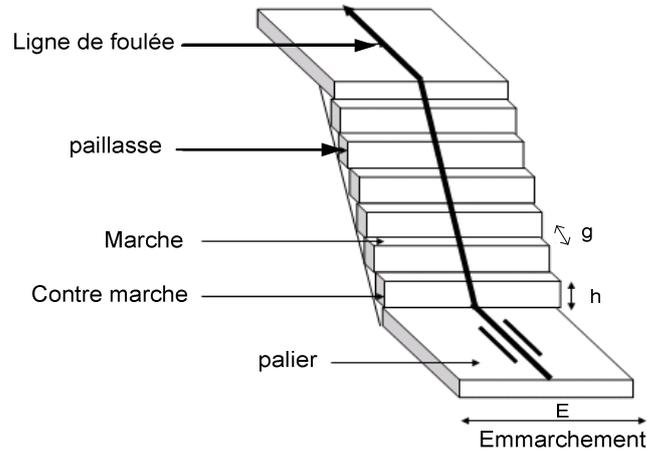


Fig. III.6. Représentation d'un escalier.

☞ Dans notre cas, on vas étudier l'escalier à trois volées et deux paliers de repos.

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir :

- \*  $2 \cdot h + g = 64$ ..... (1)
- \*  $n \cdot h = H$ ..... (2)
- \*  $(n-1) \cdot g = L$ ..... (3)

Avec :

- **h** : hauteur de la marche.
- **g** : largeur de la marche.
- **H** : hauteur verticale de la paillasse.
- **n** : le nombre des contre marches.
- **n-1** : le nombre des marches.

On remplaçant (2) et (3) dans (1), nous obtenons :

$$2 \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64$$

$$64 \times n^2 - n(64 + 2 \times H + L) + 2 \times H =$$

Avec :

n : La racine de l'équation.

1) Pour escalier d'étage courant:  $L = 2,56\text{cm}$  ;  $L' = 0,97\text{ cm}$  ;  $H = 1,53\text{cm}$

D'où l'équation :

$$64 \times n^2 - 627 \times n + 306 = 0$$

### SOLUTION

$n_1 = 0,51$  .....refusée.

$n_2 = 9,98$

### On prend

$n = 9$  contre marche et  $n-1=8$  marches.

Alors :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{2576}{8} = 32 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

### ❖ Vérification de l'équation de « BLONDEL »

- $59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$
  - $16 \leq h \leq 18 \text{ cm}$
  - $22 \leq g \leq 33 \text{ cm}$
- pour notre cas on a
- }

$2h+g=66\text{cm}$   
 $h=17\text{cm}$   
 $g=32\text{cm}$

### ❖ Détermination de l'épaisseur de la paillasse

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{256} \Rightarrow \alpha = 30,76^\circ \text{ (L'inclinaison de la paillasse)}$$

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20} \quad \text{Avec : } l = \sqrt{256^2 + 153^2} + 97 = 396,1 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 13,2 < e < 19,8 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 17 \text{ cm}$

#### a) Palier

##### a.1/ Charges permanentes

Tab. III.1. Poids propre du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
<b>G</b>				<b>5,49</b>

## a.2/ Charge d'exploitation

$$Q_1 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

## b) Paillasse

## b.1/ Charges permanentes

Tab. III.2. Poids propre de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre de la paillasse	0,15 / cos $\alpha$	25	4,36
5	Poids des marches	0,17 / 2	25	2,125
6	Enduit ciment	0,02	18	0,36
<b>G</b>				<b>8,23</b>

## b.2/ Charge d'exploitation

$$Q_2 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

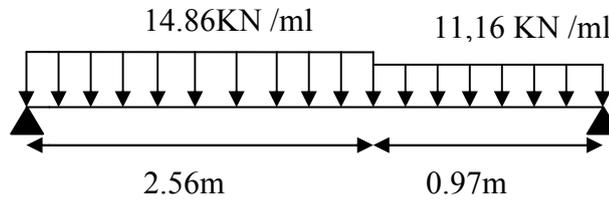
## III.3.3. Calcul des sollicitations

- **E.L.U**
  - $q_{u1} = 1,35G + 1,5Q$
  - $q_{u2} = 1,35G + 1,5Q$
- **E.L.S**
  - $q_{ser1} = G + Q$
  - $q_{ser2} = G + Q$

**Tab. III.3.** Calcul des sollicitations des escaliers.

Combinaison	Le palier (KN /m)	La paillasse (kN /m)
<b>ELU</b>	11,16	14,86
<b>ELS</b>	7,99	10,73

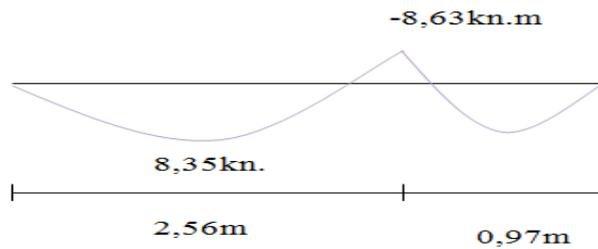
∞ **ELU**



**Fig. III.7.** Schéma statique.

• **Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant**

D'après logiciel sap2000 on a :



**Fig. III.8.** Diagramme du moment ultime.

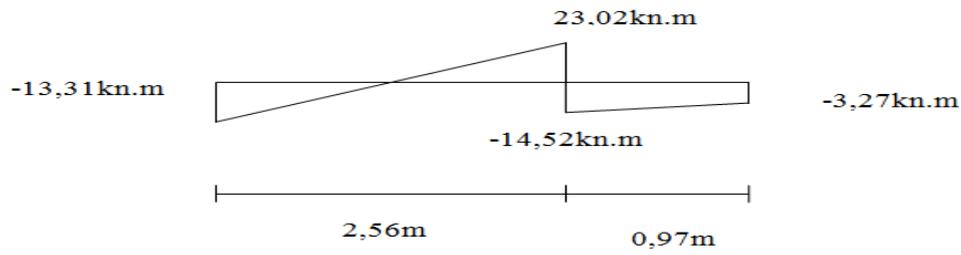


Fig. III.9. Diagramme de l'effort tranchant ultime.

- Moment isostatique :  $M_U = 8.63\text{KN.m}$
- Effort tranchant :  $T_U = 23.02\text{KN}$

⊗ ELS

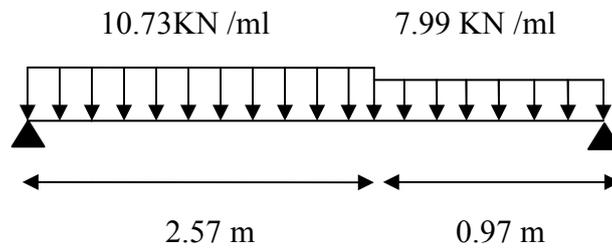


Fig. III.10. Schéma statique.

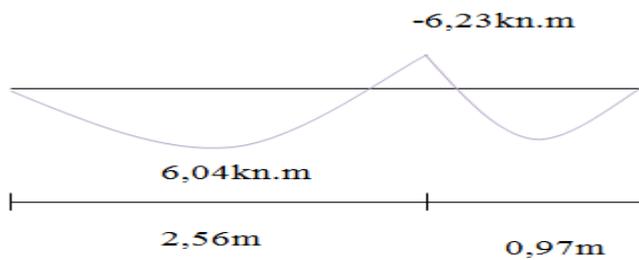


Fig. III.11. Diagramme du moment service.

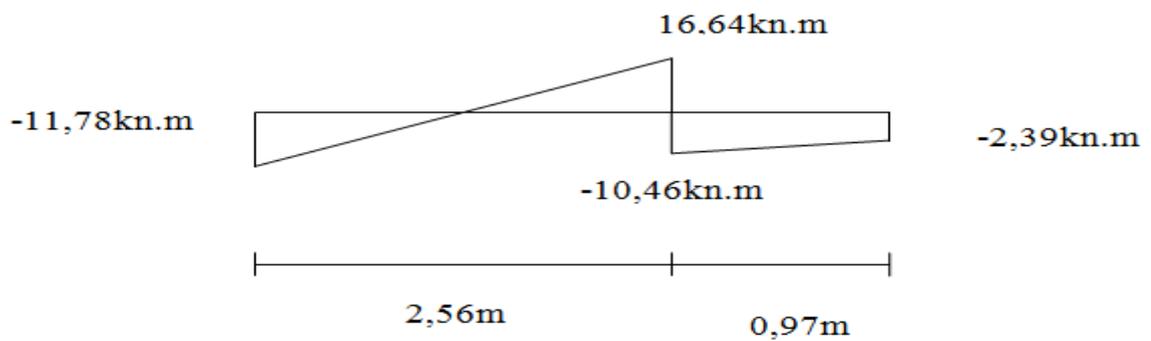


Fig. III.12. Diagramme de l'effort tranchant service.

- Moment isostatique :  $M_{SER} = 6.23 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant :  $T_{SER} = 16.64 \text{ KN}$

• **Calcul du ferrailage**

✂ Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h) Tel que:

$$b = 100 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}$$

✂ Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}; f_{bc} = 14,17 \text{ MPA}; f_{t28} = 2,10 \text{ MPA}; \gamma_b = 1,5 ; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPA}; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

**Tab.III.4.** Ferrailage de l'escalier.

	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{cal} / ml$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp} / ml$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	8,63	0,033	Oui	0	0,042	13,3	1,86	4T10	3,14
<b>Appuis</b>	8,35	0,039	Oui	0	0,04	13,28	1,8	4T8	2,01

**a) Vérification de la Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{st} \geq A_{min} \\ A_{sa} \geq A_{min} \end{array} \right\} \text{Condition Vérifiée}$$

**b) Espacement**

▪ **Armatures principales**

✓ **En Travée**

$$esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

On prend : esp = 25 cm

✓ **En appuis**

$$esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

On prend : esp = 25 cm

▪ **Armature de répartition**

✓ **En Travée**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \implies 0.79m^2/ml \leq A_r \leq 1.57cm^2/ml$$

Le choix est de 3T8=1.51cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=33cm.

✓ **En appuis**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \implies 0,5cm^2/ml \leq A_r \leq 1cm^2/ml$$

Le choix est de 3T8=1,51cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=33cm.

**c) Vérification au cisaillement**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 2,5MPa \dots\dots\dots \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{23.02 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,171MPa < \bar{\tau}_u = 2,50MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \implies$  les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \implies$  il faut satisfaire la condition suivante :  $A_s \geq \left[ \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 23.02 - \frac{8.35 \cdot 10^3}{0,9 \times 135} = -45.7KN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

• **Vérification des armatures transversales**

$$T_U \max /bd = 23.02 \times 10^3 / 1000 \times 135 = 0.17MPa < 0,05 f_{c28} = 1,25 MPa$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification à l'ELS**

**a) Vérification des contraintes du béton**

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s (y - c') - nA_s (d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=1.5\text{cm} ; d=13,5\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tab. III.5.** Vérification à l'ELS.

	<b>M<sub>ser</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Y (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b>	<b>σ<sub>bc</sub> ≤ σ<sub>bc</sub></b>
<b>Travée</b>	6,23	1,33	1,32	3036,6	2,7	Vérifiée
<b>Appui</b>	6,04	1,33	1,31	3039,43	2,62	Vérifiée

**b) Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{354} = 0,042 < 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{1.14}{100 \times 13,5} = 0.00084 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,042 < \frac{5.3}{10 \times 8.63} = 0,061 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche totale :

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_t I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L = 3,54\text{m} < 5\text{m}$$

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

$$I_0 = \frac{b}{3} y^3 + \frac{b_0}{3} (h - y)^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

❖ **Position de l'axe neutre**

$$y = ((b \cdot h^2/2) + (15 \cdot A_s \cdot d)) / (b \cdot h + 15 A_s)$$

❖ **Moment d'inertie fictive**

2

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \text{ si } \mu > 0, \text{ sinon } \mu = 0 \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$$E_i = 32164,20 \text{MPa} ; E_v = 10818,9 \text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tab. III.6.** Vérification de la flèche de l'escalier.

$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$Y$ (cm)	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
6,23	1,33	0,0025	175,36	4,12	1,98	0,17	1,32	3036,3	1517,22	2054,25

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,289 \text{cm} \\ f_v = 0,635 \text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,346 \text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{354}{500} = 0,708 \text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,346 \text{cm} < \bar{f} = 0,708 \text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

2) Pour escalier du RDC premier et deuxième: L= 3,08m ; L'=1,26 m ; H= 2,04m

D'où l'équation :

$$64 \times n^2 - 792 \times n + 414 = 0$$

**SOLUTION**

$n_1 = 0,56$  .....refusée.

$n_2 = 11.82$

**On prend :**

$n = 12$  contre marche et  $n-1=11$  marches.

**Alors**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{308}{11} = 28 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{204}{12} = 17 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de l'équation de « BLONDEL »**

- $59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$
- $16 \leq h \leq 18 \text{ cm}$
- $22 \leq g \leq 33 \text{ cm}$

**Pour Notre cas**

$h = 17 \text{ cm}$

$g = 28 \text{ cm}$

$2(17) + 28 = 62 \text{ cm}$

❖ **Détermination de l'épaisseur de la paillasse**

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{204}{308} \Rightarrow \alpha = 33.39^\circ \text{ (L'inclinaison de la paillasse)}$$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \text{Avec : } l = \sqrt{314^2 + 207^2} + 126 = 502.09 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 16.74 \leq e \leq 25.1 \text{ cm}$$

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

**a) Palier**

**a.1/ Charges permanentes**

Tab. III.7. Poids propre du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
<b>G</b>				<b>5,49</b>

## a.2/ Charge d'exploitation

$$Q_1 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

## b) Paillasse

## b .1/ Charges permanentes

Tab. III.8. Poids propre de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre de la paillasse	0,15 / cos $\alpha$	25	4,49
5	Poids des marches	0,17 / 2	25	2,125
6	Enduit ciment	0,02	18	0,36
<b>G</b>				<b>8,36</b>

## b.2/ Charge d'exploitation

$$Q_2 = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

## III.3.4. Calcul des sollicitations

- E.L.U

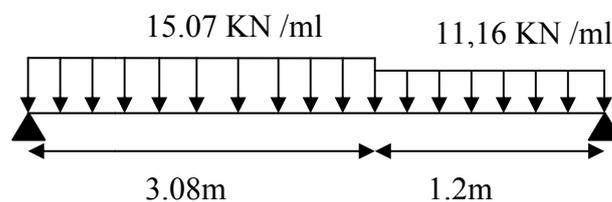
- $q_{u1} = 1,35G + 1,5Q$
- $q_{u2} = 1,35G + 1,5Q$
- **E.L.S**
- $q_{ser1} = G + Q$
- $q_{ser2} = G + Q$

**Tab. III.9.** Calcul des sollicitations des escaliers.

Combinaison	Le palier (KN /m)	La paillasse (KN /m)
ELU	11,16	15,07
ELS	7,99	10,86

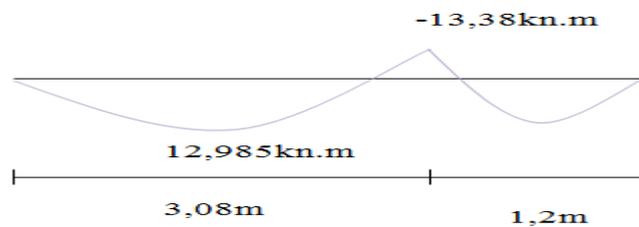
• Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant

∝ ELU

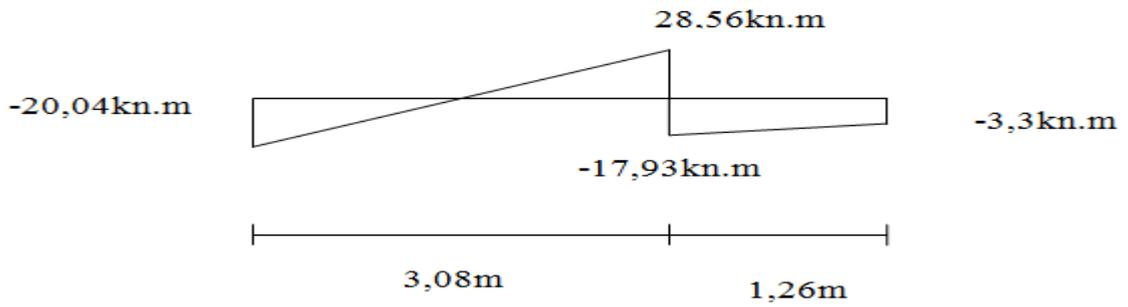


**Fig. III.13.** Schéma statique.

D'après logiciel sap2000 on a :



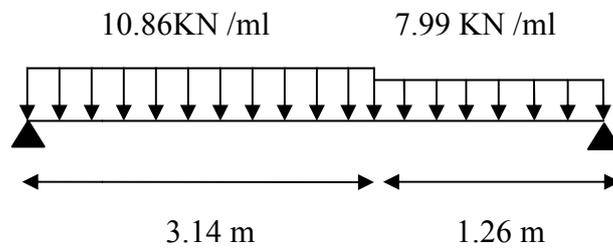
**Fig.III.14.** Diagramme du moment ultime.



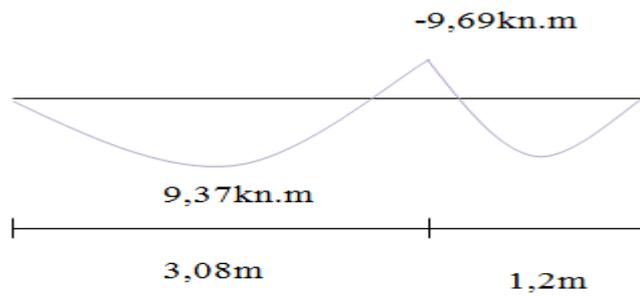
**Fig.III.15.** Diagramme de l'effort tranchant ultime.

- Moment isostatique :  $M_U = 13.38\text{KN.m}$
- Efforts tranchant :  $T_U = 28.56\text{KN}$

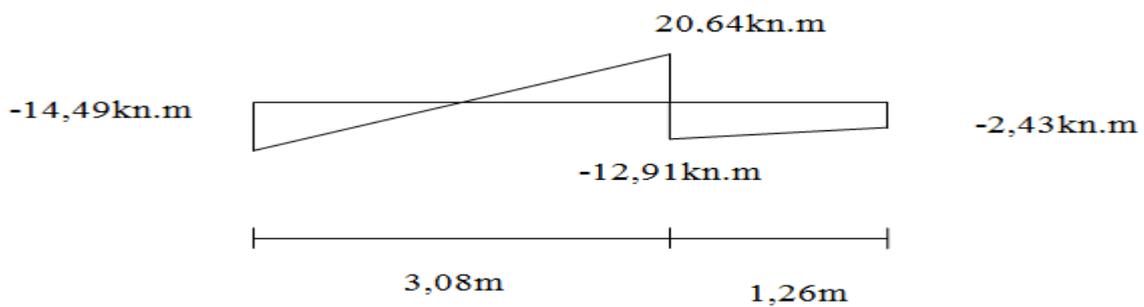
∞ ELS



**Fig. III.16.** Schéma statique.



**Fig.III.17.** Diagramme du moment service.



**Fig.III.18.** Diagramme de l'effort tranchant service.

- Moment isostatique :  $M_{SER} = 9.69 \text{ kN.m}$
- Efforts tranchant :  $T_{SER} = 20.64 \text{ KN}$

• **Calcul du ferrailage**

∞ Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h) Tel que:

$$b = 100 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}$$

∞ Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}; f_{bc} = 14,17 \text{ MPA}; f_{t28} = 2,10 \text{ MPA}; \gamma_b = 1,5 ; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPA}; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 400 \text{ MPa}.$$

**Tab.III.10.** Ferrailage de l'escalier.

	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{cal} / ml$ (cm <sup>2</sup> )	<b>Choix</b>	$A_s^{adp} / ml$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	13,38	0,052	Oui	0	0,067	13,1	2,93	3T12	3,39
<b>Appuis</b>	12,98	0,05	Oui	0	0,064	13,1	2,24	3T10	2,36

**a) Vérification de la Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{st} \geq A_{\min} \\ A_{sa} \geq A_{\min} \end{array} \right\} \text{Condition Vérifiée}$$

**b) Espacement**

▪ **Armatures principales**

- **En Travée**

$$esp \leq \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

On prend : esp=33cm

- **En appuis**

$$esp \leq \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

On prend : esp=33 cm

▪ **Armature de répartition**

- **En Travée**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \implies 0.85m^2/ml \leq A_r \leq 1.7cm^2/ml$$

Le choix est de 3T8=1.51cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=33cm.

- **En appuis**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \implies 0,59cm^2/ml \leq A_r \leq 1,18cm^2/ml$$

Le choix est de 3T8=1,51cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=33cm.

**c)Vérification au cisaillement**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2,5MPa \dots\dots\dots \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{28.56 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,215MPa < \bar{\tau}_u = 2,50MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \implies$  les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \implies$  il faut satisfaire la condition suivante :  $A_s \geq \left[ \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 28.56 - \frac{12,98.10^3}{0,9 \times 135} = -78,27KN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

• **Vérification des armatures transversales**

$$T_{U \max} / bd = 28.56 \times 10^3 / 1000 \times 135 = 0.211MPa < 0,05 f_{c28} = 1,25 MPa$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification à l'ELS**

**a)Vérification des contraintes du béton**

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=1.5\text{cm} ; d=13,5\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tab. III.11.** Vérification à l'ELS.

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
<b>Travée</b>	9,37	2,03	2,38	4493,79	4,96	Vérifiée
<b>Appui</b>	9,69	2,1	2,43	4945,06	4,46	Vérifiée

### B) Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{440} = 0,034 < 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{1,78}{100 \times 13,5} = 0,0013 < 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,034 < \frac{9,37}{10 \times 13,38} = 0,07 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ .

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_t I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L = 4.4\text{m} < 5\text{m}$$

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

$$I_0 = \frac{b}{3} y^3 + \frac{b_0}{3} (h - y)^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

- **Position de l'axe neutre**

$$y = ((b \cdot h^2/2) + (15 \cdot A_s \cdot d)) / (b \cdot h + 15 A_s)$$

- **Moment d'inertie fictive**

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. \quad ; \quad \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \text{ si } \mu > 0, \text{ sinon } \mu = 0 \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$$E_t = 32164,20 \text{MPa} ; \quad E_v = 10721,40 \text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tab. III.12.** Vérification de la flèche de l'escalier.

$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$y$ (cm)	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
9,69	2,1	0,0015	341,79	14	5,6	0,114	7,62	29235,69	12388	17844,05

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,47 \text{cm} \\ f_v = 0,971 \text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,501 \text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,501 \text{cm} < \bar{f} = 0,88 \text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

**3) Pour escalier du RDC premier et deuxième étage:** L= 3.35m ; L'=0.97 m ; H= 1.87m

D'où l'équation :

$$64 \times n^2 - 773 \times n + 374 = 0$$

**SOLUTION**

$n_1 = 0,5$  .....refusée.

$n_2 = 11.57$

**On prend**

$n = 11$  contre marche et  $n-1=10$  marches.

**Alors :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{335}{10} = 33.5 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{187}{11} = 17 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de l'équation de « BLONDEL »**

- $59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$
- $16 \leq h \leq 18 \text{ cm}$
- $22 \leq g \leq 33 \text{ cm}$

**Pour Notre cas:**

$h = 17 \text{ cm}$

$g = 33,5 \text{ cm}$

$2(17) + 33,5 = 67,5 \text{ cm}$

❖ *Détermination de l'épaisseur de la paillasse*

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{187}{335} \Rightarrow \alpha = 29.17^\circ \text{ (L'inclinaison de la paillasse)}$$

$$\frac{l}{30} \langle e \langle \frac{l}{20} \quad \text{Avec :} \quad l = \sqrt{335^2 + 187^2} + 97 = 480.65 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 16.02 \langle e \langle 24.03 \text{ cm}$$

**On prend :  $e = 17 \text{ cm}$**

**a)Palier**

**a.1/ Charges permanentes**

Tab. III.13. Poids propre du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
<b>G</b>				<b>5,49</b>

## a.2/ Charge d'exploitation

$$Q_1 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

## b) Paillasse

## b .1/ Charges permanentes

Tab. III.14. Poids propre de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre de la paillasse	0,15 / cos $\alpha$	25	4,3
5	Poids des marches	0,17 / 2	25	2,125
6	Enduit ciment	0,02	18	0,36
<b>G</b>				<b>8,17</b>

## b.2/ Charge d'exploitation

$$Q_2 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

## III.3.5. Calcul des sollicitations

œ E.L.U

-  $q_{u1} = 1,35G + 1,5Q$

-  $q_{u2} = 1,35G + 1,5Q$

∞ E.L.S

-  $q_{ser1} = G + Q$

-  $q_{ser2} = G + Q$

Tab. III.15. Calcul des sollicitations des escaliers.

Combinaison	Le palier (KN /m)	La paillasse (KN /m)
ELU	11,16	14,78
ELS	7,99	10,67

• Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant

∞ E.L.U

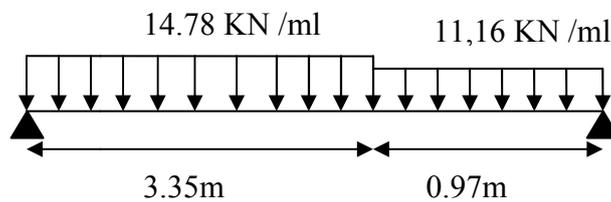


Fig. III.19. Schéma statique.

D'après logiciel sap2000 on a :

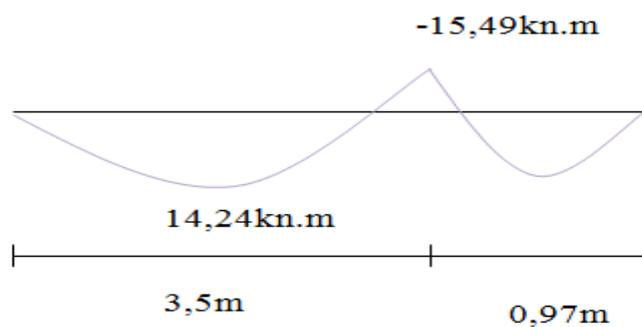
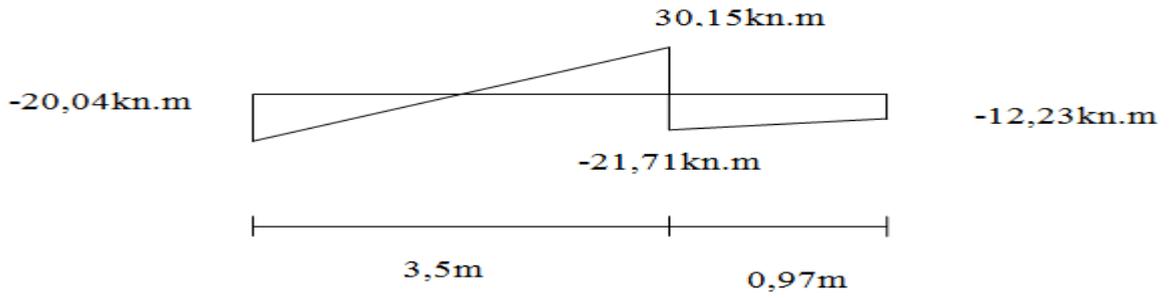


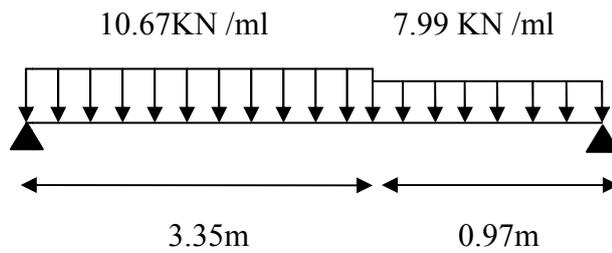
Fig.III.20.Diagramme du moment ultime.



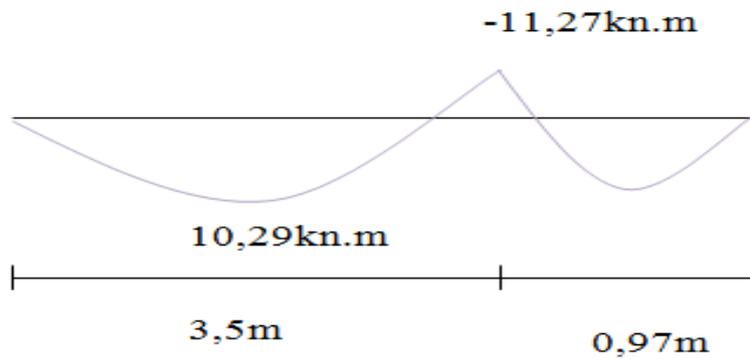
**Fig.III.21.** Diagramme de l'effort tranchant ultime.

- Moment isostatique :  $M_U = 15.49\text{KN.m}$
- Effort tranchant :  $T_U = 30.15\text{KN}$

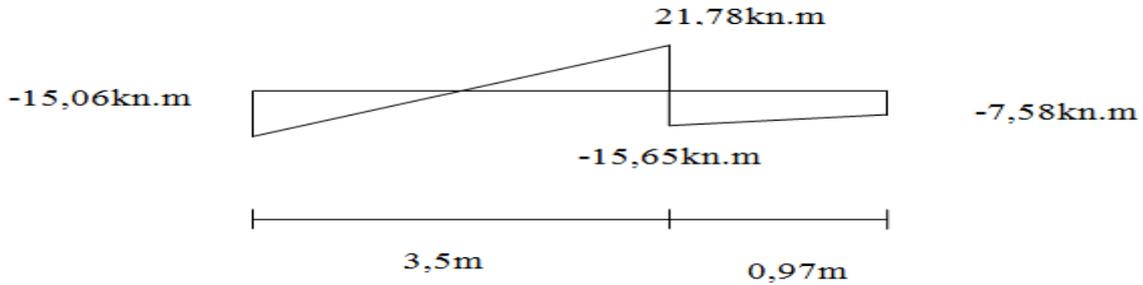
∞ ELS



**Fig. III.22.** Schéma statique.



**Fig.III.23.** Diagramme du moment service.



**Fig.III.24.** Diagramme de l'effort tranchant service..

- Moment isostatique :  $M_{SER} = 11,27KN.m$
- Effort tranchant :  $T_{SER} = 21,78KN$
- **Calcul du ferrailage**
  - ∞ Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h) Tel que:  
 $b = 100cm; h = 15cm$
  - ∞ Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

$f_{c28} = 25MPa; f_{bc} = 14,17 MPa; f_{t28} = 2,10 MPa; \gamma_b = 1,5 ; d = 0,9h = 13,5cm$

$\sigma_s = 348MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 400MPa.$

	<b>M<sub>u</sub></b> <b>(KN.m)</b>	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	$\alpha$	<b>Z</b> <b>(cm)</b>	$A_s^{cal} / ml$ <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Choix</b>	$A_s^{adp} / ml$ <b>(cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Travée</b>	14,24	0,055	Oui	0	0,064	13,15	2,87	3T12	3,39
<b>Appuis</b>	15,49	0,059	Oui	0	0,077	13,02	3,4	4T12	4,52

**Tab. III.16.** Ferrailage de l'escalier.

**a) Vérification de la Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63cm^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{st} \geq A_{min} \\ A_{sa} \geq A_{min} \end{array} \right\} \text{Condition Vérifiée}$$

**b) Espacement**

- **Armatures principales**

- **En Travée**

$$esp \leq \frac{100}{3} = 33cm$$

On prend : esp=33 cm

- **En appuis**

$$esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$$

On prend : esp=25 cm

▪ **Armature de répartition**

- **En Travée**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \implies 0.85m^2 / ml \leq A_r \leq 1.7cm^2 / ml$$

Le choix est de 3T8=1.51cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=33cm.

- **En appuis**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \implies 0,85cm^2 / ml \leq A_r \leq 1,7cm^2 / ml$$

Le choix est de 3T8=1,51cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=33cm.

**c)Vérification au cisaillement**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 2,5MPa \dots\dots\dots \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{30.15 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,223MPa < \bar{\tau}_u = 2,50MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \implies$  les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \implies$  il faut satisfaire la condition suivante :  $A_s \geq \left[ \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 30.15 - \frac{15,49.10^3}{0,9 \times 135} = -97,34KN < 0 \text{ Les armatures ne sont soumises à aucun effort}$$

de traction.

- **Vérification des armatures transversales**

$$T_U \max / bd = 30.15 \times 10^3 / 1000 \times 135 = 0.223 \text{MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification à l'ELS**

**a) Vérification des contraintes du béton**

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s (y - c') - nA_s (d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s (y - c')^2 + nA_s (d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=13,5\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tab. III.17.** Vérification à l'ELS.

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s (\text{cm}^2)$	$Y (\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
<b>Travée</b>	10,2	2,23	2,52	5090,61	5,09	Vérifiée
<b>Appui</b>	11,27	2,45	2,67	5067,99	5,93	Vérifiée

**b) Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{432} = 0,035 < 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{2,06}{100 \times 13,5} = 0,0015 < 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,035 < \frac{9,58}{10 \times 15,49} = 0,062 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}.$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases} \quad L = 4.32\text{m} < 5\text{m}$$

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

$$I_0 = \frac{b}{3} y^3 + \frac{b_0}{3} (h - y)^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

- **Position de l'axe neutre**

$$y = ((b \cdot h^2/2) + (15 \cdot A_s \cdot d)) / (b \cdot h + 15 A_s)$$

- **Moment d'inertie fictive**

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} \quad ; \quad \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \text{ si } \mu > 0, \text{ sinon } \mu = 0 \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$$E_i = 32164,20 \text{MPa} ; \quad E_v = 10818,9 \text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tab. III.18.** Vérification de la flèche de l'escalier.

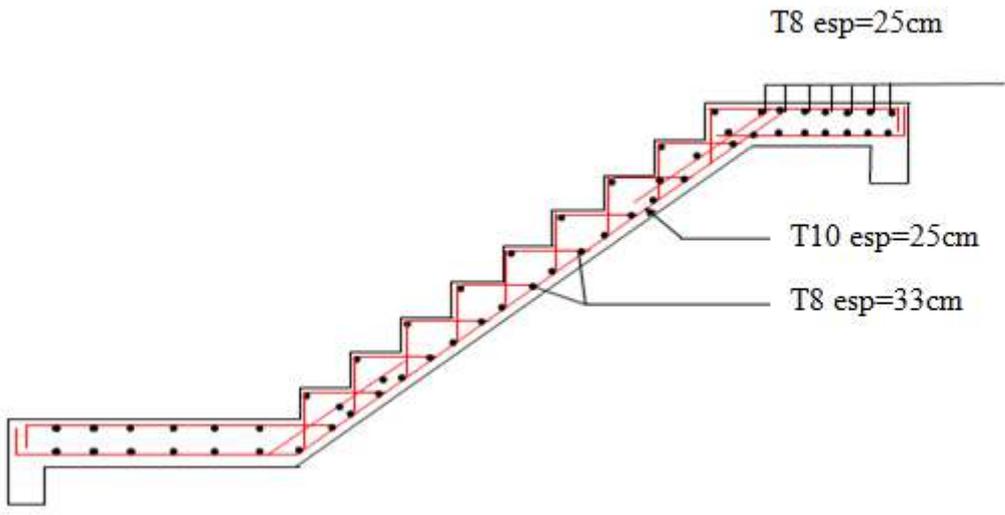
$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	Y (cm)	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
11,27	2,45	0,0018	340,75	11,67	4,67	0,19	7,64	20605,76	7045,14	10918,11

Donc :

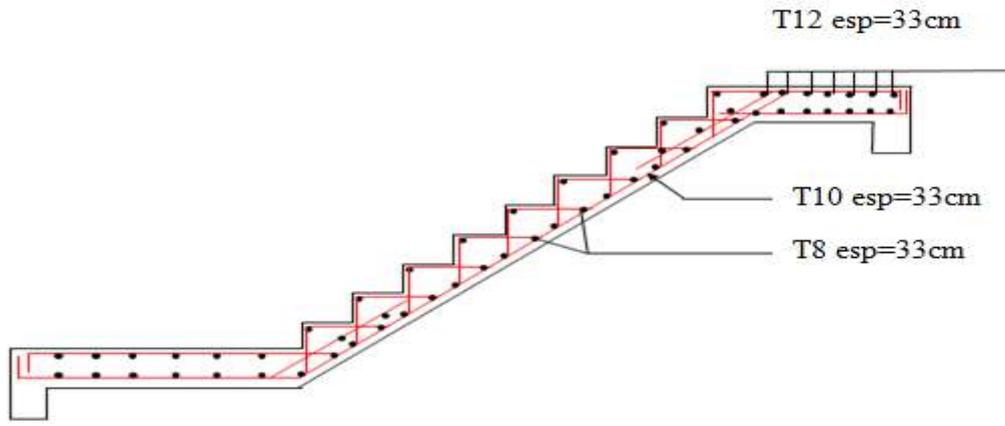
$$\left. \begin{aligned} f_i &= 0,928cm \\ f_v &= 1.78cm \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,852cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{432}{500} = 0,864cm$$

$\Rightarrow \Delta f_T = 0,852cm < \bar{f} = 0,864cm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$



**Fig. III.25.** Ferrailage de l'escalier 1.



**Fig. III.26.** Ferrailage de l'escalier 2.

## III.4. Les Planchers

### III.4.1. Introduction

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sol, dont les deux fonctions principales sont :

- \_ Une fonction de résistance mécanique (supporter son poids propre et les surcharges)
- \_ Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond ou un revêtement de sol.

### III.4.2. Plancher à corps creux

Les planchers sont en corps creux coulés sur place avec une dalle de compression de 5cm. Les poutres et poutrelles d'un plancher peuvent être calculées en utilisant les méthodes de la RDM.

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation, il est constitué de:

- ☞ Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65cm d'espacement.
- ☞ Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- ☞ Une dalle de compression supérieure en béton de 5cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble des poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- ☞ La dalle de compression.
- ☞ Les poutrelles.

#### III.4.2.1. La dalle de compression

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferrailage en quadrillage.

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20 cm
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 30 cm

La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

-

$$A_t \geq 0.02L \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e}$$

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
  - $f_e$  : nuance de l'acier FeE520 ( $f_e=520$ ), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
  - $A_t$  : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.
- $50 \text{ cm} \leq (L=65 \text{ cm}) \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

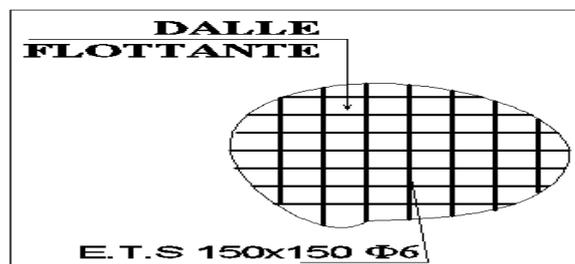
La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_l \geq \frac{A_t}{2} = 0.25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisira :  $A_t = 0.98 \text{ cm}^2$  et  $A_l = 0.98 \text{ cm}^2$

**Tab. III.19.** Ferrailage de la dalle de compression.

	Longitudinales	Transversales
<b>Armatures</b>	5Ø5	5Ø5
<b>Espacement</b>	20cm	20cm



**Fig. III.27.** Disposition constructive des armatures de la table de compression.

#### III.4.2.2. Les poutrelles

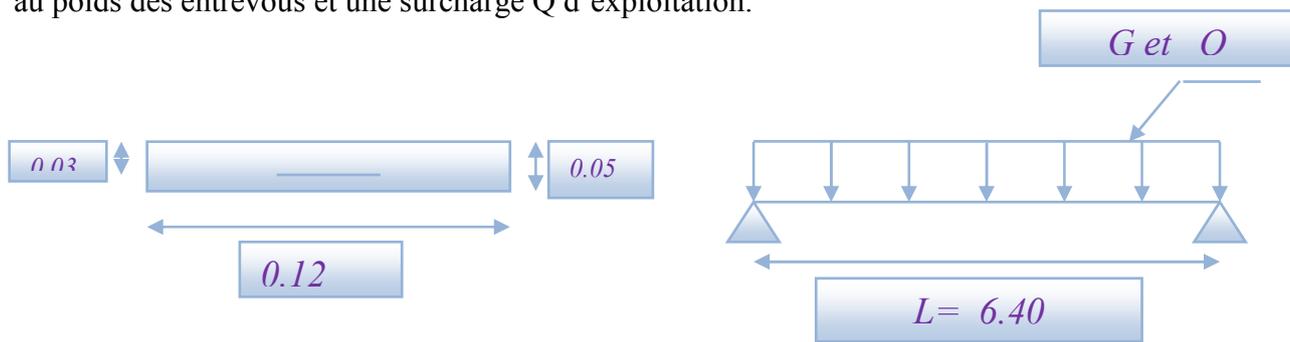
Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée et distancées par la largeur d'un corps creux

(hourdis). Le rôle des poutrelles dans le plancher est d'assurer la transmission des charges verticales directement appliquées sur ce dernier aux poutres principales.

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux étapes : Le calcul avant coulage de la table de compression ; Le calcul après coulage de la table de compression.

**a) Avant coulage**

Les poutrelles sont considérées comme des poutres isostatiques soumises à leur poids propre, au poids des entrevous et une surcharge Q d'exploitation.



**Fig.III.28. Schématisation de la poutrelle avant coulage.**

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12\*5 cm<sup>2</sup>

**Tab.III.20.**Les charges de la poutrelle avant coulage.

Travée L (m)	Q (KN/ml)	G (kN/ml)	
		poids de poutrelle	poids du corps creux
6,4	1*0,65=0,65	0,12*0,05*25 = 0,15	0,65*3,05= 1,982
		2,123	

Le calcul sera en flexion simple :

**Tab. III.21.**Calcul des moments.

$M_{ult}(KN.m)$	$M_{ser}(KN.m)$
$\frac{q_u L^2}{8} = 19,66$	$\frac{q_s L^2}{8} = 14,2$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{19,66 \cdot 10^6}{14,2 \cdot 120 \cdot 30^2} = 12,82 \gg \mu_l = 0,372 \Rightarrow AS' \neq 0$$

**b) Après coulage**

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

Quatre types de poutres continues sont à envisager :

- ☞ Poutrelle à 3 travées.
- ☞ Poutrelle à 8 travées.
- ☞ Poutrelle à 10 travées.

**b.1/ Méthodes de calcul :**

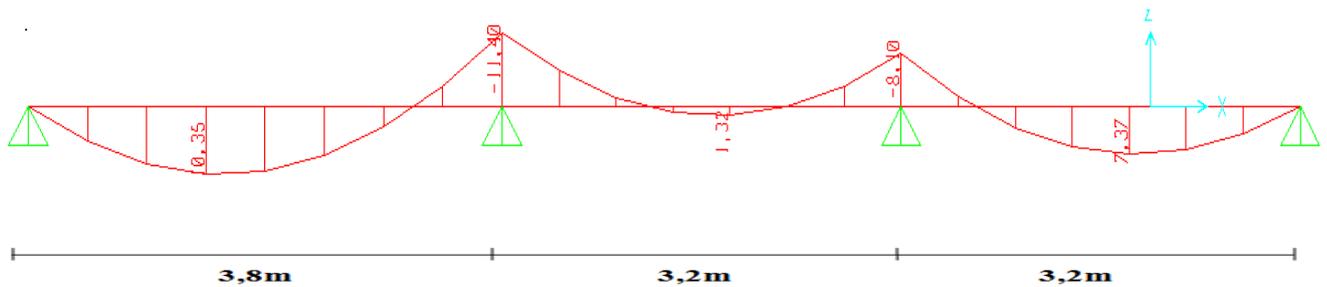
Avec:  $M_t$ : moment en travée.

$M_a$ : moment à l'appui

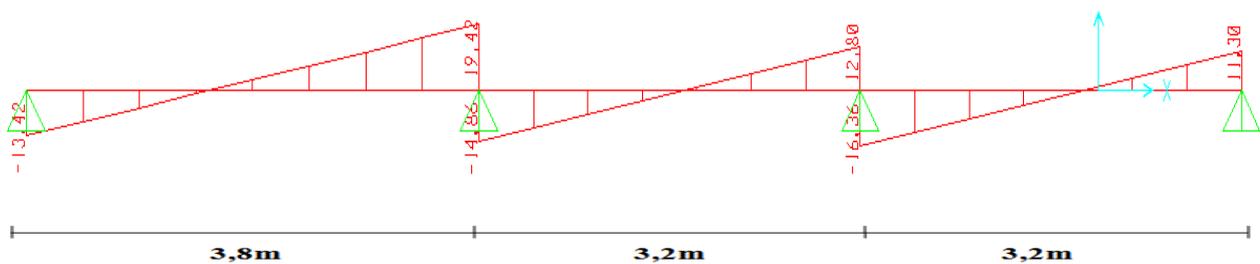
**Tab. III.22.** Actions de calcul des poutrelles après coulage.

Niveau	G (KN/m)	Q (KN/m)	q <sub>u</sub> (KN/m)	q <sub>ser</sub> (KN/m)
Terrasse	7.44*0.65=4,84	1*0.65=0,65	7,5	5,49
Courant	6.28*0.65=4,08	1.5*0.65=0,98	6,97	5,06
1 et 2	6.28*0.65=4,08	2.5*0.65=1,63	7,74	5,705

➤ **Type1 : Poutrelle à trois travées:**



**Fig.III.29.** Diagramme du moment ultime.



**Fig.III.30.** Diagramme de l'effort tranchant ultime.

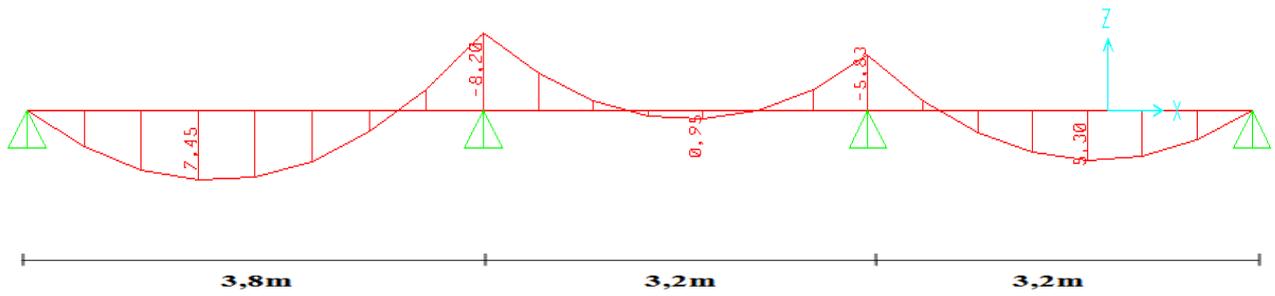


Fig.III.31. Diagramme du moment service.

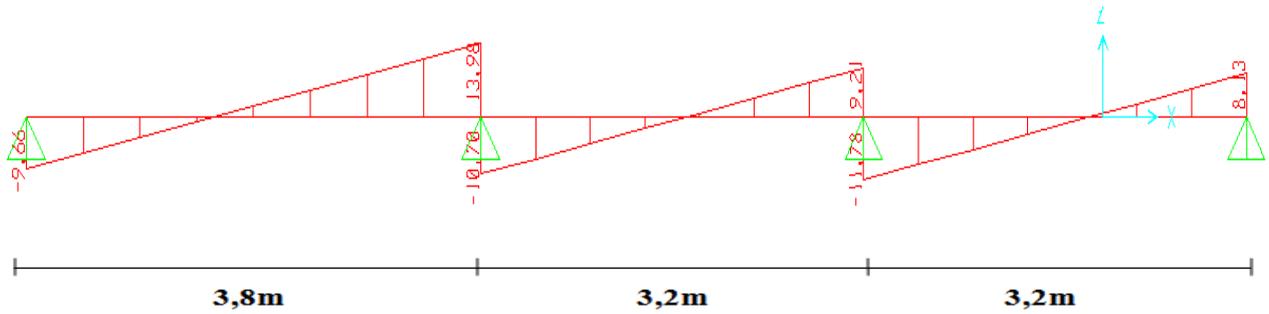


Fig.III.32. Diagramme de l'effort tranchant service.

➤ Type2 : Poutrelle à huit travées

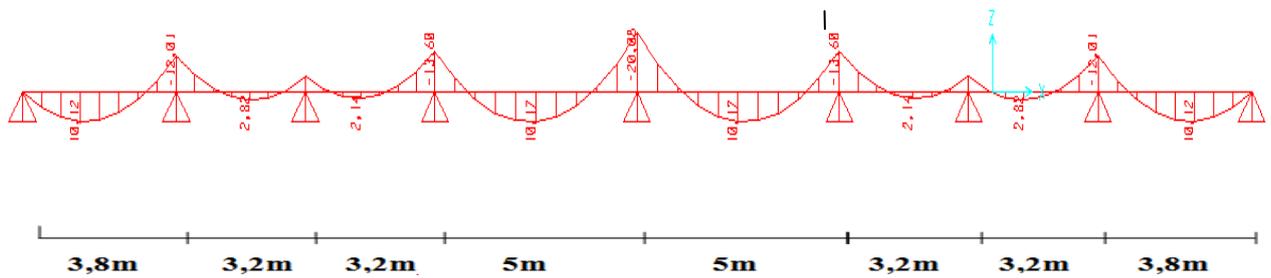


Fig.III.33. Diagramme du moment ultime.

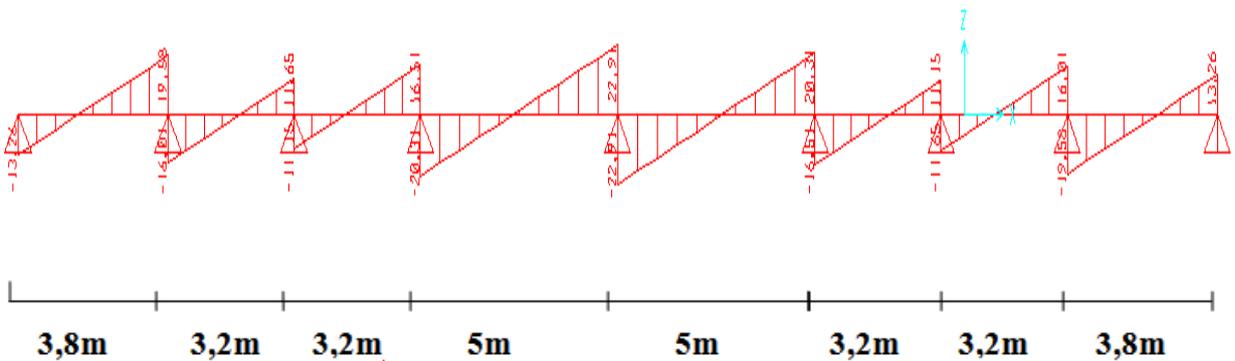


Fig.III.34. Diagramme de l'effort tranchant ultime.

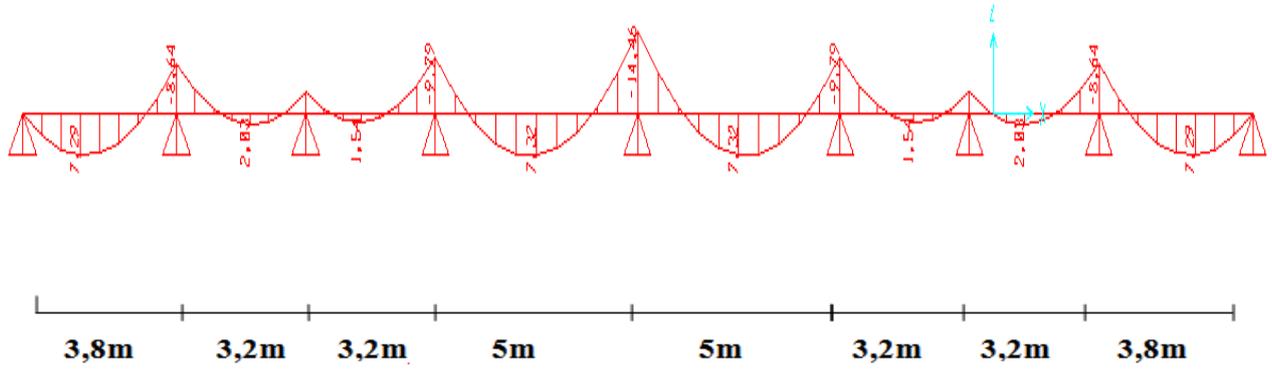


Fig.III.35. Diagramme du moment service.

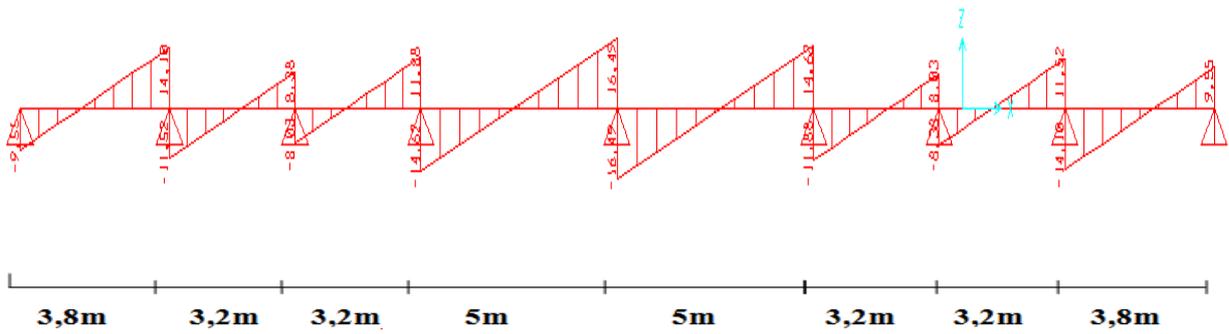


Fig.III.36. Diagramme de l'effort tranchant service.

➤ Type3 : Poutrelle à dix travées

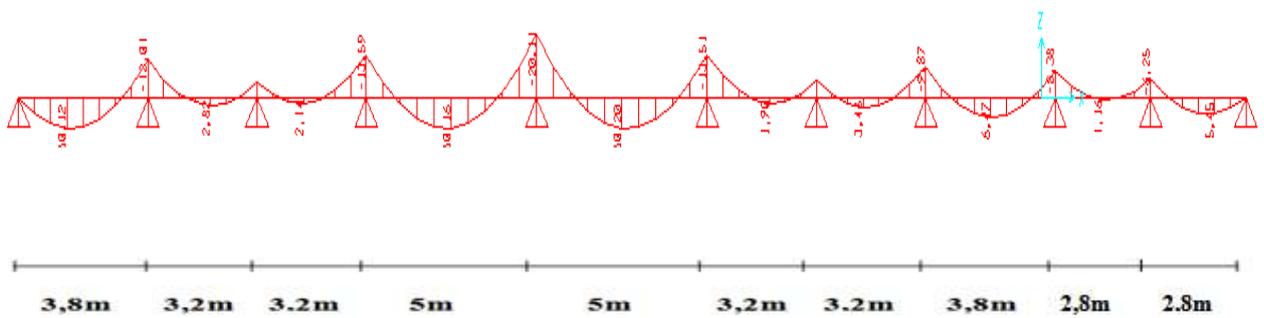


Fig.III.37. Diagramme du moment ultime.

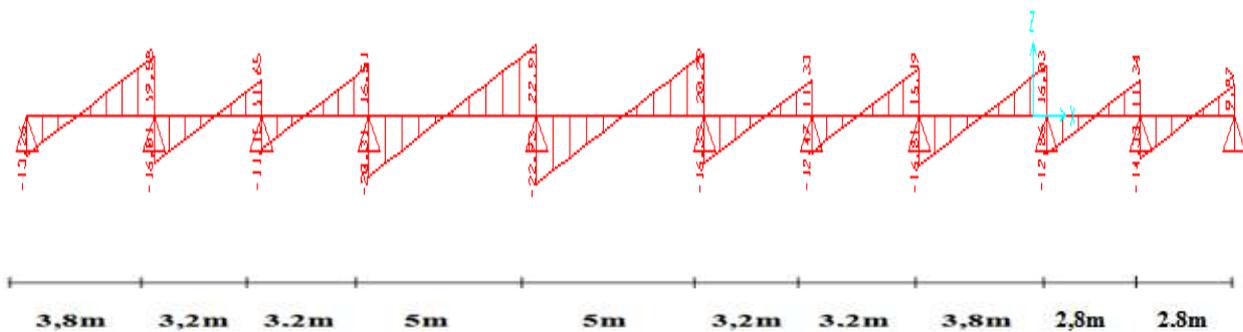


Fig.III.38. Diagramme de l'effort tranchant ultime.

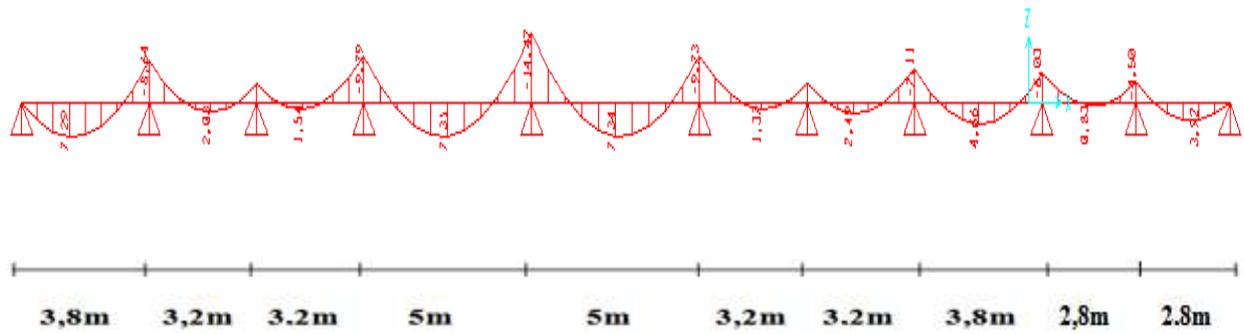


Fig.III.39. Diagramme du moment service.

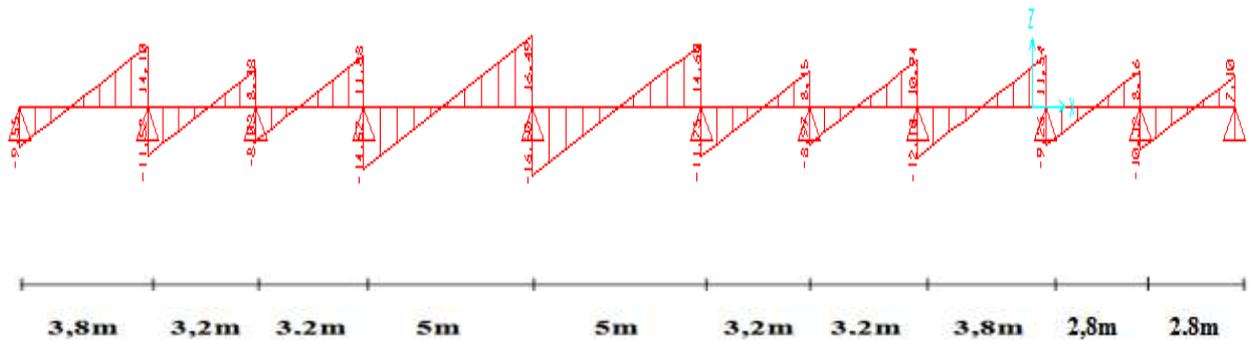


Fig.III.40. Diagramme de l'effort tranchant service.

**b.2/ Récapitulations :**

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

**Tab. III.23.** Récapitulations des efforts.

<i>Sollicitation</i>	<i>ELU</i>			<i>ELS</i>	
	<i>Mau(KN.m)</i>	<i>Mtu(KN.m)</i>	<i>Tu(KN)</i>	<i>Maser(KN.m)</i>	<i>Mtser(KN.m)</i>
	20,11	10,35	22,91	14,47	9,3

**b.3/ Calcul du ferrailage :**

La fissuration est préjudiciable, la situation est durable :

Tab. III.24. Calcul des armatures.

ELU		
	En travée	Aux appuis
$M_u$ (KN.m)	10,35	20,11
$M_0$ (KN.m)	$M_t = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{b adm} \cdot (d - (h_0/2)) = 76.14$	
	$M_u < M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (65*21) $\Rightarrow$ calcul en flexion simple	$M_u < M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (12*21) $\Rightarrow$ calcul en flexion simple
$\mu$	0,031	0,33
$\mu_1$	0.392	
$\mu < \mu_1$	Condition vérifiée	Condition vérifiée
$Z$	185,98	149,43
$A$ (cm <sup>2</sup> )	1,6	3, 87
<b>Le choix</b>	2,36=3HA10	4,02=2HA16
$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$	0,274	0,274
$A_{min} < A_s$	Condition vérifié	Condition vérifié

Après les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tab. III.25. Ferrailages longitudinaux des poutrelles.

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA10	Aa=2HA16

#### b.4/ Vérification au cisaillement

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration préjudiciable avec des armatures transversales verticales.

$$\tau_u = \frac{T}{b * d} = \frac{22,91 * 10^3}{120 * 189} = 1.01 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left[ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right] = 2,50 \text{Mpa}$$

### b.5/ Vérification à l'ELS

#### ➤ Vérification des contraintes du béton

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad [4]$$

#### ➤ Détermination de l'axe neutre

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

Avec :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ ;  $b = 65 \text{cm}$  (travée) ;  $b_0 = 12 \text{cm}$  (appuis) ;  $c = c' = 2 \text{cm}$

y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} b y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(d A_s + c' A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2 + 15 A'_s (y - c')^2 \end{cases}$$

Si  $y < h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée

Si  $y > h_0 \Rightarrow$  la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(d A_s + c' A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left( y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2] \end{cases}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tab. III.26.** Vérification de la contrainte de béton.

	En travée	En appui
$M_{ser} (kN.m)$	9,3	14,47
$\sigma_{b adm}(Mpa)$	15	
$y_1 (cm)$	4,02	9,64
$I_G (cm^4)$	9245,64	8753,95
$\sigma_b (Mpa)$	4,04	10,24
$\sigma_b \leq \sigma_{b adm}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

$h=21cm$  ;  $b_0=12cm$  ;  $d=18.9cm$  ;  $L=6.4m$  ;  $M_{tser}=9,3kN.m$  ;  $A_s=4.62cm^2$  ;  $f_e=400MPa$ .

Alors:

$$\frac{h}{L} = 0,0328 < 0,0625 \dots \dots \dots non \dots vérifiée$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0203 > 0,0105 \dots \dots \dots non \dots vérifiée$$

$$\frac{h}{L} = 0,0328 > \frac{2,36}{10 \times 10,35} = 0,025 \dots \dots \dots vérifiée$$

Alors: Puisque (2) condition n'est pas vérifiée, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$  [1].

Tel que :  $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$  Si  $L \geq 5,00 m$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L < 5,00 m$$

Donc : 
$$\bar{f} = 0.5 + \frac{640}{1000} = 1.14 \text{ cm}$$

f<sub>i</sub>: La flèche due aux charges instantanées.

f<sub>v</sub>: La flèche due aux charges de longues durée.

- **Position de l'axe neutre "y" :**

$$y = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left( \frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène "I" :**

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

- **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ<sub>s</sub> : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tab. III.27.**Calcul de la flèche.

M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	δ	Y	σ <sub>s</sub> (MPa)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )
9,3	1,43	0,0063	6,3	344,1	6,52	2,61	0,65	24711,34	8583,94	13238,22

- **Calcul des modules de déformation**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10819 \text{ MPa}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 1,4 \text{ cm} \quad (L = 6.4 \text{ m})$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 2,66 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 1,26 \text{ cm} > \bar{f} = 1.14 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non..vérifiée}$$

**b.8/ Diamètre des armatures transversales  $\phi_t$  :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

**Selon le C.B.A 93**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} \quad K = 1 \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \end{array} \right.$$

- **RPA 99 version 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_t\right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

$\phi_l$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,6 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm})$$

On adopte :  $\phi_t=6\text{mm}$

Donc :

**Choix des armatures :**

On adopte :  $A_t=2\phi_6=0,57\text{cm}^2$

Avec :  $\tau_u=1,01\text{MPa}$

- Selon le C.B.A 93
 
$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,014\text{cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,15\text{cm} \end{array} \right.$$
  
- Selon le "RPA 99 version 2003"
 
$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036\text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 5,25\text{ cm} \dots\dots \text{Zonenodale} \\ \bullet S_t \leq 10,5\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zonecourante} \end{array} \right.$$

• **Choix des espacements**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 14,4\text{cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} S_t = 5,25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ S_t = 10,5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Donc:  $S_t=15\text{ cm}$

**Tab. III.28.** Les armatures transversales dans les poutrelles et leurs espacements.

A transversales	Espacement
2 $\phi_6$	15cm

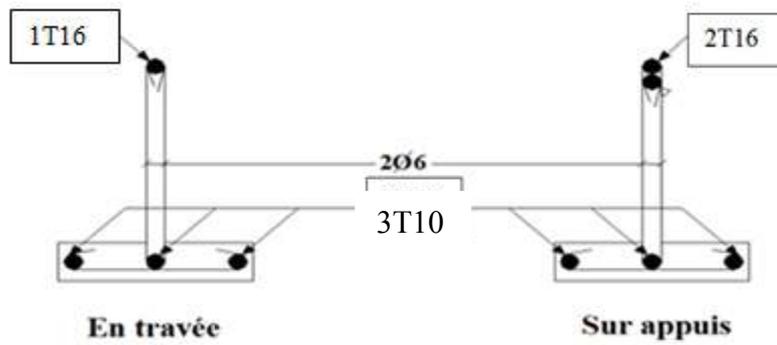


Fig.III.41. Ferrailage des poutrelles.

### III.4.3 Plancher en dalle pleine

#### III.4.3.1 Introduction

Les dalles pleines sont des pièces minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur deux, trois ou quatre appuis.

Dans notre structure, on a :

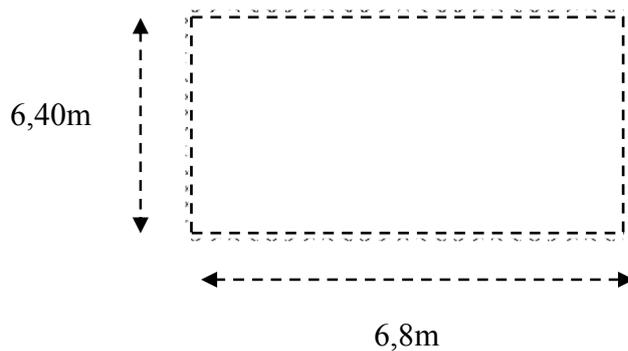


Fig.III.42. Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire.

#### a) Evaluation des charges

$$G=6,23 \text{ KN/m}^2 ; Q=3,5\text{kN/m}^2.$$

∞ ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,66\text{kN/m}^2$$

∞ ELS

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 9,73\text{kN/m}^2$$

La dalle travaille dans les deux sens.

#### b) Calcul des moments

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

$$v: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "**BAEL91 modifié 99**"

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 23.44 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 20.30 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées**

- $M_{tx} = 0,85 M_x = 19.92 \text{ KN.m}$
- $M_{ty} = 0,85 M_y = 17.26 \text{ KN.m}$

- **Moments sur appuis**

- $M_{ax} = 0,5 M_x = 11.72 \text{ KN.m}$
- $M_{ay} = 0,5 M_y = 10.15 \text{ KN.m}$
- $M_{appuis} = 11.72 \text{ KN.m}$

**c) Ferrailage de la dalle**

$b=1000\text{mm}$  ;  $h=150\text{mm}$  ;  $c=c'=15\text{mm}$  ;  $d=135\text{mm}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tab.III.29.** Calcul des sections d'acier de la dalle.

ELU		
	En travée	Aux appuis
$M_u$ (KN.m)	19,92	11,72
$\mu$	0,077	0,045
$\mu_l$	0,392	
$\alpha$	0,10	0,058
$A$ (cm <sup>2</sup> )	4,41	2,55
<b>Le choix</b>	4,52=4HA12	3,14=4HA10
$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$	1,63	
$A_{\min} < A_s$	Condition vérifiée	Condition vérifiée

**d) Espacement****œ Travée**

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h = 45; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h = 60; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**œ Appuis**

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h = 45; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h = 45 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**e) Condition de non fragilité**

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,24\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,2\text{cm}^2 \end{cases} \quad (\text{Dalle rectangulaire } \rho < 1)$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \dots \dots \dots \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,94 \end{cases}$$

**- Travée**

- $A_x = 4.52\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1.24\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

**- Appuis**

- $A_{ex} = 3.14\text{m}^2 > A_s^{\min} = 1.2\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

**f) Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{MAX}}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{1.5}, 4\text{Mpa}\right) = 2,50 \text{ MPa}$$

$$T_x^{\text{max}} = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 30,96\text{kN}$$

$$T_y^{\text{max}} = \frac{q_u L_x}{3} = 29,14\text{kN}$$

$$T_u^{\max} = 30,96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,22 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPA}$$

### g) Vérification à l'ELS

#### g.1/ Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,8661 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 16,7 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 14,46 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 14,2 \text{ Nm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 12, \text{ KNm} \end{cases}$$

- $M_{ax} = 0,5 M_x = 8,35 \text{ KN.m}$
- $M_{ay} = 0,5 M_y = 7,23 \text{ KN.m}$
- $M_{appuis} = 8,35 \text{ KN.m}$

#### g.2 / Vérification des contraintes

D'après le "BAEL91 modifié 99" [1] on doit vérifier que

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \max(200 \text{ MPa}, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right) = 266,67 \text{ MPa} \end{cases}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

**Tab. III.30.** Vérification des contraintes à l'ELS.

	<i>En travée</i>	<i>Aux appuis</i>
$M_{ser} (KN.m)$	14,2	8,35
$A (cm^2)$	4,52	3,14
$\sigma_{b adm} (Mpa)$	15	
$y_1 (cm)$	3,65	3,12
$I_G (cm^4)$	7388,58	5580,95
$\sigma_b (Mpa)$	7,01	4,66
$\sigma_b \leq \sigma_{b adm}$	CV	CV
$\sigma_s (Mpa)$	262,55	232,95
$\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée

**g.3/ Vérification de la flèche**

Alors :

$$\frac{h}{L} = 0,023 < 0,028.a.0,037 \dots \dots \dots non \dots \dots \dots vérifiée$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0034 < 0,005 \dots \dots \dots vérifiée$$

Alors: Puisque (1) condition n'est pas vérifiée, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$  [1].

Tel que :  $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$  Si  $L \geq 5,00$  m

$\bar{f} = \frac{L}{500}$  Si  $L < 5,00$  m

Donc :  $\bar{f} = \frac{158}{500} = 0,316$  cm

**Tab. III.31.** Calcul de la flèche.

$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\delta$	Y	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	I (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
14,2	4,52	0,019	10,7	166,22	1,1	0,44	0,75	41290,65	24887,4	31045,56

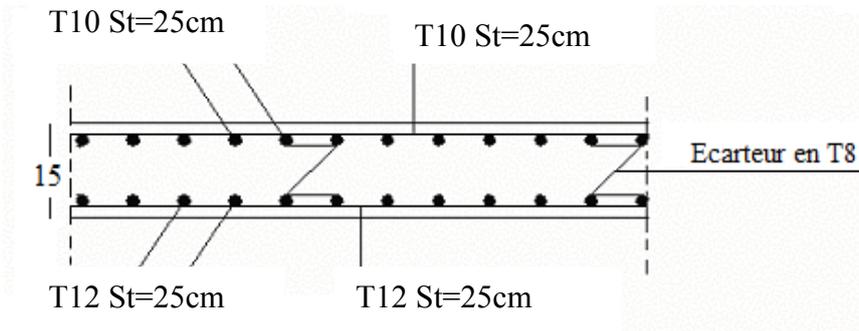
- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,7 \text{ cm} \quad (L = 6.4 \text{ m})$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1,7 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 1 \text{ cm} > \bar{f} = 0,316 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$



**Fig. III.43.** Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire.

### III.5 Les Balcons

#### III.5.1 Introduction

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon.

- ✓ En porte -à-faux, et se calcule comme une console en dalle pleine encastré et libre à l'extrémité:

Soumis à :

- son poids propres.p
- La charge d'exploitation.
- Charge concentrée à leur extrémité libre due au poids du mur extérieur.
- Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde –corps.

Le calcul se fait pour une bande de 1

#### III.5.2 L'épaisseur du balcon

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{158}{10} = 15,8 \text{ cm}$$

On prend: e=15cm

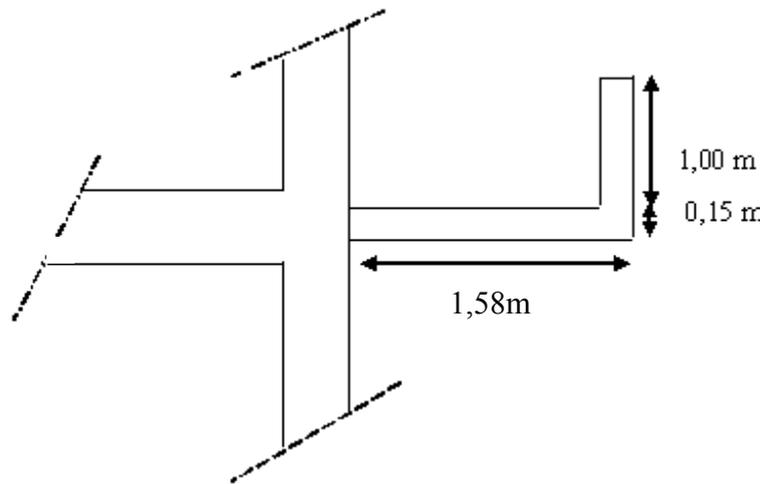


Fig.III.44. Dimensions du balcon.

**III.5.3. Evaluation des charges**

- **Charge permanente:**

$$G = 4,76 \text{ kN/m}^2$$

- **Charge d'exploitation:**

$$Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

- **Charge concentrée "F"**

- Enduit au ciment ..... 0,36 KN/m<sup>2</sup>
- Maçonnerie (ép = 10 cm) ..... 0,90 KN/m<sup>2</sup>
- Enduit au ciment ..... 0,36 KN/m<sup>2</sup>

$$F = 1,62 \text{ KN/m}^2$$

**Moment du à la main courante :**

$$M_{mc} = Q \times L = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ KN.m}$$

**III.5.4. Schéma statique**

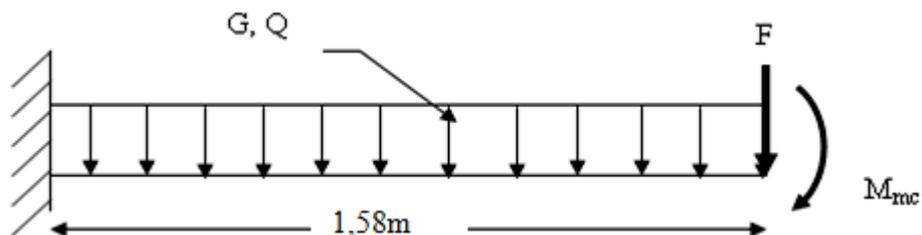


Fig.III.45. Schéma statique du balcon.

**III.5.5. Combinaison des charges**

**Tab.III.32.** Combinaison des charges.

	ELU	ELS
<b>q(KN/ml)</b>	11,67	8,26
<b>F(KN)</b>	2,19	1,62
<b>M<sub>mc</sub></b>	1,35	1,00

**III.5.6. Calcul des efforts internes**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- **Moment fléchissant:**  $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx + Mmc\right)$
- **Effort tranchant:**  $T(x) = (qx + F)$

**Tab.III.33.** Calcul des efforts internes.

	ELU	ELS
<b>M (kNm)</b>	13,35	9,47
<b>T (kN)</b>	16,77	11,94

**III.5.7. Calcul du ferrailage**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

$f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $h=15\text{cm}$  ;  $d=12,5\text{cm}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$

**Tab.III.34.** Ferrailage du balcon.

<b>M<sub>u</sub>(kNm)</b>	<b>μ</b>	<b>μ &lt; μ<sub>R</sub></b>	<b>A'<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A</b>	<b>Z (cm)</b>	<b>A<sub>s</sub><sup>cal</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Choix</b>	<b>A<sup>adp</sup><sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Esp (cm)</b>
13.35	0,0516	Oui	0	0,0664	13,14	3,04	5T12	5,65	20

✓ **Espacement**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33\text{cm}) \dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22\text{cm}) \dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \dots \text{vérifiée}$$

✓ **Armatures de répartitions**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.39 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2.78 \text{ cm}^2$$

Le choix est de: 5T8/ml=2.51 cm<sup>2</sup> avec: S<sub>t</sub>=20cm

#### ▪ Vérifications

##### a. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

##### b. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que:  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{16,77 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,124 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

### III.5.8. Vérification de l'E.L.S

On considère que la fissuration est préjudiciable.

#### ➤ Vérification des contraintes

- Position de l'axe neutre "y":

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- Moment d'inertie "I":

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

**Avec:** n=15 ; c'=5cm ; d=13.5cm ; b=100cm ; A'<sub>s</sub>=0

On doit vérifier que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; 15 \eta \right) = 240 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

**Tab.III.35.** Vérification des contraintes du balcon.

$M_{ser}(kNm)$	$A_s$ ( $cm^2$ )	$Y$ ( $cm$ )	$I$ ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc}$ ( $MPa$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$ ( $MPa$ )	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
9,47	5,65	3,91	9031,14	4,1	vérifiée	143,3	vérifiée

➤ Vérification de la flèche

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{150} = 0,1 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,00418 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,12 \geq 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

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

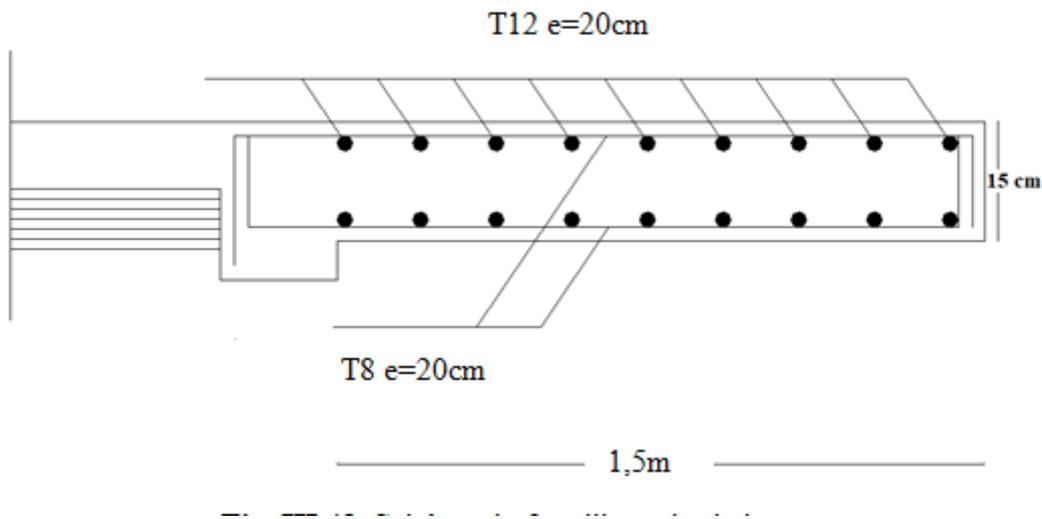


Fig. III.46. Schéma de ferrailage des balcons.

## IV.1. Introduction

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **SAP2000** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

### ➤ Généralité sur SAP2000

SAP2000 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...) et des travaux publics (ponts, tunnels...).

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique.

## IV.2. Etude sismique

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

### VI.2.1. Modélisation mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

### IV.2.2. Caractéristiques dynamiques propres

L'étude des oscillations libres de notre structure modélisée et supposée non amortie, donne une bonne approximation du mouvement réel et fournit tous les éléments nécessaires pour le calcul des oscillations forcées.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement est :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

$\{\ddot{X}\}, \{X\}$  : Vecteur des accélérations et vecteur des déplacements respectivement de la structure.

$[M]$  : matrice masse de la structure.

$[K]$  : matrice de rigidité de la structure.

Une solution particulière est donnée par l'expression :

$$\{X(t)\} = \{A\}\sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (2)$$

Où :

$\{A\}$  : Vecteur des amplitudes.

$\omega$  : Fréquence de vibration.

$\varphi$  : Angle de déphasage.

Les accélérations en VLNA sont données :

$$\{\ddot{X}(t)\} = -\omega^2\{A\}\sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\}\sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots\dots\dots (4)$$

L'équation (4) doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues  $A_i$  ; c'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non -nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est-à-dire :

$$D \text{ et } [[K] - \omega^2[M]] = 0 \rightarrow \text{« équation caractéristique »} \dots\dots\dots (6)$$

En développant cette équation. On obtient une équation polynomiale de degré (2n) en ( $\omega$ ).

Les (n) solutions ( $\omega^2_1, \omega^2_2, \dots, \omega^2_n$ ) sont les carrés des pulsations des (n) modes de vibration possible.

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  et il est appelé mode fondamental

$(\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n)$ .

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre  $\{A\}$  ou forme modale.

### VI.2.3. Modélisation de la structure

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complication et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

La modélisation est une démarche qui demande une compréhension approfondie des phénomènes physiques et des outils de calcul scientifique.

### VI.2.4. Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau  $i$ ).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau  $i$  et niveau  $i+1$ ).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

### VI.2.5. Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le **RPA99 version 2003** avec  $(\beta=0,2)$  pour un bâtiment à usage d'habitation. (mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2,5t/m^3$ .
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

## VI.3. Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### **VI.3.1. La méthode statique équivalente**

#### **a. Principe**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

#### **b. Conditions d'applications**

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

<b>Zone III</b>	{	<ul style="list-style-type: none"> <li>• groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m</li> <li>• groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.</li> <li>• groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m</li> </ul>
-----------------	---	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

- la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

### VI.3.2. La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

#### a. Principe

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ sec} \dots\dots (4-14) \text{ [2]}$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus de sol et  $T_k$  la période du mode K.

#### b. Analyse spectrale

##### ➤ Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturelle ( $\omega$ ).

Donc pour des 0accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \dots\dots\dots (4-13)[2]$$

**g** : accélération de la pesanteur.

$$g = 10$$

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est classé de (groupe 2).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de BLIDA (zone III).

$$\text{Donc : } A=0,25$$

**η** : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

**ξ** : Pourcentage d'amortissement critique.

$$\text{avec } \xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$$

ξ=7%. (Portique en béton armée et de remplissage dense).

**R** : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

$$R=5 \text{ (Mixte portique /voiles avec interaction).}$$

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site est donnée dans le **tableau 4.7 de RPA99/version 2003.**

$$T_1=0,15 \text{ s et } T_2=0,5 \text{ s (site meuble S3)}$$

### Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad [2]$$

$P_q$  : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

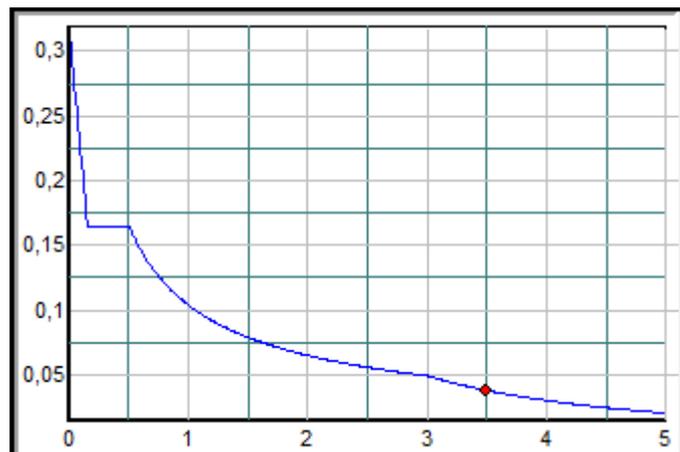
**Tab. IV.1.** Valeurs de pénalité.

Critère q	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
<b>Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	Oui	0.00	non	0.05
<b>Redondance en plan</b>	Non	0.05	non	0.05
<b>Régularité en plan</b>	Oui	0.00	oui	0.00
<b>Régularité en élévation</b>	Non	0.05	non	0.05
<b>Contrôle de la qualité des matériaux</b>	Oui	0.00	oui	0.00
<b>Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	Oui	0.00	oui	0.00

$$Q//xx=1+(0.05+0.05+0.05+0.05+0+0)=1.1$$

$$Q//yy=1+(0.05+0.05+0.05+0.05+0+0)=1.15$$

### ➤ Représentation graphique du spectre de réponse



**Fig. IV.1.** Spectre de réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données. La réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul**

La résultante des forces sismique a la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminé par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8V$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments ...) dans le rapport  $r = \frac{0,8V}{V_t}$

Où :

$V_t$  : tiré par logiciel de calcul (modale spectrale).

$V$  : obtenu par la méthode statique équivalente.

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente**

Cette force  $V$  appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :  $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$

Avec:

$A = 0,25$ .

$R = 5$ .

$Q_{//xx} = 1,1$ .

$Q//yy = 1,15$ .

W : Poids total de la structure.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

$\eta = 0,8819 \quad T_1 = 0,15 \text{ s} \quad T_2 = 0,5 \text{ s} \quad T = ?$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \text{ )}$$

$$C_T = 0,05$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 36,72\text{m}$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow D_x = 46\text{m} \\ \Rightarrow D_y = 36\text{m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05(36,72)^{3/4} = 0.75\text{s} , \text{ dans les deux directions.}$$

- Suivant la direction (x - x)  $T_x = 0,09 \frac{36,72}{\sqrt{46}} = 0,49 \text{ sec}$

- Suivant la direction (y-y)  $T_y = 0,09 \frac{36,72}{\sqrt{36}} = 0,55 \text{ sec}$

**Sens (x-x) :**  $T_x = 0,49 \text{ sec}$ .

**Sens (y-y) :**  $T_y = 0,55 \text{ sec}$ .

$$T = \begin{cases} T_{\text{analytique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{empirique}} \\ T_{\text{empirique}} & \text{si } T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3T_{\text{empirique}} \\ 1,3T_{\text{empirique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} \geq 1,3T_{\text{empirique}} \end{cases}$$

$$T_{\text{Analytique}} = 1,1 \text{ s}$$

$$T_{\text{Empirique } x} = 0,49 \text{ s}$$

$$T_{\text{Empirique } y} = 0,55 \text{ s}$$

$$D_x = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left( \frac{0,5}{0,637} \right)^{2/3} = 1,87$$

$$D_y = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left( \frac{0,5}{0,715} \right)^{2/3} = 1,73$$

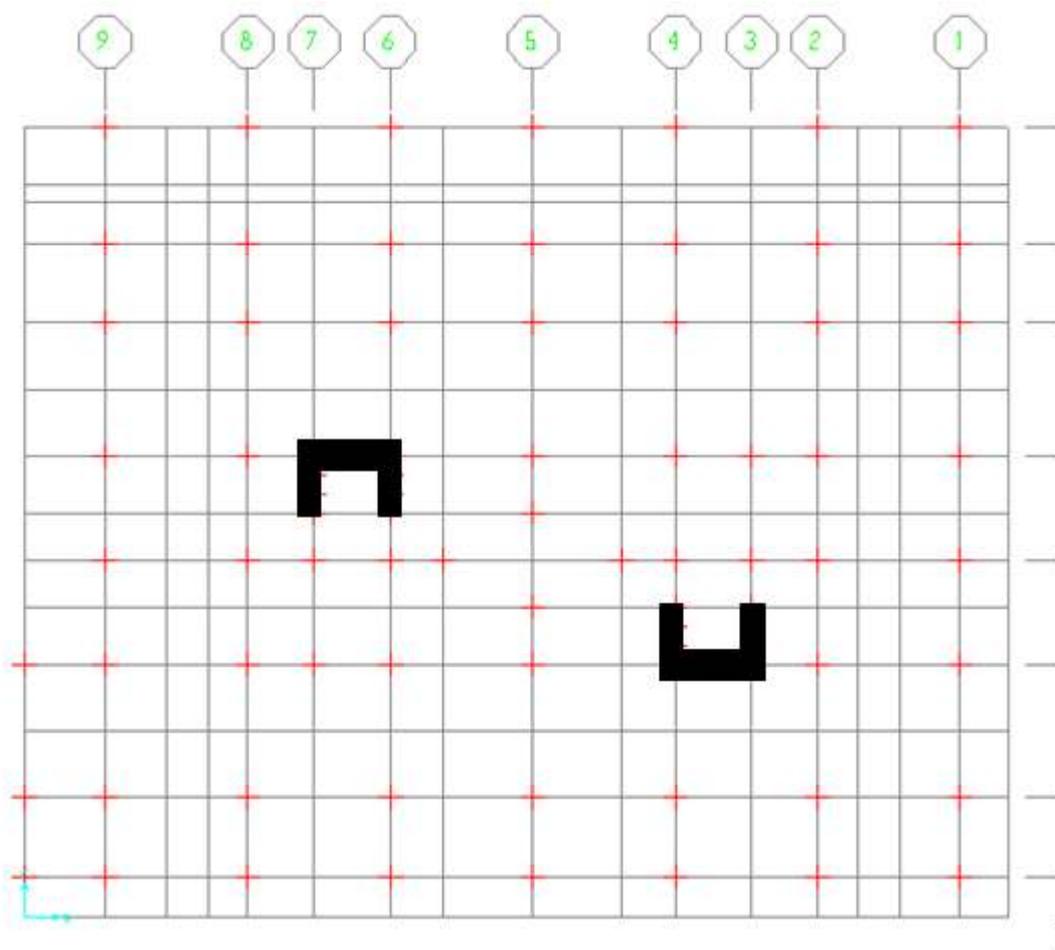
Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 1,87 \times 1,1}{5} \cdot W = 0,10 W \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 1,73 \times 1,15}{5} \cdot W = 0,099 W \end{array} \right.$$

## VI.4. Résultats de l'analyse sismique

### 1. Modèle initial

#### a. Dessin de disposition des voiles



**Fig. IV.2.** Vue en plan du modèle initial.

### b. Caractéristiques dynamiques propres

**Tab. IV.2.** Participation massique du modèle initial.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,104439	0,0004	0,06932	6,138E-08	0,0004	0,06932	6,138E-08
2	1,023758	0,00226	0,63123	0,000000153	0,00266	0,70055	2,143E-07
3	1,002518	0,69536	0,00155	7,315E-07	0,69802	0,7021	9,459E-07
4	0,422708	0,00302	0,00592	0,000001491	0,70104	0,70802	0,000002437
5	0,367934	0,00029	0,17212	0,000009192	0,70133	0,88015	0,00001163
6	0,328264	0,18551	0,00005984	7,421E-08	0,88684	0,8802	0,0000117
7	0,226907	0,00088	0,00078	0,0000213	0,88773	0,88098	0,000033
8	0,186053	0,00006857	0,05883	0,00001391	0,8878	0,93981	0,00004691
9	0,162425	0,05906	0,00002864	0,000005513	0,94686	0,93984	0,00005243
10	0,146623	4,152E-07	0,000001238	0,1883	0,94686	0,93984	0,18835
11	0,144587	0,00007174	0,00028	0,0003	0,94693	0,94012	0,18865
12	0,142836	0,000004288	0,00001966	0,18677	0,94693	0,94014	0,37542

#### Remarque :

Ce modèle initiale ne comporte que les voiles de la cage d'ascenseur.

### c. Constatations

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 1,1 \text{ sec}$ .
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **09<sup>ème</sup>** mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de rotation.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de parallèlement à y-y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de parallèlement à x-x.

### d. Résultantes des forces sismiques

D'après le fichier des résultats de **sap2000** on a :

$$W = 106040,497 \text{ KN} \rightarrow \begin{matrix} V^x = 10604,0497 \text{ KN} \\ V^y = 10498,0092 \text{ KN} \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} 0,8V^x = 8483,239 \text{ KN} \\ 0,8V^y = 8398,407 \text{ KN} \end{matrix}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 8588,32KN \\ F_2 = V_t^y = 8452,22KN \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 8588,32KN > 0,8V^x = 8483,239KN \\ V_t^y = 8452,22KN > 0,8V^y = 8398,407KN \end{cases}$$

$$\text{Le rapport } \begin{cases} rx = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 0,98 \\ ry = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0,99 \end{cases}$$

### e. Vérification des déplacements inter étage

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article **5.10** du **RPA99 modifié en 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01 h_e$

Où :  $h_e$  représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_K^x &= R \frac{0,8V^x}{V_t^x} \delta_{eK}^x & \text{et} & \quad \delta_K^y = R \frac{0,8V^y}{V_t^y} \delta_{eK}^y & \text{Si} & \quad rx = \frac{0,8V^x}{V_t^x} < 1, \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & \text{et} & \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y & \text{et} & \quad ry = \frac{0,8V^y}{V_t^y} < 1 \end{aligned}$$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\Delta_K^y$ ).

$\delta_{eK}^x$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\delta_{eK}^y$ ).

**Tab. IV.3.** Vérification des déplacements inter étages du model initial.

<i>NIV</i> (m)	<i>U<sub>x</sub></i> (cm)	<i>Δx</i> (cm)	$\delta_x = \Delta x.R$ (cm)	<i>U<sub>y</sub></i> (cm)	<i>Δy</i> (cm)	$\delta_y = \Delta y.R$ (cm)	<i>Δadm</i> (cm)	<i>Observations</i>
36,72	3,98	0,38	2,09	4,66	0,43	2,3	3,06	Vérifiée
33,66	3,59	0,41	2,25	4,23	0,47	2,5	3,06	Vérifiée
30,6	3,18	0,43	2,36	3,76	0,51	2,72	3,06	Vérifiée
27,54	2,75	0,42	2,3	3,25	0,49	2,64	3,06	Vérifiée
24,48	2,33	0,4	2,17	2,75	0,46	2,47	3,06	Vérifiée
21,42	1,93	0,37	2,02	2,29	0,43	2,27	3,06	Vérifiée
18,36	1,56	0,36	1,97	1,87	0,42	2,23	3,06	Vérifiée
15,3	1,2	0,32	1,75	1,45	0,37	2	3,06	Vérifiée
12,24	0,88	0,35	1,93	1,08	0,43	2,3	3,74	Vérifiée
8,5	0,52	0,29	1,60	0,65	0,36	1,95	3,74	Vérifiée
4,76	0,23	0,23	1,24	0,29	0,29	1,53	4,76	Vérifiée

**Remarque :**

- Les déplacements latéraux inter étage sont admissible.
- La période fondamentale du premier modèle est supérieure à la période théorique il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure.

## 2. Modèle 1

### a. Dessin de disposition des voiles

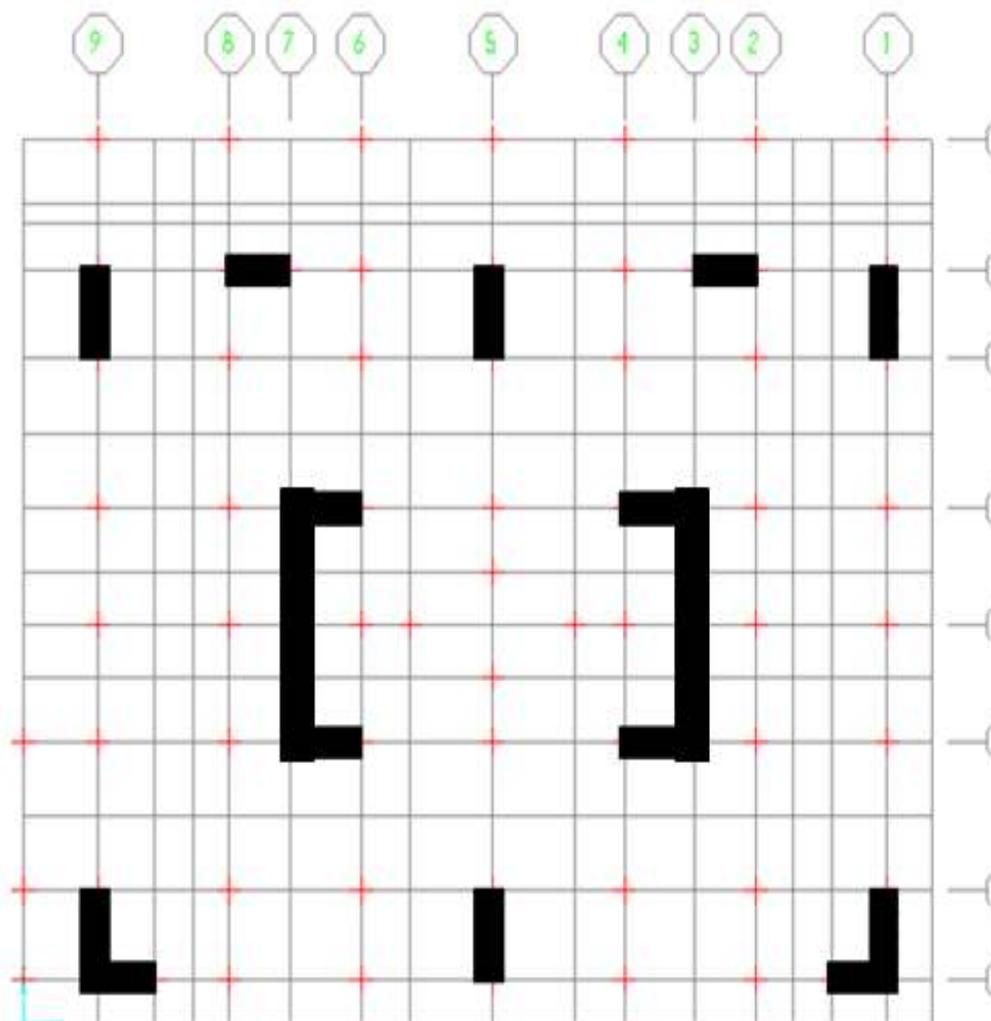


Fig. IV.3. Vue en plan du modèle 01.

**b. Caractéristique dynamique propres****Tab. IV.4.** Participation massique du 1<sup>ère</sup> modèle.

modes	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,837759	0,68691	0,000004292	0,000001005	0,68691	0,000004292	0,000001005
2	0,575814	0,000005956	0,03532	0,00001109	0,68692	0,03533	0,00001209
3	0,528035	0,000005553	0,64619	2,761E-07	0,68692	0,68152	0,00001237
4	0,253098	0,18484	0,00001189	7,145E-08	0,87176	0,68153	0,00001244
5	0,164458	0,000007097	0,00864	0,00001263	0,87177	0,69017	0,00002507
6	0,150291	0,0000131	0,19535	0,00025	0,87178	0,88551	0,00027
7	0,129329	0,00025	8,371E-07	0,00471	0,87203	0,88552	0,00498
8	0,128199	4,897E-07	0,00133	0,1819	0,87203	0,88684	0,18687
9	0,121348	0,0395	0,00022	0,02355	0,91153	0,88706	0,21042
10	0,120737	0,02431	0,00015	0,06108	0,93584	0,88721	0,2715
11	0,114518	0,00058	0,00034	0,12782	0,93642	0,88755	0,39932
12	0,108374	0,00002047	0,00002628	0,01677	0,93644	0,88758	0,41609

**c. Constatations**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 0,83$  sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **14<sup>ème</sup>** mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à y-y.

**d. Résultantes des forces sismiques**

D'après le fichier des résultats de **sap 2000** on a :

$$W = 109601,73 \text{ KN} \rightarrow \begin{matrix} V^x = 9852,86 \text{ KN} \\ V^y = 9289,23 \text{ KN} \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} 0,8V^x = 7882,29 \text{ KN} \\ 0,8V^y = 7431,38 \text{ KN} \end{matrix}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 9399,21KN \\ F_2 = V_t^y = 12290,9KN \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 9399,21KN > 0,8V^x = 7882,29KN \\ V_t^y = 12290,9KN > 0,8V^y = 7431,38KN \end{cases}$$

#### e.Vérification des déplacements inter étage

**Tab. IV.5.** Vérification des déplacements inter étages du 1<sup>ère</sup> modèle.

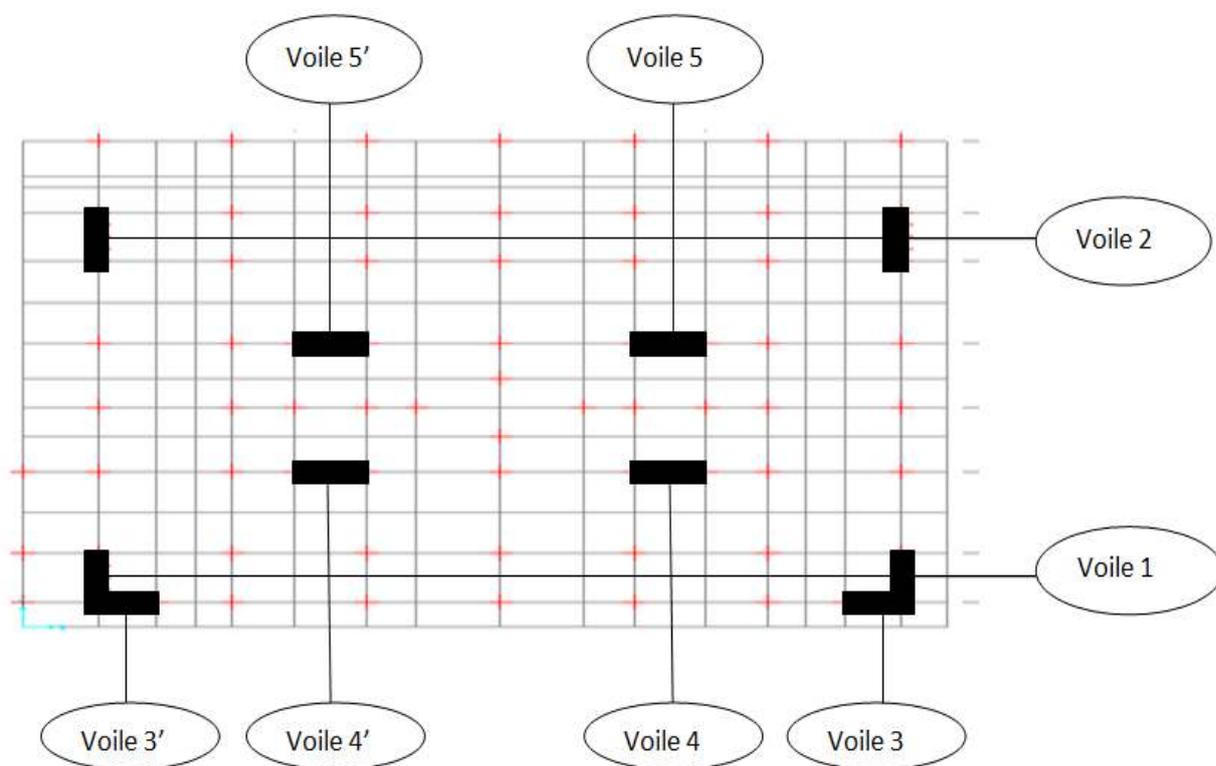
<i>NIV</i> (m)	<i>Ux</i> (mm)	<i>Δx</i> (mm)	$\delta_x = \Delta x.R$ (mm)	<i>Uy</i> (mm)	<i>Δy</i> (mm)	$\delta_y = \Delta y.R$ (mm)	<i>δadm</i> (mm)	<i>Observations</i>
36,72	2,82	0,26	1,32	0,08	0,12	0,61	3,06	Vérifiée
33,66	2,56	0,28	1,4	0,21	0,16	0,79	3,06	Vérifiée
30,6	2,28	0,29	1,46	0,36	0,15	0,75	3,06	Vérifiée
27,54	1,98	0,29	1,47	0,51	0,17	0,83	3,06	Vérifiée
24,48	1,69	0,29	1,45	0,68	0,18	0,88	3,06	Vérifiée
21,42	1,4	0,28	1,39	0,86	0,18	0,91	3,06	Vérifiée
18,36	1,12	0,27	1,34	1,04	0,18	0,92	3,06	Vérifiée
15,3	0,86	0,25	1,23	1,22	0,18	0,92	3,06	Vérifiée
12,24	0,61	0,27	1,33	1,41	0,18	0,88	3,74	Vérifiée
8,5	0,34	0,21	1,04	1,58	0,17	0,84	3,74	Vérifiée
4,76	0,14	0,14	0,68	1,75	1,75	8,75	4,76	Vérifiée

#### Remarque :

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles imposée par le "RPA99 version 2003". Il faut donc augmenter la rigidité de la structure.

### 3. Modèle 2

#### a. Dessin de disposition des voiles



**Fig. IV.4.** Vue en plan du modèle 02.

**b. Caractéristique dynamique propres****Tab. IV.6.** Participation massique du 2<sup>ème</sup> modèle.

Modes	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,921349	0,00017	0,65521	1,774E-08	0,00017	0,65521	1,774E-08
2	0,882015	0,68888	0,00025	0,000001138	0,68904	0,65545	0,000001156
3	0,769226	0,00099	0,00656	2,357E-08	0,69004	0,66201	0,00000118
4	0,277447	0,16658	0,00613	6,782E-07	0,85661	0,66814	0,000001858
5	0,271554	0,00594	0,19168	0,000003473	0,86256	0,85982	0,000005331
6	0,215726	0,00359	0,00085	0,000002939	0,86615	0,86067	0,00000827
7	0,133316	0,06117	0,00084	0,00012	0,92732	0,8615	0,00013
8	0,130706	0,00171	0,00007691	0,00012	0,92902	0,86158	0,00025
9	0,129863	0,00017	0,00413	0,1587	0,92919	0,86571	0,15895
10	0,127216	0,00102	0,05969	0,0486	0,93021	0,9254	0,20755
11	0,124575	0,00002542	0,00687	0,08494	0,93024	0,93227	0,29249
12	0,118247	0,000006199	0,00044	0,1307	0,93024	0,93271	0,42319

**c. Constatations**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 0,92$  sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **10<sup>ème</sup>** mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation

**b. Résultantes des forces sismiques**

D'après le fichier des résultats de **sap 2000** on a :

$$W = 108752,56 \text{ KN} \rightarrow \begin{matrix} V^x = 9631,68 \text{ KN} \\ V^y = 9289,69 \text{ KN} \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} 0,8V^x = 7705,34 \text{ KN} \\ 0,8V^y = 7431,75 \text{ KN} \end{matrix}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 8330,37KN \\ F_2 = V_t^y = 8371,88KN \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 8330,37KN > 0,8V^x = 7705,34KN \\ V_t^y = 8371,88KN > 0,8V^y = 7431,75KN \end{cases}$$

#### d. Vérification des déplacements inter étage

**Tab. IV.7.** Vérification des déplacements inter étages du 2<sup>ème</sup> modèle.

<i>NIV</i> (m)	<i>Ux</i> (mm)	<i>Δx</i> (mm)	$\delta_x = \Delta x.R$ (mm)	<i>Uy</i> (mm)	<i>Δy</i> (mm)	$\delta_y = \Delta y.R$ (mm)	<i>δadm</i> (mm)	<i>Observations</i>
36,72	2,72	0,18	0,92	2,98	0,26	1,32	3,06	Vérifiée
33,66	2,54	0,20	1,04	2,71	0,28	1,41	3,06	Vérifiée
30,6	2,33	0,23	1,19	2,43	0,3	1,49	3,06	Vérifiée
27,54	2,10	0,25	1,28	2,13	0,30	1,52	3,06	Vérifiée
24,48	1,85	0,27	1,39	1,83	0,31	1,55	3,06	Vérifiée
21,42	1,59	0,28	1,43	1,51	0,30	1,52	3,06	Vérifiée
18,36	1,31	0,28	1,46	1,21	0,29	1,47	3,06	Vérifiée
15,3	1,02	0,27	1,41	0,92	0,26	1,32	3,06	Vérifiée
12,24	0,75	0,32	1,62	0,66	0,29	1,43	3,74	Vérifiée
8,5	0,44	0,44	2,24	0,37	0,22	1,11	3,74	Vérifiée
4,76	0,18	0,18	0,91	0,15	0,15	0,75	4,76	Vérifiée

A partir des résultats de l'analyse il vient que :

Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés dans le model 2.

#### e. Vérification du critère de l'effort normal réduit

- $v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$  Avec :

$B_c$  : section de poteau.

$N_d$  : l'effort normal de calcul s'excentrant sur une section de béton

$f_{c28}$  : résistance à la compression à «28» jours.

Bien que les portiques ne reprennent que les charges verticales, nous avons jugé important de vérifier les poteaux sous les combinaisons sismiques.

$$- G+Q+E_x \quad -0,8G+E_x$$

$$- G+Q+E_y \quad -0,8G+E_y$$

**Tab. IV.8.** Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux carrée.

Niveaux	$N_d$ (KN)	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$\nu$	Obs
P10	239,21	30×30	0,1	<0,3
P9	412,71	30×30	0,18	<0,3
P8	604,66	30×30	0,27	<0,3
P7	814,37	35×35	0,26	<0,3
P6	1040,74	40×40	0,26	<0,3
P5	1287,29	45×45	0,25	<0,3
P4	1552,06	45×45	0,31	>0,3
P3	1873,34	50×50	0,29	<0,3
P2	2199,57	50×50	0,35	>0,3
P1	2550,69	55×55	0,34	>0,3
R.D.C	2908,82	60×60	0,32	>0,3

**Tab. IV.9.** Vérification de l'effort normal réduit pour les circulaires.

<b>Niveaux</b>	<b>N<sub>d</sub> (KN)</b>	<b>R (cm)</b>	<b>v</b>	<b>Obs</b>
<b>P10</b>	147,95	30	0,08	<0,3
<b>P9</b>	279,56	30	0,16	<0,3
<b>P8</b>	419,93	30	0,24	<0,3
<b>P7</b>	554,1	30	0,31	>0,3
<b>P6</b>	676,72	35	0,28	<0,3
<b>P5</b>	848,29	35	0,35	>0,3
<b>P4</b>	1057,19	35	0,43	>0,3
<b>P3</b>	1279,12	40	0,41	>0,3
<b>P2</b>	1506,32	45	0,37	>0,3
<b>P1</b>	1716,44	45	0,43	>0,3
<b>R.D.C</b>	1908,22	50	0,38	>0,3

**Remarque :**

La condition de l'effort normale réduit n'est pas vérifiée.

Donc il faut augmenter les sections des poteaux dans la structure.

**a. Caractéristiques dynamique propres du modèle final (après augmentation des sections des poteaux)**

**Tab. IV.10.** Nouvel section des poteaux.

	<b>Poteau carrée</b>	<b>Poteau circulaire</b>
<b>10<sup>ème</sup></b>	45× 45	45
<b>09<sup>ème</sup></b>	45× 45	45
<b>08<sup>ème</sup></b>	45× 45	45
<b>07<sup>ème</sup></b>	50×50	50
<b>06<sup>ème</sup></b>	50×50	50
<b>05<sup>ème</sup></b>	55×55	55
<b>04<sup>ème</sup></b>	55×55	55
<b>03<sup>ème</sup></b>	60×60	60
<b>02<sup>ème</sup></b>	60×60	60
<b>01<sup>er</sup></b>	65×65	65
<b>R.D.C</b>	65×65	65

**Tab. IV.11.** Participation massique du modèle finale après augmentation des sections des poteaux.

<b>MODES</b>	<b>Période</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>UZ</b>	<b>SumUX</b>	<b>SumUY</b>	<b>SumUZ</b>
<b>1</b>	0,853112	0,67763	0,01924	5,482E-07	0,67763	0,01924	5,482E-07
<b>2</b>	0,830822	0,02511	0,67771	0,000003975	0,70274	0,69694	0,000004523
<b>3</b>	0,694254	0,03724	0,00733	1,858E-08	0,73998	0,70427	0,000004542
<b>4</b>	0,277999	0,1378	0,00083	1,986E-08	0,87777	0,7051	0,000004562
<b>5</b>	0,255674	0,00102	0,17705	0,00002282	0,87879	0,88215	0,00002739
<b>6</b>	0,19741	0,00752	0,00077	0,0000031	0,88631	0,88293	0,00003049
<b>7</b>	0,142008	0,05191	0,00016	0,000009112	0,93822	0,88309	0,0000396
<b>8</b>	0,125724	0,00019	0,06201	6,077E-07	0,93841	0,9451	0,00004021
<b>9</b>	0,116256	4,497E-07	0,000001644	0,23465	0,93841	0,9451	0,23469
<b>10</b>	0,113922	2,617E-07	0,0000142	0,26687	0,93841	0,94512	0,50156
<b>11</b>	0,113594	0,000004168	0,000002042	0,02941	0,93842	0,94512	0,53098
<b>12</b>	0,110999	5,455E-07	8,916E-07	0,00095	0,93842	0,94512	0,53193

**b. constatations**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 0,85 \text{ sec}$ .
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8<sup>ème</sup>** mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

**c. Résultantes des forces sismiques**

D'après le fichier des résultats de **sap 2000** on a :

$$W = 108923,56 \text{ KN} \rightarrow \begin{matrix} V^x = 10792,58 \text{ KN} \\ V^y = 10580,98 \text{ KN} \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} 0,8V^x = 8634,06 \text{ KN} \\ 0,8V^y = 8464,77 \text{ KN} \end{matrix}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_1 = V_t^x = 8515,78 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 9127,25 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Ce qui donne : } \left\{ \begin{array}{l} V_t^x = 8515,78 \text{ KN} < 0,8V^x = 8634,06 \text{ KN} \\ V_t^y = 9127,25 \text{ KN} > 0,8V^y = 8464,77 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**d. Vérification des déplacements inter étage****Tab. IV.12.** Vérification des déplacements inter étages du modèle finale.

<b><i>NIV</i></b> <b><i>(m)</i></b>	<b><i>U<sub>x</sub></i></b> <b><i>(cm)</i></b>	<b><i>Δx</i></b> <b><i>(cm)</i></b>	<b><i>δ<sub>x</sub>=Δx.R</i></b> <b><i>(cm)</i></b>	<b><i>U<sub>y</sub></i></b> <b><i>(cm)</i></b>	<b><i>Δy</i></b> <b><i>(cm)</i></b>	<b><i>δ<sub>y</sub>=Δy.R</i></b> <b><i>(cm)</i></b>	<b><i>δ<sub>adm</sub></i></b> <b><i>(cm)</i></b>	<b>Observations</b>
<b>36,72</b>	3,16	0,21	1,04	3,12	0,27	1,33	3,672	Vérifiée
<b>33,66</b>	2,95	0,2386	1,193	2,86	0,29	1,44	3,672	Vérifiée
<b>30,6</b>	2,71	0,27	1,36	2,57	0,308	1,54	3,672	Vérifiée
<b>27,54</b>	2,44	0,29	1,46	2,26	0,31	1,57	3,672	Vérifiée
<b>24,48</b>	2,15	0,31	1,57	1,95	0,32	1,61	3,672	Vérifiée
<b>21,42</b>	1,84	0,32	1,60	1,62	0,32	1,58	3,672	Vérifiée
<b>18,36</b>	1,52	0,33	1,64	1,31	0,31	1,54	3,672	Vérifiée
<b>15,3</b>	1,19	0,31	1,56	1	0,28	1,39	3,672	Vérifiée
<b>12,24</b>	0,88	0,36	1,8	0,72	0,31	1,53	3,672	Vérifiée
<b>8,5</b>	0,52	0,30	1,51	0,42	0,24	1,21	3,672	Vérifiée
<b>4,76</b>	0,215	0,21	1,08	0,17	0,17	0,87	3,672	Vérifiée

**e. Vérification du critère de l'effort normal réduit**

$$\bullet \quad v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

$B_c$  : section de poteau.

$N_d$  : l'effort normal de calcul s'excentrant sur une section de béton

$f_{c28}$  : résistance à la compression à «28» jours.

**Tab. IV.13.** Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux carrée.

Niveaux	$N_d$ (KN)	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$\nu$	Obs
P10	171,22	45×45	0,034	<0,3
P9	453,56	45×45	0,089	<0,3
P8	738,28	45×45	0,15	<0,3
P7	1039,11	50×50	0,17	<0,3
P6	1332,25	50×50	0,21	<0,3
P5	1665,78	55×55	0,22	<0,3
P4	1989,66	55×55	0,26	<0,3
P3	2419,15	60×60	0,27	<0,3
P2	2707,58	60×60	0,3	=0,3
P1	3012,37	65×65	0,28	<0,3
R.D.C	3359,63	65×65	0,3	=0,3

**Tab. IV.14.** Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux circulaires.

Niveaux	$N_d$ (KN)	R (cm)	N	Observation
P10	158,84	45	0,04	<0,3
P9	298,01	45	0,75	<0,3
P8	434,24	45	0,11	<0,3
P7	572,05	50	0,12	<0,3
P6	732,86	50	0,15	<0,3
P5	925,57	55	0,155	<0,3
P4	1146	55	0,19	<0,3
P3	1384,03	60	0,195	<0,3
P2	1620,67	60	0,23	<0,3
P1	1859,23	65	0,22	<0,3
R.D.C	2081,56	65	0,25	<0,3

**Remarque :** La condition de l'effort normal réduit est vérifiée.

## f. Vérification des conditions du facteur de comportement R

### f. 1. Justification des voiles sous charges verticales

Pour un système de contreventement de structure en portiques par des voiles en béton armé (selon le RPA99 VERSION 2003)[2] le coefficient de comportement dynamique est pris égale a 5 ; néanmoins il y a lieu de vérifier que :

-Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charge verticales.

-les voiles reprennent la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

-Tout fois en zone sismique III, les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

L'effort normal total à la base de la structure  $P_{Tot}= 126195,5$  KN.

L'effort normal à la base repris par les voiles  $P_{voiles}=22665,48$  KN.

$P_{voiles}/ P_{Tot}=17,96$  % <20% vérifiée.

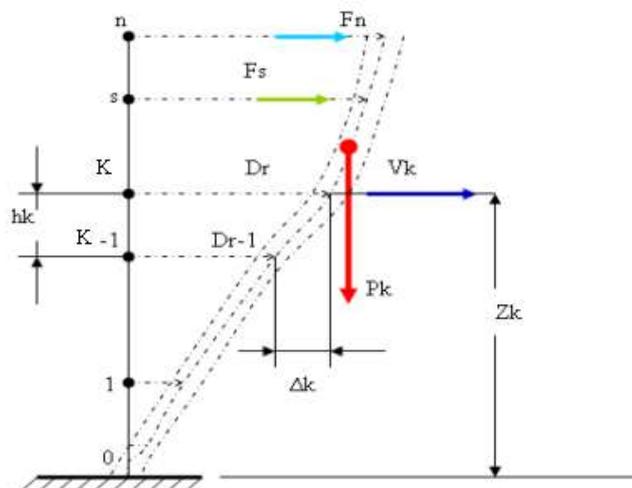
### f. 2. Justification des portiques sous charges horizontale

**Tab. IV.15.** Vérification des portiques sous 25% de l'effort tranchant d'étage.

NIV	$V_{X_{tot}}$ (KN)	$V_{X_{por-tique}}$ (KN)	$V_{port}$ %	$V_{y_{tot}}$ (KN)	$V_{y_{portique}}$ (KN)	$V_{port}$ %	condition	Observation
11	138,98	132,74	95,5	154,44	144,5	93,56	25	Vérifiée
10	166,22	140,31	84,4	156,46	137,33	87,8	25	Vérifiée
9	289,51	196,18	67,76	177,71	155,03	87,24	25	Vérifiée
8	286,62	163,7	57,11	232,39	211,45	91	25	Vérifiée
7	411,68	165,75	40,26	235,54	213,44	90,62	25	Vérifiée
6	394,52	182,7	46,3	282,4	253,46	89,75	25	Vérifiée
5	523,2	178,85	34,18	297	247,98	70	25	Vérifiée
4	495,6	135,6	27,36	380,78	262,09	68,8	25	Vérifiée
3	502,34	165,21	28,8	573,73	379,86	66,2	25	Vérifiée
2	731,38	188,92	25,83	464,02	326,85	48,88	25	Vérifiée
1	852,61	321,6	37,72	301,29	96,36	31,98	25	Vérifiée

### g. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.



**Fig. IV.5.** Evaluation des effets du second ordre.

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [2]}$$

Avec :

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

**Tab. IV.16.** Vérification l'effet p- $\Delta$  inter étages du modèle finale.

NIV	Vx (KN)	Vy (KN)	Pk (KN)	$\Delta x$ (cm)	$\Delta y$ (cm)	Hk(m)	$\Theta x$	$\Theta y$	observation
11	36,6	73,22	8959,23	1,04	1,33	36,72	0,069	0,044	vérifiée
10	98,48	213,69	17627,84	1,19	1,43	33,66	0,063	0,035	vérifiée
9	255,85	275,85	26296,45	1,35	1,54	30,6	0,045	0,047	vérifiée
8	468,4	307,72	34965,1	1,45	1,56	27,54	0,039	0,064	vérifiée
7	735,91	347,63	40153,4	1,57	1,61	24,48	0,034	0,075	vérifiée
6	1034,8	454,74	48896,3	1,60	1,57	21,42	0,035	0,078	vérifiée
5	1349,88	563,35	52214,6	1,63	1,54	18,36	0,034	0,077	vérifiée
4	1767,96	762,49	60839,3	1,56	1,39	15,3	0,035	0,072	vérifiée
3	2110,99	1002,4	81437,4	1,80	1,52	12,24	0,056	0,100	vérifiée
2	2809,11	1361,14	93537	1,50	1,21	8,5	0,058	0,097	vérifiée
1	3616,78	2004,04	105809,6	1,07	0,87	4,76	0,065	0,096	vérifiée

Vu les résultats obtenus les conditions  $\theta_x$  et  $\theta_y \leq 0,1$  est satisfaites, d'où les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-  $\Delta$ ) peuvent être négligés.

### Conclusion

Etant donné que :

- Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=5) est justifié.

Ce sont les éléments de la structure correspondant au modèle finale qui seront ferrailés dans le chapitre suivant.

## V.1. Introduction

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. poteaux
2. poutres
3. voiles

## V.2. Ferrailage des poteaux

### V.2.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

On constate généralement deux types de comportement pour les poteaux :

La compression simple et la flexion composée,

- Une section soumise à la compression simple qui a uniquement un effort normale de compression ( $N$ ) centré.
- Une section est soumise à la flexion composée lorsqu'elle reprend :
  - soit un effort normal  $N$  et un moment fléchissant  $M$  appliqués au centre de gravité du béton seul.
  - soit un effort normal  $N$  excentré de  $e_0 = M/N$  par rapport au centre de gravité du béton seul.

Le point d'application de  $N$  est appelé le centre de Pression.

Une section soumise à la compression simple est une :

- Section entièrement comprimée SEC.

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

**Tab. V.1.** Caractéristiques du béton et de l'acier.

.Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1,5	25	14,17	1,15	400	348
<b>Accidentelle</b>	1,15	25	18,48	1	400	400

### V.2.2. Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

#### a. Selon CBA 93

##### a.1. ELU: Situation durable

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

##### a.2. ELS:

$$G+Q$$

#### b. Selon "RPA99 version 2003":

Situation accidentelle

$$G+Q\pm E$$

$$0,8G\pm E$$

Avec:

G: Charges permanentes.

Q: Charge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).
- 2- Le moment maximum et l'effort correspondant ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).
- 3- Effort normal minimal et le moment correspondant ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

### V.2.3. Recommandation selon RPA99 version 2003

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:

$$*0,9\% < \frac{A_s}{B} < 3\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$*0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

**Avec :**

$A_s$  : La section d'acier.

$B$  : Section du béton [ $\text{cm}^2$ ].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de  $50\varnothing$  en zone de recouvrement (ZONE III).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm en zone sismique III.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

• **Poteaux carré**

**1. Situation durable**

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

a. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tab.V.2.** Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [ $\text{cm}^2$ ]	$N^{\max}$ [kn]	$M^{\text{corr}}$ [kn.m]	Sollicitation	$A'_s$ $\text{cm}^2$	$A_s$ $\text{cm}^2$
RDC et 1 <sup>er</sup>	65x65	-3977,37	15,01	SEC	0	0
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60x60	-3000,53	-64	SEC	0	0
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> ,	55x55	-2268,58	59,71	SEC	0	0
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50x50	-1649,02	-58,99	SEC	0	0
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45x45	-1073,56	1,32	SEC	0	0

b. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :

**Tab.V.3.**Ferrailages des poteaux en situation durable ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$M^{\max}$ [kn]	$N^{\text{corr}}$ [kn.m]	Sollicitation	$A'_s$ cm <sup>2</sup>	$A_s$ cm <sup>2</sup>
RDC et 1 <sup>er</sup>	65x65	159,06	-616,45	SEC	0	0
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60x60	-233,74	-260,61	SET	8,83	0
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> ,	55x55	116,01	-1737,7	SEC	0	0
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50x50	-107,80	-867,85	SEC	0	0
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45x45	129,40	-335,52	SEC	0	5,15

c. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tab. V.4.** Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\min}$ [kn]	$M^{\text{corr}}$ [kn.m]	Sollicitation	$A'_s$ cm <sup>2</sup>	$A_s$ cm <sup>2</sup>
RDC et 1 <sup>er</sup>	65x65	-278,97	72,17	SEC	0	0
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60x60	-115,66	-15,26	SEC	0	0
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> ,	55x55	-782,2	-68,52	SEC	0	0
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50x50	-515	74,21	SEC	0	0
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45x45	-45,42	-21,96	SET	0,83	0

## 2. Situation accidentelle

- Combinaison : G+Q+E

a. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tab.V.5.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\max}$ [kn]	$M^{\text{corr}}$ [kn.m]	Sollicitation	$A'_S$ cm <sup>2</sup>	$A_S$ cm <sup>2</sup>
RDC et 1 <sup>er</sup>	65x65	-3324,33	-80,95	SEC	0	0
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60x60	-2558,70	-190,77	SEC	0	0
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> ,	55x55	-1821,94	-4,58	SEC	0	0
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50x50	-1230,95	-5,57	SEC	0	0
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45x45	-799,26	-3,82	SEC	0	0

b. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :

**Tab.V.6.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$M^{\max}$ [kn]	$N^{\text{corr}}$ [kn.m]	Sollicitation	$A'_S$ cm <sup>2</sup>	$A_S$ cm <sup>2</sup>
RDC et 1 <sup>er</sup>	65x65	335,04	-1069,52	SPC	0	2,98
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60x60	343,68	-97,67	SPC	0	17,36
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> ,	55x55	324,13	-1213,1	SPC	0	7,35
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50x50	274	-608,43	SPC	0	12,19
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45x45	242,36	-235,09	SPC	0	11,7

c. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tab.V.7.**Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ ;  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\min}$ [kn]	$M^{\text{corr}}$ [kn.m]	Sollicitation	$A'_S$ cm <sup>2</sup>	$A_S$ cm <sup>2</sup>
RDC et 1 <sup>er</sup>	65x65	-46,88	157,38	SPC	0	6,81
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60x60	-3,04	230,19	SPC	0	12,11
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> ,	55x55	-301,3	129,79	SPC	0	3,22
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50x50	-187,28	154,55	SPC	0	7,47
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45x45	138,64	32,99	SET	0	4,39

- Combinaison : **0,8G+E**

a. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tab.V.8.**Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\max}$ [kn]	$M^{\text{corr}}$ [kn.m]	Sollicitation	$A'_S$ cm <sup>2</sup>	$A_S$ cm <sup>2</sup>
RDC et 1 <sup>er</sup>	65x65	-2463,09	-25,88	SEC	0	0
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60x60	-1942,13	-203,80	SEC	0	0
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> ,	55x55	-1376	-188,36	SEC	0	0
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50x50	-892,88	-143,81	SEC	0	0
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45x45	-553,90	-118,07	SET	1,6	0

b. ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ) :

**Tab.V.9.**Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$M^{\max}$ [kn]	$N^{\text{corr}}$ [kn.m]	Sollicitation	$A'_S$ cm <sup>2</sup>	$A_S$ cm <sup>2</sup>
RDC et 1 <sup>er</sup>	65x65	309,21	-381,74	SPC	0	9,96
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60x60	319,24	-291,88	SPC	0	14,35
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	55x55	298,17	-765,39	SPC	0	9,13
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50x50	249,20	-381,45	SPC	0	12,33
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45x45	216,2	-116,02	SPC	0	6,15

c. ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ ) :

**Tab.V.10.**Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\min}$ [kn]	$M^{\text{corr}}$ [kn.m]	Sollicitation	$A'_S$ cm <sup>2</sup>	$A_S$ cm <sup>2</sup>
RDC et 1 <sup>er</sup>	65x65	-86,1	74,08	SPC	0	2,21
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60x60	30,22	165,25	SPC	0	9,04
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	55x55	-108,59	145,03	SPC	0	6,8
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50x50	-52,25	146,41	SPC	0	8,72
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45x45	180,04	34,12	SEC	0,07	5,1

### V.2.4. Choix des armatures

Tab.V.11.Choix des armatures des poteaux carrés.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (Z.R) (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (Z.C) (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC et 1 <sup>er</sup>	65x65	9,96	38,03	253,5	126,75	10T20+6T16	43,48
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60x60	17,36	32,4	216	108	10T20+6T14	40,66
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	55x55	14,37	27,23	181,5	90,75	10T16+6T14	29,35
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	50x50	12,33	22,5	150	75	10T16 +6T12	26,9
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45x45	11,7	18,23	121,5	60,75	10T16 +6T12	26,9

### V.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}$ ,  $N_{ser}$ ),

Puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

● **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

● **Acier:**

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

$$\text{Fissuration préjudiciable..... } \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(200Mpa; 110\sqrt{\eta ft 28})\right)$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable..... } \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{2}f_e, \max(240Mpa; 90\sqrt{\eta ft 28})\right)$$

Avec :  $\eta=1,6$  pour les aciers HA.

Dans notre cas la fissuration est très considérée préjudiciable, donc  $\bar{\sigma}_s = 201,63MPa$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tab.V.12.** Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{\text{ser}}^{\max}$ (KN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (KN.m)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MP)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC et 1 <sup>er</sup>	65x65	-2884,01	42,57	96,9	201,63	6,6	15	OK
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60x60	-2179,93	-46,09	90,2	201,63	6,23	15	OK
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	55x55	-1647,68	42,75	87,5	201,63	6	15	OK
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	50x50	-1199,73	-42,93	81,5	201,63	5,86	15	OK
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45x45	-782,9	0,962	50,9	201,63	3,41	15	OK

b. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :

**Tab.V.13.** Vérification des contraintes pour les poteaux carrés.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (KN)	$M_{\text{ser}}^{\text{ma}}$ (KN.m)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC et 1 <sup>er</sup>	65x65	-446,33	114,48	121,7	201,63	11,5	15	OK
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60x60	-188,8	-169,37	58,2	201,63	5,73	15	OK
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	55x55	84,68	-1260	82,7	201,63	6,09	15	OK
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	50x50	-629,51	-78,07	67,6	201,63	5,35	15	OK
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45x45	-246,34	94,85	79,8	201,63	8,59	15	OK

### V.2.6. Vérification De L'effort Tranchant

#### a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$  .....Poteaux carré

Où  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$T_u$  : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible  $\bar{\tau}_u$  égale à :

Selon le BAEL 91 [1] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13 f_{c28}, 5MPa)$  .....Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28}, 4MPa)$  .....Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon RPA99 ver.03 [2] :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$  .....si l'élancement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$  .....si l'élancement  $\lambda < 5$

Avec :

$\lambda$ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

$L_f$ : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tab.V.14.** Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	Λ	ρ <sub>d</sub>	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{CBA 93}$ (MPa)	Vérification
RDC	65x65	83,63	0,219	17,75	0,075	1,875	2,50	OK
1 <sup>er</sup>	65x65	83,63	0,219	13,95	0,075	1,875	2,50	OK
2 <sup>ème</sup>	60x60	-87,58	0,270	13,95	0,075	1,875	2,50	OK
3 <sup>ème</sup>	60x60	-87,58	0,270	12,37	0,075	1,875	2,50	OK
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> ,	55x55	73,83	0,271	13,49	0,075	1,875	2,50	OK
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50x50	67,12	0,298	14,84	0,075	1,875	2,50	OK
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45x45	67,45	0,370	16,49	0,075	1,875	2,50	OK

### V.2.7. Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles du **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

- Selon **CBA 93** :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

A<sub>t</sub> : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

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

Ø<sub>t</sub> : Diamètre des armatures transversales.

Ø<sub>l</sub> : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$  ..... si  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$  ..... si  $\lambda_g < 5$

$\lambda_g$  : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$  ..... Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$  ..... Zone courante (zone III).

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau  $\left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 400\text{MPa}$  (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

**Tab.V.15.**Espacement maximale selon RPA99 des poteaux carrés.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Ø <sub>l</sub> (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC et 1 <sup>er</sup>	65x65	10T20+6T16	20	10	20
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60x60	10T20+6T14	20 et 14	10	15
5 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	55x55	10T16+6T14	16 et 14	10	15
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	50x50	10T16+6T12	16 et 12	10	15
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45x45	10T16+6T12	16 et 12	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

**Tab.V.16.** Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	65x65	3,33	5,12	3,75	83,63	N	10	1,2	4T8	2,01
						C	20	2,41	4T10	3,14
1 <sup>er</sup>	65x65	2,62	4,03	3,75	83,63	N	10	1,2	4T8	2,01
						C	15	2,41	4T10	3,14
2 <sup>ème</sup>	60x60	2,62	4,37	3,75	-87,58	N	10	1,36	4T8	2,01
						C	15	2,73	4T10	3,14
3 <sup>ème</sup>	60x60	2,142	3,57	3,75	-87,58	N	10	1,36	4T8	2,01
						C	15	2,73	4T10	3,14
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	55x55	2,142	3,89	3,75	73,83	N	10	1,26	4T8	2,01
						C	15	2,51	4T10	3,14
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50x50	2,142	4,28	3,75	67,12	N	10	1,25	4T8	2,01
						C	15	2,51	4T10	3,14
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45x45	2,142	4,76	3,75	67,45	N	10	1,4	4T8	2,01
						C	15	2,1	4T10	3,14

### V.2.8. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r=50\phi_1$  en zone III.

Pour :

- $\phi=20\text{mm}$ ..... $L_r=100\text{cm}$
- $\phi=16\text{mm}$ ..... $L_r=80\text{cm}$
- $\phi=14\text{mm}$ ..... $L_r=70\text{cm}$
- $\phi=12\text{mm}$ ..... $L_r=60\text{cm}$

### V.2.9. Ferrailage des poteaux de sous-sol

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple,

La section d'armature longitudinale sera donnée par:

$$A_s \geq \left[ \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \quad [1]$$

Avec :

$N_u$ : Effort normal de compression simple pondéré ;

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton tel que  $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$  situation durable ou transitoire ;

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier tel que  $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$  situation durable ou transitoire ;

$\alpha$  : Coefficient de réduction en fonction de  $\lambda$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\text{Poteau carrée } \lambda = \frac{L_f}{i}$$

$L_f$ : longueur de flambement, on prend  $L_f = 0,7L_0$

$i$  : rayon de giration de la section du béton seul avec :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$f_e$  : contrainte limite élastique des aciers  $f_e = 400 \text{ MPa}$

$B_r$  : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérie tel que :

Poteau carré.....  $B_r = (a - 0,02)^2 \text{ [m}^2\text{]}$ .

#### a. Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$$N_{u(RDC)} = 3359,63 \text{ KN}$$

\*Charges permanentes :

- Poids propre du plancher RDC :  $(31,96 \times 6,23) = 199 \text{ KN}$
- Poids des poutres principale :  $(0,35 \times 0,5) \times (3,4 + 3,4) \times 25 = 29,75 \text{ KN}$
- Poids des poutres secondaire :  $(0,3 \times 0,45) \times (2,8 + 1,9) \times 25 = 15,86 \text{ KN}$
- Poids du poteau :  $(0,65 \times 0,65) \times 4,76 \times 25 = 50,28 \text{ KN}$

$$G = 29,88 \text{ KN}$$

- Surcharge du planché « commerce »:  $(St \times Q_{étage}) = 31,96 \times 3,50 = 111,86 \text{ KN}$

$$Q = 111,86 \text{ KN}$$

$$N_{ul} = 1,35G + 1,5Q = 565,89 \text{ KN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$$N_{u(ss)} = N_{u(RDC)} + N_{ul} = 3925,52 \text{ KN}$$

### b. Calcul du ferrailage

Le sous-sol est de section carré  $B = 65 \times 65 \text{ cm}^2$

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 18,76 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 3,74 \times 10^2}{18,76} = 13,96 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,823$$

$$Br = (65 - 2)^2 = 3969 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_s \geq \left( \frac{3925,52 \times 10^3}{0,823} - \frac{3969 \times 10^2}{0,9} \times \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

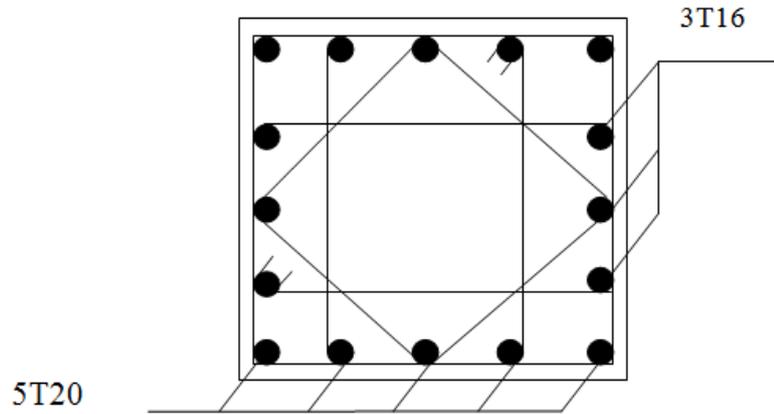
$$A_s \geq 74,18 \text{ cm}^2$$

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous sol sous un effort normal à la base égal à « 4489,84kN » a donné une section inférieure à celle exigée par l' RPA99 v03 ( $A_{S_{min}} = 38,03 \text{ cm}^2$ ),

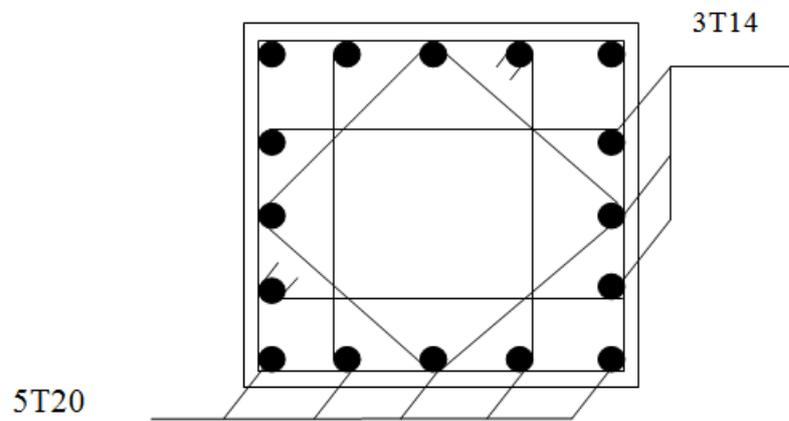
Notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC,

Soit :  $A_s = 10T20+6T16 = 43,48 \text{ cm}^2$

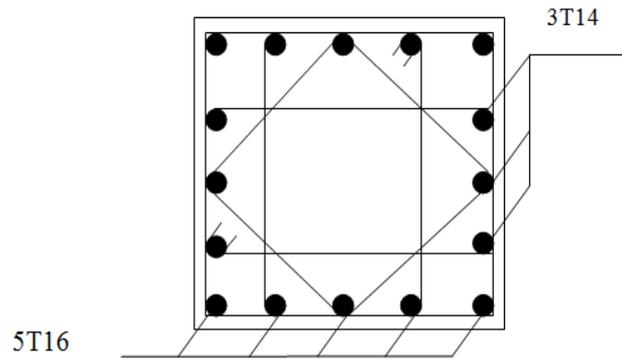
### V.2.10. Schéma de ferrailage des poteaux



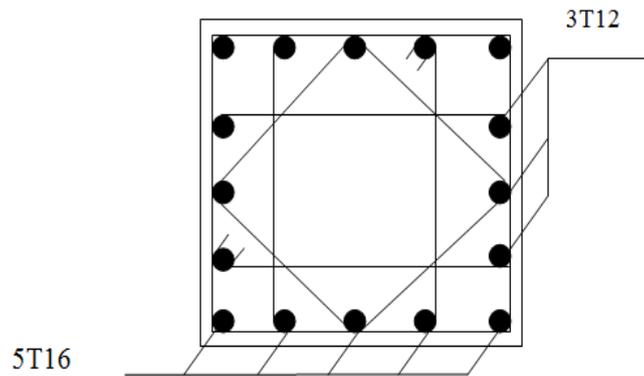
*Poteau de 65cm 10T20+6T16*



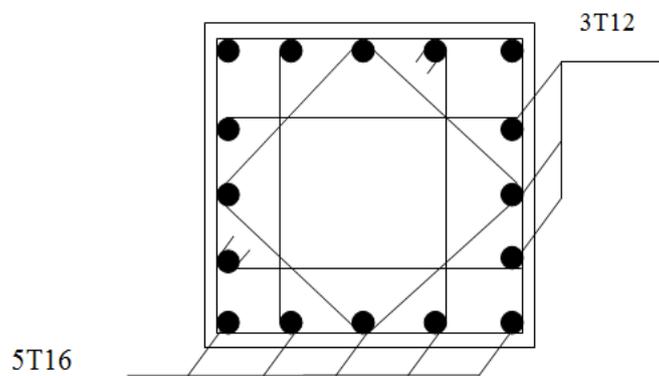
*Poteau de 60cm 10T20+6T14*



*Poteau de 55cm 10T16+6T14*



*Poteau de 50cm 10T16+6T12*



*Poteau de 45cm 10T16+6T12*

- Poteaux circulaire.

### 1. Situation durable

- Combinaison : 1,35G+1,5Q

a. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tab.V.17.**Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\max}$ [kn]	$M^{\text{corr}}$ [kn.m]	Sollicitation	$A_s$ cm <sup>2</sup>
RDC et 1 <sup>er</sup>	65	-2143,07	6,75	SEC	0
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60	-1749,98	-1,42	SEC	0
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> ,	55	-1339,67	-1,32	SEC	0
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50	-935,03	-1,14	SEC	0
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45	-546,33	-0,81	SEC	0

b. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :

**Tab.V.18.**Ferrailages des poteaux en situation durable ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$M^{\max}$ [kn]	$N^{\text{corr}}$ [kn.m]	Sollicitation	$A_s$ cm <sup>2</sup>
RDC et 1 <sup>er</sup>	65	-10,98	-1952,48	SEC	0
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60	-36,5	-1547,85	SEC	0
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> ,	55	-41,57	-1135,40	SPT	0
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50	-42,28	-737,97	SEC	0
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45	-41,41	-172,17	SPT	1,56

c. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tab.V.19.**Ferraillages des poteaux en situation durable ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [ $cm^2$ ]	$N^{\min}$ [ $kn$ ]	$M^{\text{corr}}$ [ $kn.m$ ]	Sollicitation	$A_s$ $cm^2$
RDC et 1 <sup>er</sup>	65	-1238,2	3,35	SEC	0
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60	-1030,64	6,06	SEC	0
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> ,	55	-787,33	6,2	SEC	0
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50	-526,80	4,5	SEC	0
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45	-130	4,16	SEC	0

## 2. Situation accidentelle

- Combinaison : **G+Q+E**

a. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tab.V.20.**Ferraillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [ $cm^2$ ]	$N^{\max}$ [ $kn$ ]	$M^{\text{corr}}$ [ $kn.m$ ]	Sollicitation	$A_s$ $cm^2$
RDC et 1 <sup>er</sup>	65	-2081,56	-86,55	SEC	0
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60	-1620,67	-109,61	SEC	0
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> ,	55	-1145,99	-78,69	SEC	0
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50	-732,86	-104,20	SEC	0
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45	-434,24	-82,7	SET	2,94

b. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :

**Tab.V.21.**Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [ $cm^2$ ]	$M^{\max}$ [ $kn$ ]	$N^{\text{corr}}$ [ $kn.m$ ]	Sollicitation	$A_S$ $cm^2$
RDC et 1 <sup>er</sup>	65	-138,14	-1421,4	SEC	0
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60	155,66	-1075,35	SEC	0
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> ,	55	143,21	-925,57	SEC	0
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50	-114,37	-572,05	SPT	2,52
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45	-82,74	-434,24	SET	2,92

c. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tab.V.22.**Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ ;  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [ $cm^2$ ]	$N^{\min}$ [ $kn$ ]	$M^{\text{corr}}$ [ $kn.m$ ]	Sollicitation	$A_S$ $cm^2$
RDC et 1 <sup>er</sup>	65	-867,64	121	SEC	0
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60	-724,26	125,92	SEC	0
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> ,	55	-555,07	105,89	SEC	0
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50	-372,44	79,59	SPC	1,36
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45	-90,56	50,7	SPC	5,43

- Combinaison : **0,8G+E** :

a. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tab.V.23.**Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\max}$ [kn]	$M^{\text{corr}}$ [kn.m]	Sollicitation	$A_s$ cm <sup>2</sup>
RDC et 1 <sup>er</sup>	65	-985,591	-137,34	SEC	0
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60	-813,34	-111,45	SEC	0
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> ,	55	-619,12	-113,86	SEC	2
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50	-429,18	-92,06	SPT	2,12
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45	-250,89	-72,9	SET	5,19

b. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :

**Tab.V.24.**Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$M^{\max}$ [kn]	$N^{\text{corr}}$ [kn.m]	Sollicitation	$A_s$ cm <sup>2</sup>
RDC et 1 <sup>er</sup>	65	114,07	-419,16	SPC	0,32
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60	137,61	-431,19	SPC	4,6
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	55	142,13	-494,5	SPC	6,19
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50	-105,15	-338,23	SPT	6,53
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45	77,11	-243,46	SPC	6,18

c. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tab.V.25.**Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\min}$ [kn]	$M^{\text{corr}}$ [kn.m]	Sollicitation	$A_s$ cm <sup>2</sup>
RDC et 1 <sup>er</sup>	65	-198	47,23	SEC	0
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60	-220,91	104,82	SPC	5,9
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	55	-217,71	106,91	SPC	7,8
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50	-172,61	80,17	SPC	6,66
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45	-51,57	46,18	SPC	5,75

### V.2.11. Choix des armatures

**Tab.V.26.**Choix des armatures des poteaux circulaires.

Niveaux	D (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\text{max}}$ (Z.C)(cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\text{max}}$ (Z.R) (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_{\text{Sadopté}}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC et 1 <sup>er</sup>	65	0,32	29,86	199,1	99,55	8T20+4T16	33,17
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60	5,9	25,45	169,65	84,82	4T20+8T16	28,65
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	55	7,8	21,38	142,55	71,27	8T16+4T14	22,24
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50	6,53	17,67	117,81	58,9	4T16+8T14	20,36
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45	6,18	14,31	95,43	47,71	8T16	16,08

### V.2.12. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{\text{ser}}$ ,  $N_{\text{ser}}$ )

(Annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

● **Béton** :  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

● **Acier**: Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right)$

Fissuration très préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$

Avec :  $\eta=1,6$  pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s=201,63\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. (Nsermax , Msercorr) :

**Tab.V.27.**Vérifications des contraintes pour les poteaux circulaires.

Niveaux	D [cm]	Nser max (KN)	Mser corr (KN.m)	ASadopté (cm2)	$\sigma_s$ (MPa)	$\Sigma s_{add}$ (MPa)	$\Sigma bc$ (MPa)	$\sigma bc$ (MPa)	Vérific- -ation
RDC et 1 <sup>er</sup>	65	-1546,8	-0,285	31,29	61,72	201,63	4,12	15	ok
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60	-1264,8	-1,03	28,65	59,09	201,63	3,94	15	ok
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	55	-968,55	-0,9714	22,24	54,58	201,63	3,64	15	ok
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50	-676,15	-0,84	20,36	45,67	201,63	3,06	15	ok
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45	-395,21	-0,6	16,08	33,27	201,63	2,23	15	ok

b. (Msermax, Nsercorr) :

**Tab.V.28.**Vérifications des contraintes pour les poteaux circulaires.

Niveaux	D [cm]	Nsercorr (KN)	Mser max (KN.m)	AS adopté (cm2)	$\sigma_s$ MPa	$\sigma_s$ add (MPa)	$\Sigma bc$ (MPa)	$\sigma bc$ (MPa)	Vérific- -ation
RDC et 1 <sup>er</sup>	65	-1410,17	-8,23	31,29	59,56	201,63	3,99	15	ok
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60	-1118,93	-26,76	28,65	65,58	201,63	4,47	15	ok
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	55	-820,97	-30,52	22,24	66,29	201,63	4,59	15	ok
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50	-533,72	-31,05	20,36	62,59	201,63	4,42	15	ok
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45	-124,70	-30,42	16,08	60,98	201,63	4,78	15	ok

### V.2.13. Vérification de L'effort Tranchant

#### a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que ;

$$\tau_u = \frac{T_u}{R^2 \sqrt{2}} \leq \bar{\tau}_u \quad \dots\dots\dots \text{Poteaux circulaire.}$$

Où  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement ;

$T_u$  : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée ;

$b$  : la largeur de la section étudiée ;

$d$  : la hauteur utile ;

$R$  : Rayon de la section du poteau.

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible  $\bar{\tau}_u$  égale à :

- Selon le BAEL [1]

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13 f_{c28}, 5\text{MPa}) \quad \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible ;}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28}, 4\text{MPa}) \quad \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

- Selon RPA99 version 2003[2]

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda < 5$$

$\lambda$ : L'élancement du poteau ;

$i$  : Rayon de giration ;

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée ;

$B$  : Section du poteau ;

$L_f$  : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tab.V.29.**Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux circulaires.

Niveaux	D (cm)	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	Λ	ρ <sub>d</sub>	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{CBA\ 93}$ (MPa)	Vérification
RDC	65	1,21	0,008	20,5	0,075	1,875	2,50	OK
1 <sup>er</sup>	65	4,46	0,003	16,2	0,075	1,875	2,50	OK
2 <sup>ème</sup>	60	4,27	0,0034	17,55	0,075	1,875	2,50	OK
3 <sup>ème</sup>	60	6,66	0,052	14,28	0,075	1,875	2,50	OK
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	55	5,73	0,054	15,58	0,075	1,875	2,50	OK
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50	26,93	0,304	17,14	0,075	1,875	2,50	OK
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45	23,09	0,323	19,04	0,075	1,875	2,50	OK

### b. Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du CBA 93 et celles du RPA99 version 2003, elles sont données comme suit :

- Selon CBA 93

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

At : Section d'armatures transversales ;

b: Largeur de la section droite ;

h: Hauteur de la section droite ;

St : Espacement des armatures transversales ;

Øt : Diamètre des armatures transversales ;

Øl : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA99 version 2003

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

$A_t$  : Section d'armatures transversales ;

$S_t$  : Espacement des armatures transversales ;

$T_u$  : Effort tranchant à l'ELU ;

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales ;

$h$  : Hauteur totale de la section brute ;

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a=2,5$ .....si  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a=3,75$ .....si  $\lambda_g < 5$

$\lambda_g$  : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$ .....Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$  .....Zone courante (zone III).

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau  $\left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e=400\text{MPa}$  (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

**Tab.V.30.**Espacement maximales selon RPA99des poteaux circulaires.

Niveaux	D [cm]	Barres	Øl (mm)	St (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC et 1 <sup>er</sup>	65	8T20+4T16	20 et 16	10	20
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	60	4T20+8T16	20 et 16	10	20
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	55	8T16+4T14	16 et 14	10	15
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50	4T16+8T14	16 et 14	10	15
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45	8T16	16	10	20

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

**Tab.V.31.**Choix des armatures transversales pour les poteaux circulaires.

Niveaux	D (cm)	Lf (m)	λg (%)	ρa	Tumax (kN)	Zone	St (cm)	Atcal (cm <sup>2</sup> )	Choix	Asadp (cm <sup>2</sup> )
RDC	65	3,33	5,12	2,5	1,21	N	10	0,12	4T8	2,01
						C	20	0,17	4T8	2,01
1 <sup>er</sup>	65	2,632	4,05	3,75	4,46	N	10	0,64	4T8	2,01
						C	20	0,96	4T8	2,01
2 <sup>ème</sup>	60	2,632	4,39	3,75	4,27	N	10	0,67	4T8	2,01
						C	20	0,13	4T8	2,01
3 <sup>ème</sup>	60	2,142	3,57	3,75	6,66	N	10	0,1	4T8	2,01
						C	20	0,21	4T8	2,01
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	55	2,142	3,9	3,75	5,73	N	10	0,98	4T8	2,01
						C	15	0,15	4T8	2,01
6 <sup>ème</sup> , et 7 <sup>ème</sup>	50	2,142	4,29	3,75	26,93	N	10	0,52	4T8	2,01
						C	15	0,76	4T8	2,01
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	45	2,142	4,76	2,5	23,09	N	10	0,32	4T8	2,01
						C	20	0,64	4T8	2,01

**V.2.14. Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r=50\phi_1$  en zone III.

Pour :

- $\phi=20\text{mm} \dots \dots \dots L_r=100\text{cm}$
- $\phi=16\text{mm} \dots \dots \dots L_r=80\text{cm}$
- $\phi=14\text{mm} \dots \dots \dots L_r=70\text{cm}$

**V.2.15. Poteau sous sol circulaire****a. Calcul de l'effort normal pondéré**

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$$N_u(\text{RDC})= 2081,56\text{KN}$$

Charges permanentes

- Poids propre du plancher terrasse :  $(23,5 \times 7,44) = 175\text{KN}$
- Poids des poutres principales :  $(0,35 \times 0,5) \times (1,275) \times 25 = 5,8\text{KN}$
- Poids des poutres secondaire :  $(0,3 \times 0,45) \times (2,4 + 2,4) \times 25 = 18\text{KN}$
- Poids du poteau :  $(4,76 - 0,45) \times 25 \times \frac{\pi \times 0,65^2}{4} = 35,75 \text{ kN}$

$$G=234,55\text{kN}$$

Surcharge d'exploitation :  $Q=3,5 \times 23,5 = 113,75\text{kN}$

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 487,27 \text{ KN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$$N_u(\text{ss}) = N_u(\text{RDC}) + N_{u1} = 2568,83\text{kN}$$

**b. Calcul du ferrailage**

Le sous-sol est de section circulaire  $D= 65 \text{ cm}$

$$i = \frac{D}{4} = 16,25\text{cm}$$

$$\lambda = \frac{4 \times 0,7 \times 3,74 \times 10^2}{65} = 16,11 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,815$$

$$B_r = \pi \times (65 - 2)^2 / 4 = 3117,25 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_s \geq \left( \frac{2568,83 \times 10^3}{0,824} - \frac{3117,25 \times 10^2}{0,9} \times \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

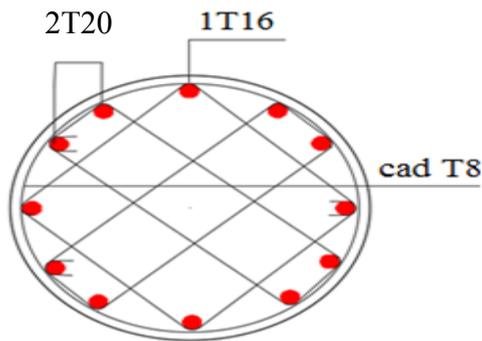
$$A_s \geq -76,36 \text{ cm}^2$$

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol sous un effort normal à la base égal à « 2528,94 » KN a donné une section inférieure à celle exigée par l'RPA99 version 2003 ( $A_{smin} = 29,86 \text{ cm}^2$ ),

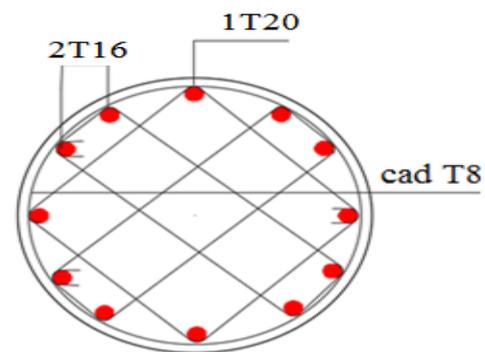
Notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC, soit :

$$A_s = 8T20 + 4T14 = 31,28 \text{ cm}^2.$$

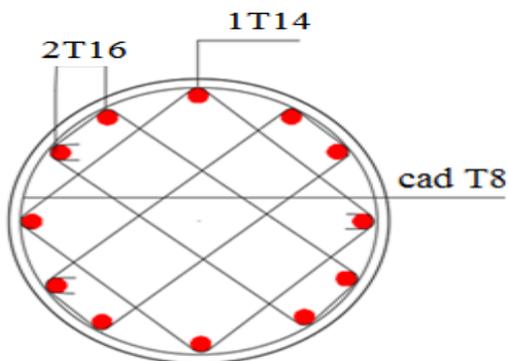
### V.2.16. Schéma de ferrailage des poteaux



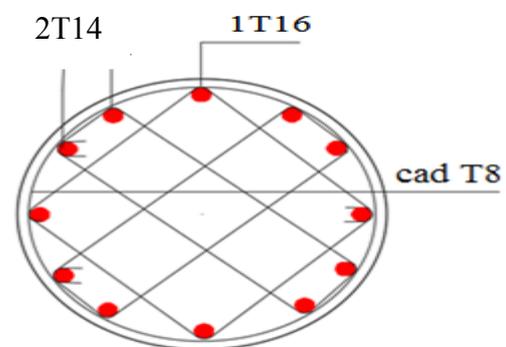
**D=65cm 8T20+4T16**  
Poteaux Sous sol, RDC et 1<sup>ère</sup>  
étages.



**D=60cm 4T20+8T16**  
Poteaux 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> étages.

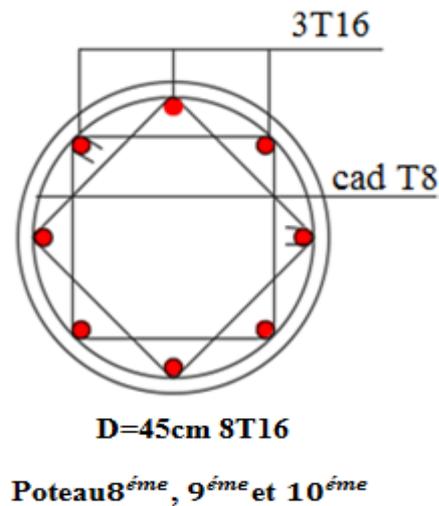


**D=55cm 8T16+4T14**  
Poteaux 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages.



**D=50cm 4T16+8T14**  
Poteaux 6<sup>ème</sup>, et 7<sup>ème</sup> étages.





### V.3. Ferrailage des poutres

#### V.3.1. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les situations suivantes :

##### a. Selon CBA 93 :

Situation durable

- E.L.U:  $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S:  $G + Q$

##### b. Selon RPA 99

Situation accidentelle

- $G + Q \pm E$

#### V.3.2. Recommandations du R.P.A99

##### a. Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

\*4% en Zone courante.

\*6% en Zone nodale.

- ✦ Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✦ La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \phi$  en Zone III

### **b. Armatures transversales**

La quantité d'armatures transversales est donnée par :  $A_t = 0,003 \cdot b \cdot St$ .

**b** : largeur de la poutre.

**St** : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

\* $St \leq h/2$  en Zone courante.

\* $St \leq \min (h/4 ; 12 \phi)$  en zone nodale.

1- et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

### **V.3.3. Calcul de ferrailage**

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les moments adoptés sont résumés dans les Tableaux suivants :

### 1. Poutre porteuse (35x50) cm :

❖ Situation durable : 1.35G+1.5Q

**Tab.V.32.**Ferrailage des poutres porteuse (35cx50) cm.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
Etage bureaux	35x50	Travée	123,36	8,45	0
		Appui	-247,24	0	18,56
Etage habitation	35x50	Travée	113,04	7,70	0
		Appui	-217,12	0	15,9
Terrasse	35x50	Travée	90,27	6,62	0
		Appui	-163,64	0	11,52

❖ Situation durable: G+Q

**Tab.V.33.**Ferrailage des poutres porteuse (35x50) cm.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
Etage bureaux	35x50	Travée	88,57	5,94	0
		Appui	-177,6	0	12,62
Etage habitation	35x50	Travée	81,98	5,23	0
		Appui	-157,21	0	11,02
Terrasse	35x50	Travée	66	4,76	0
		Appui	-119,47	0	8,17

❖ Situation accidentelle : **G+Q+E**

**Tab.V.34.**Ferrailage des poutres porteuse (35x50) cm.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
Etage bureaux	35x50	Travée	144,08	10,01	0
		Appui	-236,1	0	17,55
Etage habitation	35x50	Travée	160,62	11,28	0
		Appui	-226,50	0	16,71
Terrasse	35x50	Travée	68,49	4,96	0
		Appui	-152	0	10,61

## 2. Poutre de chaînage (35x50) cm :

❖ Situation durable : **1.35G+1.5Q**

**Tab.V.35.**Ferrailage des poutres de chaînage (35x50) cm.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
Etage bureaux	35x50	Travée	96,64	6,51	0
		Appui	-162,23	0	11,41
Etage habitation	35x50	Travée	91,28	6,13	0
		Appui	-145,36	0	10,11
Terrasse	35x50	Travée	98,1397	6,62	0
		Appui	-157,79	0	11,06

❖ Situation durable: **G+Q**

**Tab.V.36.**Ferrailage des poutres de chaînage (35x50) cm

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
<b>Etage bureaux</b>	35x50	Travée	69,40	4,6	0
		Appui	-116,5	0	7,95
<b>Etage habitation</b>	35x50	Travée	66,2	4,38	0
		Appui	-105,42	0	7,14
<b>Terrasse</b>	35x50	Travée	71,70	4,76	0
		Appui	-115,33	0	7,86

❖ Situation accidentelle : **G+Q+E**

**Tab.V.37.**Ferrailage des poutres de chaînage (35x50) cm.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
<b>Etage bureaux</b>	35x50	Travée	126,93	8,72	0
		Appui	-130,05	0	8,95
<b>Etage habitation</b>	35x50	Travée	143,85	9,99	0
		Appui	-140,71	0	9,75
<b>Terrasse</b>	35x50	Travée	74,55	3,12	0
		Appui	-127,9	0	8,79

### 3. Poutre non porteuse (30x45) cm :

❖ Situation durable : 1.35G+1.5Q

**Tab.V.38.**Ferrailage des poutres non porteuse (30x45) cm.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
Etage bureaux	30x45	Travée	39,1	2,02	0
		Appui	-86,47	0	5,59
Etage habitation	30x45	Travée	38	2,48	0
		Appui	-95,58	0	6,44
Terrasse	30x45	Travée	48,75	3,2	0
		Appui	-57,29	0	3,77

❖ Situation durable : G+Q

**Tab.V.39.**Ferrailage des poutres non porteuse (30x45) cm

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
Etage bureaux	30x45	Travée	28,13	1,82	0
		Appui	-62,21	0	4,11
Etage habitation	30x45	Travée	27,56	1,79	0
		Appui	-68,08	0	4,51
Terrasse	30x45	Travée	35,89	2,34	0
		Appui	-42,00	0	2,74

❖ Situation accidentelle : **G+Q+E**

**Tab. V.40.** Ferrailage des poutres non porteuse (30x45) cm.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
<b>Etage bureaux</b>	30x45	Travée	48,33	3,17	0
		Appui	-105,12	0	7,12
<b>Etage habitation</b>	30x45	Travée	56,39	3,71	0
		Appui	-99,23	0	6,7
<b>Terrasse</b>	30x45	Travée	41,29	2,7	0
		Appui	-80,88	0	5,4

#### 4. Poutre inclinée (30x45) cm :

❖ Situation durable : **1.35G+1.5Q**

**Tab.V.41.**Ferrailage des poutres inclinée (30x45) cm.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
<b>Etage bureaux</b>	30x45	Travée	11,6	0,84	0
		Appui	-12,4	0	0,9
<b>Etage habitation</b>	30x45	Travée	67,67	5,1	0
		Appui	-31,18	0	2,3
<b>Terrasse</b>	30x45	Travée	25,2	1,85	0
		Appui	-31	0	2,28

❖ Situation durable : G+Q

**Tab.V.42.**Ferrailage des poutres inclinée (30x45) cm.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
Etage bureaux	30x45	Travée	8,38	0,61	0
		Appui	-9	0	0,65
Etage habitation	30x45	Travée	20,08	1,47	0
		Appui	-22,68	0	1,66
Terrasse	30x45	Travée	19	1,39	0
		Appui	-22,6	0	1,65

❖ Situation accidentelle : G+Q+E

**Tab.V.43.**Ferrailage des poutres inclinée (30x45) cm.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
Etage bureaux	30x45	Travée	49	3,66	0
		Appui	-50,6	0	3,79
Etage habitation	30x45	Travée	59,58	4,49	0
		Appui	-63,75	0	4,83
Terrasse	30x45	Travée	45,38	3,38	0
		Appui	-51,15	0	3,83

### V.3.4. Choix des armatures

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

#### 1. Poutre porteuse (35x50) cm

Tab.V.44.Ferrailage des poutres porteuse (35x50) cm.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZC) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZR) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Etage bureau	35x50	Travée	144,0782	70	105	8,75	10,01	4T20	12,57
		Appui	-247,24				18,56	4T20+4T14	18,73
Etage habitation	35x50	Travée	160,62	70	105	8,75	11,28	4T20	12,57
		Appui	-226,50				16,71	4T20+4T14	18,73
Terrasse	35x50	Travée	90,27	70	105	8,75	6,62	2T20+2T14	9,36
		Appui	-163,64				11,52	4T20	12,57

#### 2. Poutre de chaînage (35x50) cm

Tab.V.45.Choix des armatures pour les poutres de chaînage (35x50) cm.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZC) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZR) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Etage bureau	35x50	Travée	126,93	70	105	8,75	8,72	2T20+2T16	10,3
		Appui	-162,23				11,41	4T20	12,57
Etage habitation	35x50	Travée	143,85	70	105	8,75	9,99	2T20+2T16	10,3
		Appui	-145,36				10,11	4T20	12,57
Terrasse	35x50	Travée	98,14	70	105	8,75	6,62	2T20+2T16	10,3
		Appui	-157,8				11,06	4T20	12,57

### 3. Poutre non porteuse (30x45) cm

Tab.V.46.Choix des armatures pour les poutres non porteuse (30x45) cm.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZC) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZR) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Etage commerce	30x45	Travée	48,33	70	105	8,75	3,17	2T20+2T14	9,36
		Appui	-105,12				7,12	2T20+2T14	9,36
Etage habitation	30x45	Travée	56,39	70	105	8,75	3,71	2T20+2T14	9,36
		Appui	-99,23				6,7	2T20+2T14	9,36
Terrasse	30x45	Travée	48,75	70	105	8,75	3,2	2T20+2T14	9,36
		Appui	-80,88				5,4	2T20+2T14	9,36

### 4. Poutre inclinée (30x45) cm

Tab.V.47.Choix des armatures pour les poutres inclinée (30x45) cm.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZC) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZR) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Etage commerce	30x45	Travée	49	70	105	8,75	3,66	2T20+2T14	9,36
		Appui	-50,6				3,79	2T20+2T14	9,36
Etage habitation	30x45	Travée	67,67	70	105	8,75	5,1	2T20+2T14	9,36
		Appui	-63,75				4,83	2T20+2T14	9,36
Terrasse	30x45	Travée	45,38	70	105	8,75	3,38	2T20+2T14	9,36
		Appui	-51,15				3,83	2T20+2T14	9,36

#### V.3.5. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} [1]$$

Avec :

$$f_{t28}=2.1\text{MPa} ; f_e=400\text{Mpa}$$

**Tab.V.48.**Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm2)	$A_{s(min)}^{choisi}$ (cm2)	$A_s^{min}$ (cm2)	Vérification
35x50	10,3	1,9	Vérifiée
35x50	9,36	1,9	Vérifiée
30x45	9,36	1,47	Vérifiée
30x45	9,36	1,47	Vérifiée

### V.3.6. Vérification vis à vis de l'ELS

#### 1. Poutre porteuse (35x50) cm

**Tab.V.49.**Vérification des poutres porteuse (35x50) cm à l'ELS.

Niveaux	Position	$M_{ser}$ (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Etage bureaux	Travée	88,57	47,4	201.63	4,86	15	OK
	Appui	-177,6	95		9,75		
Etage habitation	Travée	81,98	43,5	201.63	4,5	15	OK
	Appui	-157,21	84,1		8,63		
Terrasse	Appui	66	36,4	201.63	4,24	15	OK
	Appui	-119,47	65,9		7,68		

## 2. Poutre de chaînage (35x50) cm

Tab.V.50. Vérification des poutres de chaînage (35x50) cm à l'ELS.

Niveaux	Position	$M_{ser}$ (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Etage bureaux	Travée	69,40	43,7	201.63	4,64	15	OK
	Appui	-116,5	73,3		7,79		
Etage habitation	Travée	66,2	42,4	201.63	4,29	15	OK
	Appui	-105,42	67,3		6,8		
Terrasse	Appui	71,70	45,2	201.63	4,85	15	OK
	Appui	-115,33	72,8		7,8		

## 3. Poutre non porteuse (30x45) cm

Tab.V.51. Vérification des poutres non porteuse (30x45) cm à l'ELS.

Niveaux	Position	$M_{ser}$ (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Etage commerce	Travée	28,13	24,13	201.63	2,61	15	OK
	Appui	-62,21	54,5		5,77		
Etage habitation	Travée	27,56	24,2	201.63	2,56	15	OK
	Appui	-68,08	59,7		6,32		
Terrasse	Travée	35,89	31,5	201.63	3,33	15	OK
	Appui	-42,00	36,8		3,9		

#### 4. Poutre inclinée (30x45) cm

Tab.V.52.Vérification des poutres inclinées (30x45) cm à l'ELS.

Niveaux	Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
Etage commerce	Travée	8,38	7,34	201.63	0,78	15	OK
	Appui	-9	7,89		0,84		
Etage habitation	Travée	20,08	17,6	201.63	1,86	15	OK
	Appui	-22,68	19,9		2,1		
Terrasse	Travée	19	16,7	201.63	1,76	15	OK
	Appui	-22,6	19,3		2,05		

#### V.3.7.Vérification thermique

Le règlement **CBA 93** exige une vérification thermique par une étude thermique pour toutes structures ayant des dimension en plan supérieure a 25cm.

Sous l'effet de la variation de la température l'allongement ou la rétrécissement de l'élément est donne par la formule suivent :

$$\Delta L = \alpha \cdot l_0 \Delta T \dots\dots 1$$

$$\zeta = \Delta L / l_0 \dots\dots 2$$

On substitue l'équation 2 dans l'équation 1 on obtient :

$$\zeta = \alpha \cdot \Delta T \dots\dots 3$$

La contrainte est évaluée par la loi de HOOKE qui est valable que dans le domaine élastique son expression

$$\sigma = E \cdot \zeta \dots\dots 4$$

On remplace les paramétrés de l'équation 3 dans l'équation 4 on obtient :

$$\sigma = E \cdot \alpha \cdot \Delta T \dots\dots 5$$

L : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température ΔT=10°C.

α : Coefficient de dilatation thermique α=10<sup>-5</sup>.

l<sub>0</sub> : Longueur de la poutre.

σ: Contrainte thermique.

E : Module de young E=32164,2 MPA.

Donc :  $\sigma = 32164,2 \times 10^{-5} \times 10 = 3,22 \text{ MPa}$

- Poutre de rive porteuse (35x50) cm :

Tab.V.53.Vérification thermique des poutres de rive porteuse (35x50) cm a L'ESL.

Niveaux	Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc} + \sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Etage bureaux	Travée	20,372	74,8	201.63	4,91	15	OK
	Appui	-33,16	82,4		3,22		
Etage habitation	Travée	71,56	66,6	201.63	9,15	15	OK
	Appui	-133,79	104,9		3,5		
Terrasse	Appui	39,920	43,9	201.63	7,38	15	OK
	Appui	-80,53	198,2		3,22		

- Poutre non porteuse (30x45) cm

Tab.V.54.Vérification thermique des poutres non porteuse (35x50) cm a L'ESL.

Niveaux	Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc} + \sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Etage commerce	Travée	17,038	26,3	201.63	5,83	15	OK
	Appui	-44,31	188,6		3,22		
Etage habitation	Travée	14,59	22,5	201.63	5,46	15	OK
	Appui	-30,56	196,3		3,22		
Terrasse	Travée	/	/	201.63	/	15	/
	Appui	/	/		/		

### V.3.8. Vérification de l'effort tranchant

#### a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$T_u$  : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$  (Fissuration préjudiciable). Selon le **BAEL 91 modifié**

99

### 1. Poutre porteuse (35x50) cm

**Tab.V.55.** Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres porteuse (35x50) cm.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u^{\max}$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage bureaux	35x50	212,05	1,35	2,5	OK
	35x50	-211,07	1,34	2,5	OK
Etage habitation	35x50	186,71	1,19	2,5	OK
	35x50	-183,21	1,16	2,5	OK
Terrasse	35x50	143,37	0,91	2,5	OK
	35x50	-142,73	0,9	2,5	OK

### 2. Poutre de chaînage (35x50) cm

**Tab.V.56.** Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres de chaînage (35x50) cm.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u^{\max}$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage bureaux	35x50	141,81	0,9	2.5	OK
	35x50	-142,07	0,9	2.5	OK
Etage habitation	35x50	124,29	0,79	2.5	OK
	35x50	-124,46	0,79	2.5	OK
Terrasse	35x50	131,97	0,84	2.5	OK
	35x50	-131,87	0,84	2.5	OK

### 3. Poutre non porteuse (30x45) cm

**Tab. V.57.** Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres non porteuse (30x45) cm.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Vérification
Etage commerce	30x45	135,78	1,12	2,5	OK
	30x45	-127,714	1,05	2,5	OK
Etage bureau	30x45	118,61	0,98	2,5	OK
	30x45	-110,67	0,91	2,5	OK
Terrasse	30x45	37,37	0,31	2,5	OK
	30x45	-35,61	0,29	2,5	OK

### 4. Poutre inclinée (30x45) cm

**Tab.V.58.** Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres inclinées (30x45) cm.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Vérification
Etage commerce	30x45	4,94	0,04	2,5	OK
	30x45	-4,88	0,04	2,5	OK
Etage bureau	30x45	12,24	0,1	2,5	OK
	30x45	-11,37	0,094	2,5	OK
Terrasse	30x45	11,46	0,094	2,5	OK
	30x45	-11,53	0,095	2,5	OK

#### V.3.9. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ( $f_e=400\text{MPa}$ ).

- Selon le BAEL 91 modifié 99 :  $\rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K=1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$
- Selon le RPA 99 version 2003 :  $\rightarrow \begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

Avec :  $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_i; \frac{b}{10}\right)$

On prend :  $\phi_t = 8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tab.V.59.**Calcul des armatures transversales.

Sens	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
				S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm) ZC	S <sub>t</sub> (cm) ZN	ZN	ZC		
<b>Poutre principale</b>	35x50	212,05	1,35	40	25	15	15	25	3,67	4T10
<b>Poutre de chainage</b>	35x50	142,07	0,9	40	25	15	15	25	2,44	4T10
<b>Poutre secondaire</b>	30x45	135,78	1,12	36,45	22,5	15	15	22,5	2,34	4T10
<b>Poutre incliné</b>	30x45	11,53	0,095	36,45	22,5	15	15	22,5	0,18	4T10

**V.3.10. Recouvrement des armatures longitudinales**

$L_r=50\varnothing$  (zone III).  $L_r$  : Longueur de recouvrement.

On a :

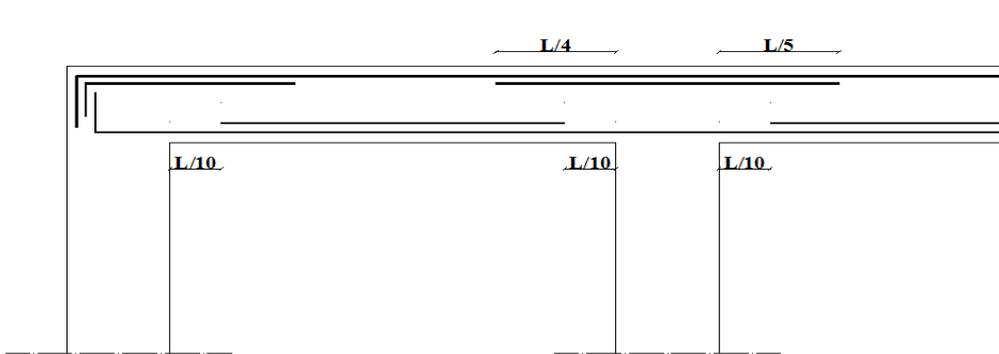
- a.  $\varnothing=20\text{mm} \dots\dots\dots L_r=100\text{cm}$
- b.  $\varnothing=16\text{mm} \dots\dots\dots L_r=80\text{cm}$
- c.  $\varnothing=14\text{mm} \dots\dots\dots L_r=70\text{cm}$

**V.3.11. Arrêt des barres**

Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$

$$\text{Armatures supérieures : } h' \geq \begin{cases} \frac{L^{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec :  $L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$



**Fig. V.1.** Arrêt des barres.

**V.3.12. Vérification de la flèche**

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$ .

Tel que :

$$\text{Tel que : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

$$\text{Poutre porteuse (35x50) cm : } f_{adm} = 0,5(\text{cm}) + \frac{680}{1000} = 1,18\text{cm}$$

$$\text{Poutre de chainage (35x50) cm: } f_{adm} = 0,5(\text{cm}) + \frac{680}{1000} = 1,18\text{ cm}$$

$$\text{Poutre non porteuse (30x45) cm: } f_{adm} = 0,5(\text{cm}) + \frac{640}{1000} = 1,14\text{cm}$$

$$\text{Poutre incliné (30x45) cm: } f_{adm} = \frac{480}{500} = 0,96\text{cm}$$

$f_i$  : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$  : La flèche due aux charges de longues durée.

**- Calcul de la flèche due aux déformations différées**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}}$$

**- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}}$$

**Remarque**

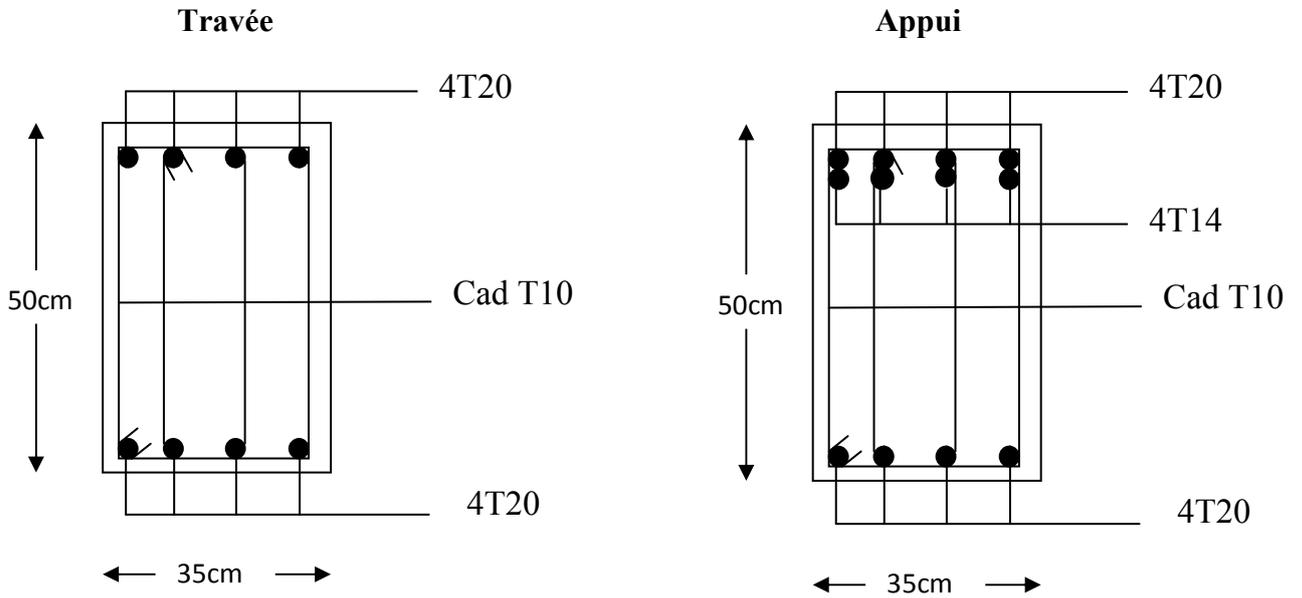
La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tab.V.60.**Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

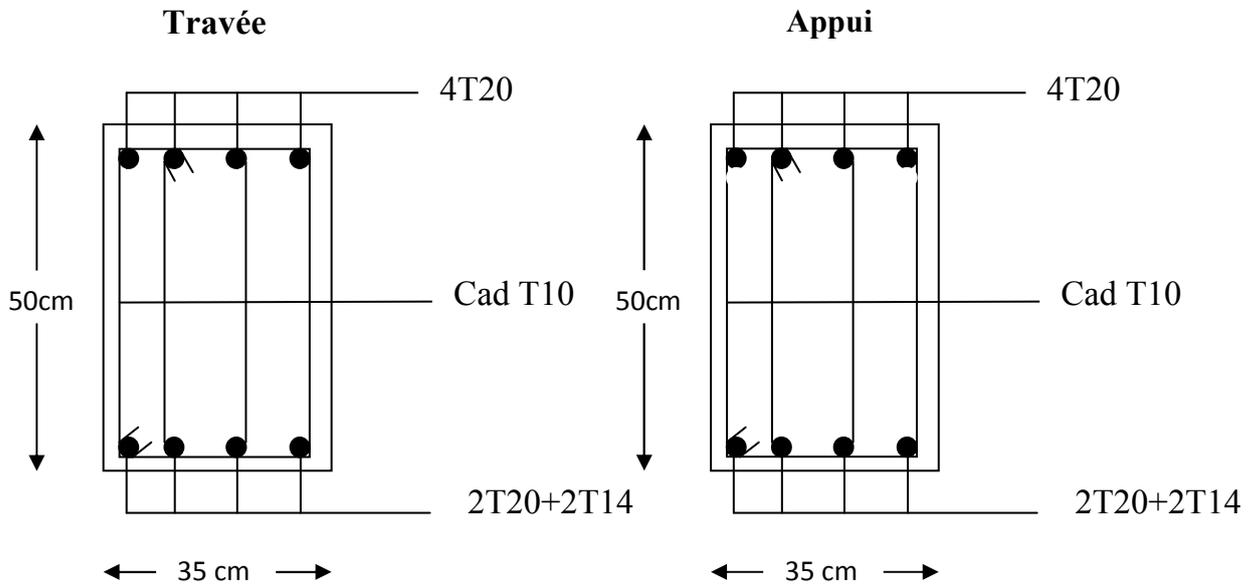
Cas	Section (cm <sup>2</sup> )	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	Vérification
<b>Porteur</b>	35x50	8,967	11,8	OK
		5,56	10,46	OK
<b>Poutre de chainage</b>	35x50	5,54	10,7	OK
		3,8	10,7	OK
<b>Non Porteur</b>	30x45	2,35	6,06	OK
		2,81	6,06	OK
<b>Poutre incliné</b>	30x45	2	6,32	OK

**V.3.13. Schéma de ferraillage des poutres**



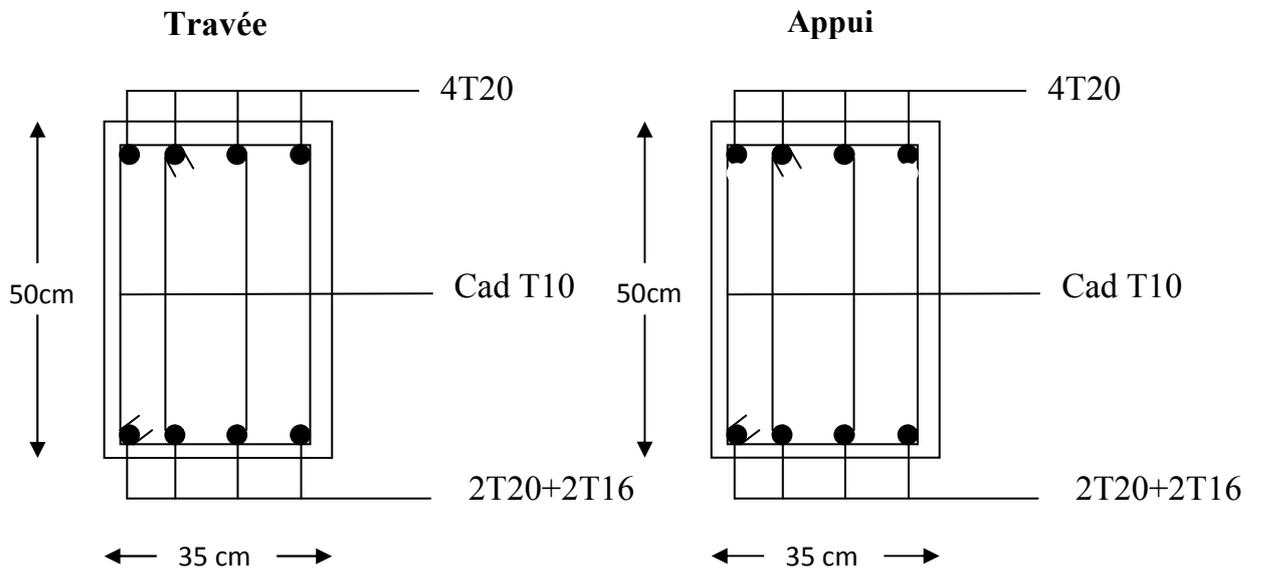
**Poutre principale (35× 50) cm**

**Etage bureaux+ habitation.**

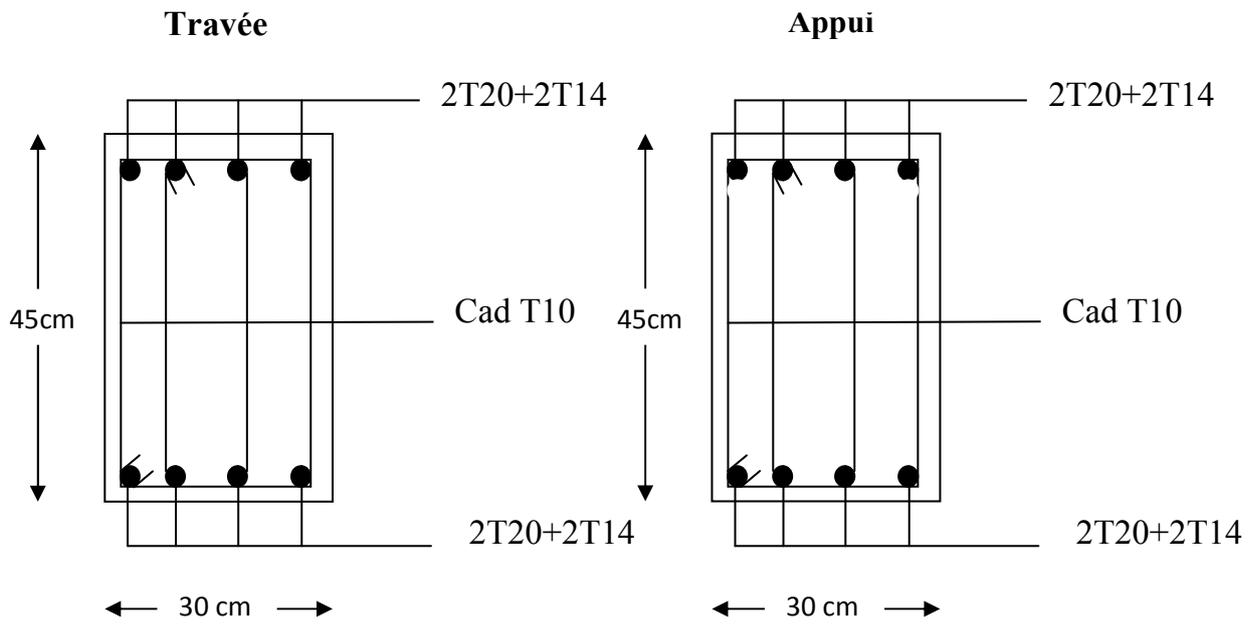


**Poutre principal (35× 50) cm**

**Terrasse.**



**Poutre de chaînage (35× 50) cm.**



**Poutre secondaire et incliné (30× 45) cm**

## V.4. Ferrailage des voiles

### V.4.1. Généralités

Les voiles sont des éléments porteurs en béton armé ayant pour rôle d'assurer le contreventement de la structure en présence des efforts horizontaux dus au séisme et au vent, de reprendre et transmettre une partie des charges verticales.

Le voile est sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

### V.4.2. Ferrailage des voiles

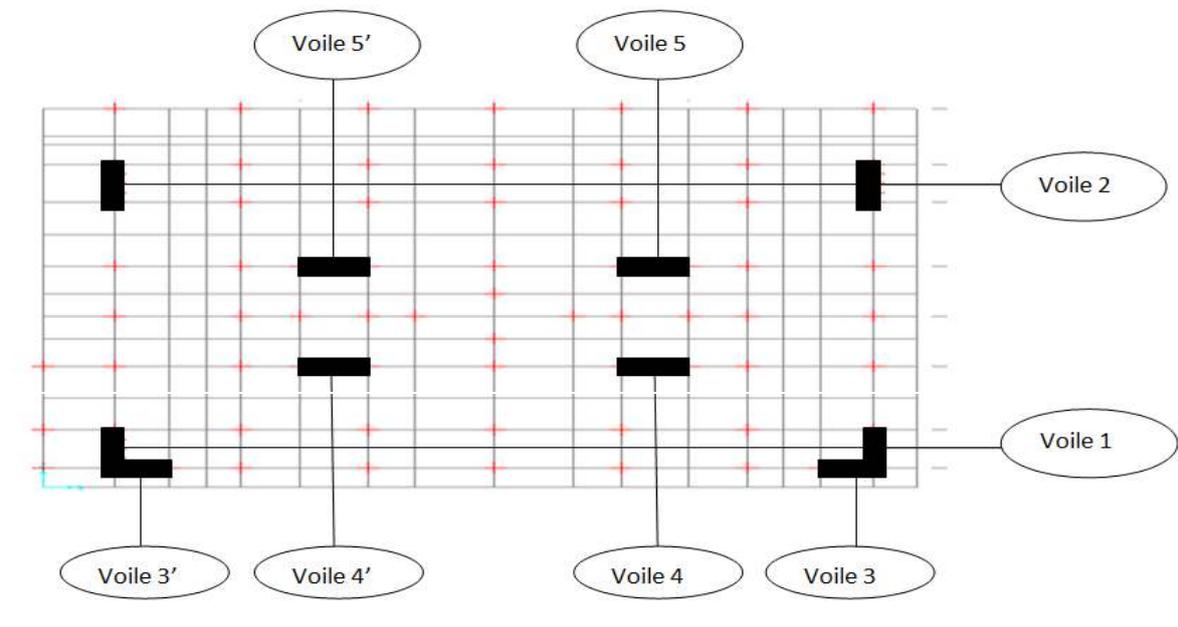


Fig.V.2.Disposition des voiles dans la structure.

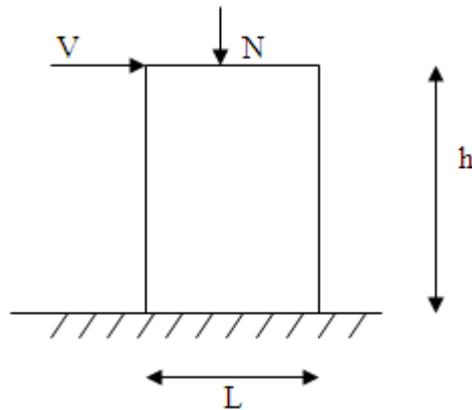
Le ferrailage de ces voiles est déterminé par la méthode des contraintes.

#### ➤ Procédure de ferrailage

##### • Introduction

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base.

La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.



**Fig. V.3.** Section rectangulaire, soumise à la flexion composée.

Le voile est donc sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{v0}$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_v$ )
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage  $\rho_H$
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

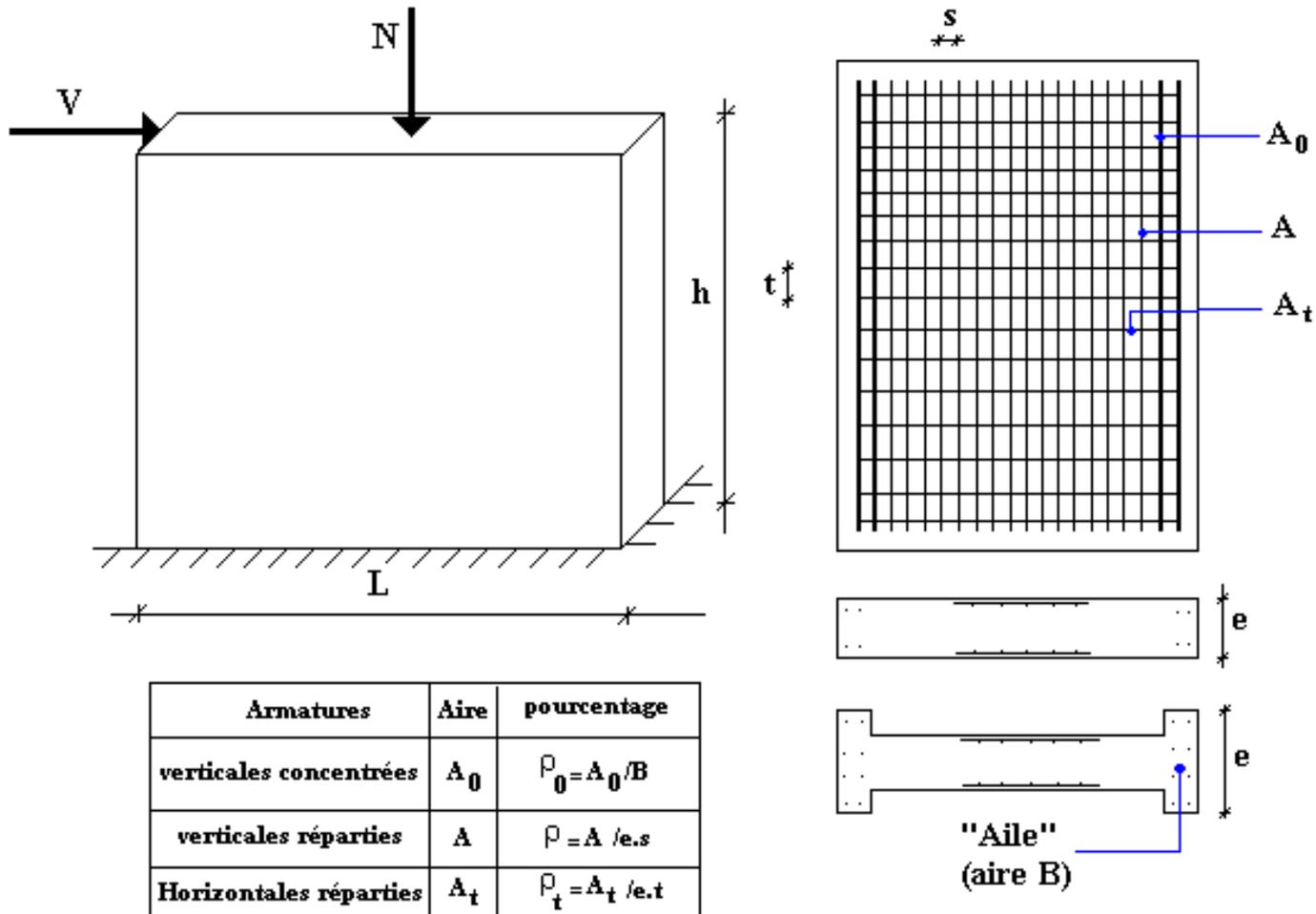


Fig. V.4. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

➤ **Préconisation du BAEL91**

• **Justifications sous sollicitations normales**

a. **Conditions d'application**

- La longueur d du mur :  $d \geq 5a..$
- L'épaisseur a du mur :
  - $a \geq 10\text{cm}$  Pour les murs intérieurs.
  - $a \geq 12\text{cm}$  Pour les murs extérieurs comportant une protection.
  - $a \geq 15\text{cm}$  Pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique  $\lambda$  :  $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r :  $r \geq 3a$

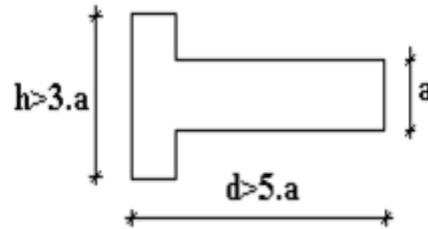


Fig. V.5. Définition de l'élément mur.

**b. Longueur de flambement:** (murs non raidi latéralement)

Soit :

$l$ : La hauteur libre du mur;

$l_f$ : La longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

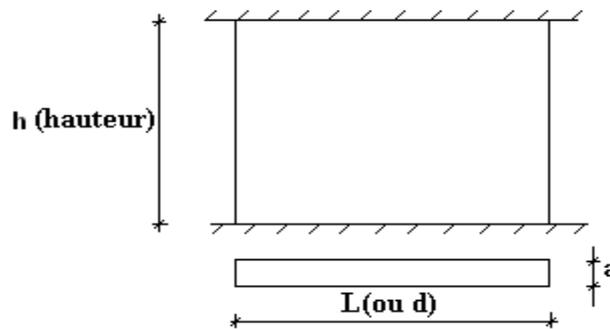


Fig. V.6. Mur encastré.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de  $l_f$  déduit de la hauteur libre du mur  $l$ , en fonction de ses liaisons avec le

plancher. Les valeurs du rapport  $\left(\frac{l_f}{l}\right)$  sont données par le tableau suivant :

Tab.V.61.Valeurs de  $(l_f/l)$ .

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élançement mécanique  $\lambda$  se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

✓ **Effort de compression en ELU [8]**

Soient :

$l_f$ : longueur de flambement calculée en (b)

$a$ : épaisseur du voile

$d$ : longueur du voile

$f_{c28}$ : résistance caractéristique du béton à 28 jours

$f_e$ : limite élastique de l'acier

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

**Remarque :**

Les valeurs de  $\alpha$  données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours sinon voir [10].

Tab.V.62. Calcul de  $\sigma_{u \text{ lim.}}$ .

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	$\lambda$		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	$B_r$	$M^2$	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$	$\alpha$	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2$	
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	KN	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	$\sigma$	KPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

**Remarque :**

La contrainte limite vaut  $\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$  que nous appelions  $\sigma_{bna}$  ou  $\sigma_{ba}$  suivant que le

béton est non armé ou armé.

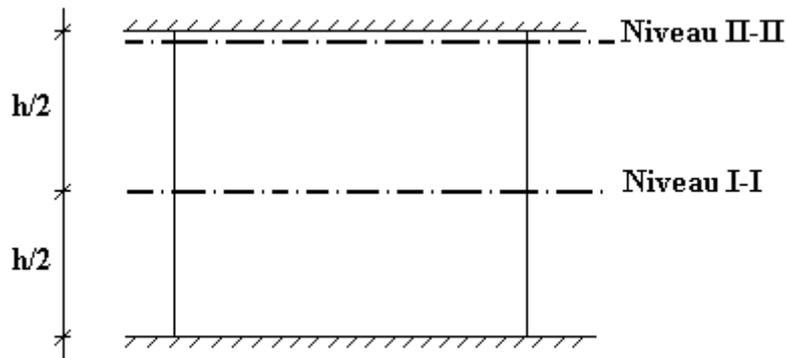
**c. Niveaux de vérification [8]**

Fig. V.7. niveau de vérification.

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage :  $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut :  $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

#### d. Aciers minimaux [8]

Si  $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$  on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : ( $\sigma_u^c$  est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a.

#### 1. Aciers verticaux, aciers horizontaux

**Tab.V.63.**Aciers verticaux et horizontaux.

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
<b>Espacement maximal entre axes</b>	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
<b>Acier minimal</b>	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[ \frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3}; 0,00 \right]$
<b>Pourcentage minimal</b>	$\rho_v = \text{Max} \left[ 0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left( \frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- La section d'armatures correspondant au pourcentage  $\rho_v$  doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

#### 2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre  $\emptyset_1$ ) pris en compte dans le calcul de  $N_{u \text{ lim}}$  sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre  $\emptyset_t$ )

**Tab.V.64.**Aciers transversaux.

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre $\phi_t$
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par $\text{m}^2$ de voile	6mm
$12\text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15 \phi_l$	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$		8mm

**e. Cisaillement**

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à  $0,05f_{c28}$  (il faudra donc vérifier que  $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$ )

- **méthode simplifiée basée sur les contraintes**
- **(calcul des aciers verticaux)**

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées ( $\sigma$ ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

**1 - Zone comprimée**

Si  $\sigma < 0 \rightarrow$  compression

**2 - Zone tendue**

Si  $\sigma > 0 \rightarrow$  traction

Lorsqu'une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne)  $\sigma_m$  vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :  $F_T$  : force de traction.

$e$  : épaisseur du voile.

$l_m$  : longueur de la section considérée (ici maille).

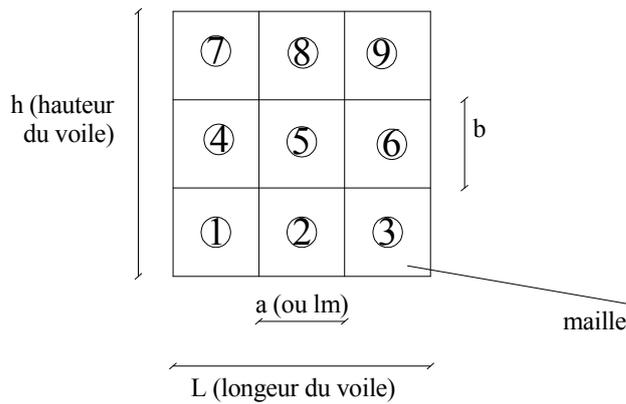
Cette contrainte entraîne une section d'acier  $A_s$  tel que :  $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$

Cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité



**Fig. V.8.** Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferraillage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

• **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v, \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définie})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25,$$

$\tau_u = S_{12}$  Est donnée par les résultats du logiciel **SAP2000**,

$S_t$  : Espacement maximal trouvé pour  $A_v$ ,

$b_0 = a$  (épaisseur du trumeau),

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}).$$

• **Aciers supplémentaires et dispositions constructives**

➤ **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques (voir le tableau ci-dessous)

**Tab.V.65.** Aciers supplémentaires.

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm <sup>2</sup>	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	M	0,5	0,33

- **Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA 99/VER2003)**

**Aciers verticaux :**

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

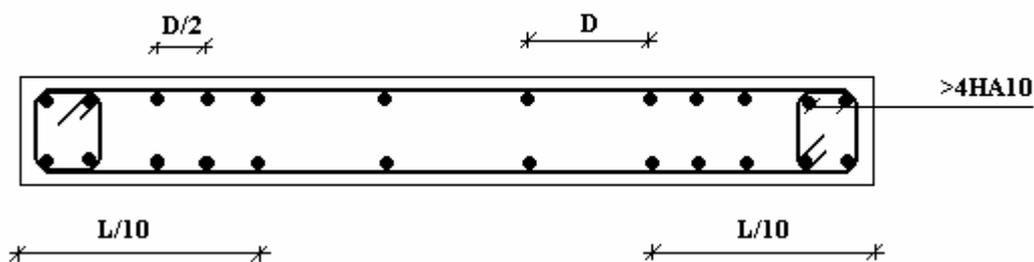


Fig.V.9.Disposition des armatures verticales dans les voiles.

**a. Aciers horizontaux**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

**b. Règles communes**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0,15%
  - En zone courante 0,10%

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :  $A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### V.4.3 Exemple de calcul ( $V_1$ ) :

Soit le voile de longueur

$$L = 3,8m$$

$$a = 0,25 \text{ m (épaisseurs)}$$

$$h_e = 4,76 \text{ m (hauteur de RDC)}$$

- **Contraintes limites**

Pour une hauteur d'étage de 4,76 d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 4,76 - 0,45 = 4,31m$  (0.45m : hauteur de la poutre)

Tab.V.66.Calcul de  $\sigma_{ba}$  et  $\sigma_{bna}$  pour l'exemple (V1).

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement $l_f$	M	$0,85 \times 4,31 = 3,66$	$0,80 \times 4,31 = 3,44$
Elancement $\lambda$		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,25} = 50,71$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,25} = 47,66$
Coefficient $\alpha$		0,583	0,431
Section réduite $B_r$ (par ml) Avec $d = 1\text{m}$	M <sup>2</sup>	$(a-0,02)1 = (0,25-0,02)1 = 0,23$	0,23
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u\text{lim}}}{a d}$ Avec $d = 1\text{m}$	MPa	$\sigma_{bna} = \frac{0,583}{1} \left[ \frac{0,23 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,25} \right]$ $\sigma_{bna} = 12,96\text{MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,431}{0,25 \times 1} \left( \frac{0,23 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 9,74\text{MPa}$

**Remarque :**

$$B_{et} = (0,25) (0,95) \text{ m}^2$$

$$A_s = 0,2375 \text{ m}^2$$

➤ **Armatures de traction****Tab.V.67.**Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1).

<b>Maille</b> $L_i=0,95$ m	1	2	3	4
<b>Dimensions (m<sup>2</sup>)</b> $(a \cdot l^h) = S_j$	0,2375	0,2375	0,2375	0,2375
<b>Contrainte moyenne par maille <math>\sigma_j</math> (MPa)</b>	2,344	1,41	0,653	0,399
<b>Force de traction</b> $F_t(\text{MN}) = \sigma_j S_j$	0,5567	0,3349	0,1551	0,0948
<b>Section d'acier (cm<sup>2</sup>)</b> $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ <b>(situation accidentelle <math>\gamma_s = 1</math>)</b>	13,92	8,37	3,88	2,37
<b>Aciers minimaux (cm<sup>2</sup>)</b> <b>1. Selon BAEL:</b> <b>0,1% <math>S_{\text{béton}}</math></b>	2,375	2,375	2,375	2,375
<b>2. Selon RPA99:</b> <b>0,15% <math>S_{\text{béton}}</math></b>	3,56	3,56	3,56	3,56
<b>Acier total</b> <b>(sur deux faces en cm<sup>2</sup>)</b>	2x7T12	2x6T10	2x6T10	2x6T10
<b><math>A_v</math> adopté</b>	15,83	9,05	6,28	6,28
<b><math>S_i</math> : espacement (cm)</b>	$\frac{95}{6} =$ 15,83	$\frac{95}{5} =$ 19	$\frac{95}{5} =$ 19	$\frac{95}{5} =$ 19
<b><math>S \leq (1,5a, 30\text{cm})</math></b>	20	20	20	20

- **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) “RPA99 version 2003”**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4V_u^{cal} \quad ; \quad V_u^{cal} = S_{12} \cdot a \cdot l$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,44 (250)(950)}{400} 1,4 = 1316,7 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 13,167 \text{ cm}^2$$

•

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage

- **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8} \quad S_{t \min} = 250 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,44) (250) (250)}{(0,8) (400) (0,8)} = 4,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad A_v = \{ \text{Section d'acier vertical de la bande la plus armée} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} 15,83$$

$$A_{h2} = 10,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) a \cdot l = \frac{0,15}{100} (25 \times 95) = 3,56 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 10,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 7 \text{HA}10 = 11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{95}{6} = 15 \text{ cm}$$

- **Présentation des résultats**

**Tab.V.68.**Caractéristiques des voiles.

	e (cm)			$L_i$ (m)	$L_{\text{voile}}$ (m)
<b>Voile 1, Voile 1'</b>	25	20	18	0,95	3,8
<b>Voile 2, Voile 2'</b>	25	20	18	0,95	3,8
<b>Voile 3, Voile 3'</b>	25	20	18	0,97	2,92
<b>Voile 4, Voile 4'</b>	25	20	18	0,91	3,65
<b>Voile 5, Voile 5'</b>	25	20	18	0,91	3,65

**Nota**

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge 0,8 G + Q.

- Armature verticale de traction

- Voile V1, V1'

L= 3,8 m.

**Tab.V.69.**Calcul des armatures du voile (V1, V1').

Hauteur (m)	Maille	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	1	0,95	0,2375	2,344	0,556	13,9	2x7T12	15,83
	2	0,95	0,2375	1,41	0,334	8,35	2x6T10	9,42
	3	0,95	0,2375	0,53	0,125	3,13	2x6T10	9,42
	4	0,95	0,2375	0,399	0,094	2,35	2x6T10	9,42
1 <sup>ère</sup> - 2 <sup>ème</sup>	1	0,95	0,19	0,6	0,114	2,85	2x5T10	7,85
	2	0,95	0,19	-0,31	/	/	/	/
	3	0,95	0,19	-0,4	/	/	/	/
	4	0,95	0,19	-0,38	/	/	/	/
3 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	1	0,95	0,171	-0,35	/	/	/	/
	2	0,95	0,171	-0,463	/	/	/	/
	3	0,95	0,171	-0,477	/	/	/	/
	4	0,95	0,171	-0,36	/	/	/	/
10 <sup>ème</sup>	1	0,95	0,171	0,28	0,047	1,18	2x5T10	7,85
	2	0,95	0,171	0,356	0,06	1,52	2x5T10	7,85
	3	0,95	0,171	0,823	0,14	3,5	2x5T10	7,85
	4	0,95	0,171	1,407	0,24	6	2x5T10	7,85

## ➤ Voile V2, V2'

L = 3,8m

Tab.V.70.Calcul des armatures du voile (V2, V2').

Hauteur (m)	Maille	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	1	0,95	0,2375	1,074	0,255	6,38	2x5T12	7,85
	2	0,95	0,2375	0,403	/	/	/	/
	3	0,95	0,2375	-0,935	/	/	/	/
	4	0,95	0,2375	-0,949	/	/	/	/
1 <sup>ère</sup> - 2 <sup>ème</sup>	1	0,95	0,19	-0,395	/	/	/	/
	2	0,95	0,19	-0,736	/	/	/	/
	3	0,95	0,19	-1,05	/	/	/	/
	4	0,95	0,19	-1,09	/	/	/	/
3 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	1	0,95	0,171	-0,417	/	/	/	/
	2	0,95	0,171	-0,716	/	/	/	/
	3	0,95	0,171	-0,934	/	/	/	/
	4	0,95	0,171	-0,948	/	/	/	/
10 <sup>ème</sup>	1	0,95	0,171	2,015	0,344	8,61	2x5T10	7,85
	2	0,95	0,171	1,203	0,205	5,14	2x5T10	7,85
	3	0,95	0,171	0,95	0,1624	4,06	2x5T10	7,85
	4	0,95	0,171	1,188	0,203	5,07	2x5T10	7,85

## ➤ Voile V3, V3'

L=2,92m

Tab.V.71.Calcul des armatures du voile (V3, V3').

Hauteur (m)	Maille	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	1	0,973	0,243	2,571	0,624	15,61	2x7T12	15,83
	2	0,973	0,243	1,471	0,357	8,93	2x6T10	9,42
	3	0,973	0,243	6,192	1,504	37,61	2x6T20	37,7
1 <sup>ère</sup>	1	0,973	0,1946	0,814	0,158	3,96	2x5T10	7,85
	2	0,973	0,1946	0,472	0,092	2,29	2x5T10	7,85
	3	0,973	0,1946	2,726	0,53	13,26	2x7T12	15,83
2 <sup>ème</sup> - 10 <sup>ème</sup>	1	0,973	0,175	0,435	0,076	1,9	2x5T10	7,85
	2	0,973	0,175	0,072	0,012	0,31	2x5T10	7,85
	3	0,973	0,175	1,3	0,227	5,68	2x5T10	7,85

## ➤ Voile V4, V4'

L=3,65m

Tab.V.72.Calcul des armatures du voile (V4, V4').

Hauteur (m)	Maille	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>	1	0,91	0,228	2,2	0,501	12,54	2x6T12	13,57
	2	0,91	0,228	1,49	0,339	8,49	2x6T10	9,42
	3	0,91	0,228	0,3	0,068	1,71	2x6T10	9,42
	4	0,91	0,228	6,2	1,413	35,34	2x6T20	37,7
<b>1<sup>ère</sup> - 2<sup>ème</sup></b>	1	0,91	0,1825	1,57	0,286	7,16	2x5T10	7,85
	2	0,91	0,1825	0,51	0,093	2,32	2x5T10	7,85
	3	0,91	0,1825	0,18	0,032	0,82	2x5T10	7,85
	4	0,91	0,1825	0,56	0,102	2,55	2x5T10	7,85
<b>3<sup>ème</sup> - 10<sup>ème</sup></b>	1	0,91	0,1642	0,43	0,07	1,76	2x5T10	7,85
	2	0,91	0,1642	0,22	0,036	0,90	2x5T10	7,85
	3	0,91	0,1642	0,17	0,027	0,69	2x5T10	7,85
	4	0,91	0,1642	0,46	0,075	1,88	2x5T10	7,85

**Voile V5, V5'**

L=3,65m.

**Tab.V.73.**Calcul des armatures du voile (V5, V5').

Hauteur (m)	Maille	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>	1	0,91	0,228	2,564	0,584	14,61	2x7T12	15,83
	2	0,91	0,228	-1,457	/	/	/	/
	3	0,91	0,228	1,488	0,339	4,48	2x5T10	7,85
	4	0,91	0,228	2,5	0,57	14,4	2x7T12	15,83
<b>1<sup>ère</sup> - 3<sup>ème</sup></b>	1	0,91	0,1825	-7,37	/	/	/	/
	2	0,91	0,1825	-2,011	/	/	/	/
	3	0,91	0,1825	-1,630	/	/	/	/
	4	0,91	0,1825	2,358	0,43	10,75	2x6T12	13,57
<b>4<sup>ème</sup> - 10<sup>ème</sup></b>	1	0,91	0,1642	2,86	0,469	11,74	2x6T12	13,57
	2	0,91	0,1642	0,747	0,122	3,06	2x5T10	7,85
	3	0,91	0,1642	0,606	0,099	2,48	2x5T10	7,85
	4	0,91	0,1642	1,890	0,310	7,75	2x4T12	9,05

- **Armature de joint de bétonnage (acier de couture)**

$S_{12} = \tau_u$  désigne la contrainte moyenne tangentielle (c.à.d. valeur au milieu de la maille)

Tab.V.74.Calcul des armatures de couture des voiles.

Hauteur (m)	zone	$\tau$ (MPa)	$A_{vj}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
V1	1	0,442	4,04	2 x 5T10	7,85
	2	2,55	23,31	2 x 6T16	24,13
	3	0,524	4,79	2 x 5T10	7.85
	4	0,455	4,16	2 x 5T10	7.85
V2	1	0,641	6	2 x 5T10	7.85
	2	0,664	6,21	2 x 5T10	7.85
	3	0,682	6,38	2 x 5T10	7.85
	4	0,611	5,36	2 x 5T10	7.85
V3	1	0,9	7,90	2 x 6T10	9,42
	2	1	8,78	2 x 6T10	9,42
	3	1,22	10,71	2 x 7T10	11
V4	1	1,2	10,53	2 x 7T10	11
	2	1,5	13,17	2 x 6T12	13,57
	3	1,3	11,41	2 x 6T12	13,57
	4	1,3	11,41	2 x 6T12	13,57
V5	1	1,03	9,04	2 x 6T10	9,42
	2	0,69	6,06	2 x 5T10	7.85
	3	0,57	5	2 x 5T10	7.85
	4	0,74	6,49	2 x 5T10	7.85

- **Armature verticale de compression**

$\sigma^{\max} = 2,55 < \sigma_{ba} = 9,74 \Rightarrow$  Le voile n'est pas armé à la compression, on prend la section minimale.

$$\rho_v = \text{Max} \{ \text{min BAEL} ; \text{min RPA 99} \}$$

*Selon le BAEL :*  $\rho_v = 0,10\%$

*Selon le RPA 99:*  $\rho_v = 0,15\%$

$$A_{v \text{ cal}} = \text{Max} ( A_{v \text{ RPA}} , A_{v \text{ BAEL}} )$$

Le tableau présente les valeurs des sections d'aciers de compression :

**Tab.V.75.**Calcul des armatures de compression.

<b>Hauteur (m)</b>	<b>Li (m)</b>	<b><math>A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)</math></b>	<b>Choix</b>	<b><math>A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)</math></b>
<b>V1</b>	0.95	3,56	2 x 5T10	7,85
<b>V2</b>	0.95	3,56	2 x 5T10	7,85
<b>V3</b>	0.97	3,64	2 x 5T10	7,85
<b>V4</b>	0.91	3,41	2 x 5T10	7,85
<b>V5</b>	0.91	3,41	2 x 5T10	7,85

• Aciers horizontaux

Tab.V.76.Calcul des armatures horizontales des voiles.

Voile	Niveaux	$\tau_u$ (MPa)	$A_{h1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{h2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_h^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
V1	RDC	0,55	1,87	9,27	3,59	9,27	2 x 5T12	11,31	20
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	0,36	1,23	1,9	3,59	3,59	2 x 5T10	7,85	20
	3 <sup>ème</sup> -10 <sup>ème</sup>	0,13	0,44	2,33	3,59	3,59	2 x 5T10	7,85	20
V2	RDC	0,66	2,25	4,25	3,59	4,25	2 x 5T10	7,85	20
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	0,47	1,6	0	3,59	3,59	2 x 5T10	7,85	20
	3 <sup>ème</sup> -1 <sup>ème</sup>	0,52	1,77	5,74	3,59	5,74	2 x 5T10	7,85	20
V3	RDC	1,5	5,12	10,4	3,63	10,4	2 x 6T12	13,57	20
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	1,2	4,1	8,84	3,63	8,84	2 x 6T10	9,42	20
	3 <sup>ème</sup> -10 <sup>ème</sup>	1,5	5,12	3,78	3,63	5,12	2 x 6T10	9,42	20
V4	RDC	1,5	5,12	8,36	3,41	8,36	2 x 6T10	9,42	20
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	1,3	4,44	4,77	3,41	4,77	2 x 5T10	7,85	20
	3 <sup>ème</sup> -10 <sup>ème</sup>	1,27	4,34	1,25	3,41	4,34	2 x 5T10	7,85	20
V5	RDC	1,91	6,52	9,74	3,41	9,74	2 x 5T12	11,31	20
	1 <sup>er</sup> -2 <sup>ème</sup>	1,5	5,12	7,16	3,41	7,16	2 x 5T10	7,85	20
	3 <sup>ème</sup> -10 <sup>ème</sup>	1	3,41	7,82	3,41	7,82	2 x 5T10	7,85	20

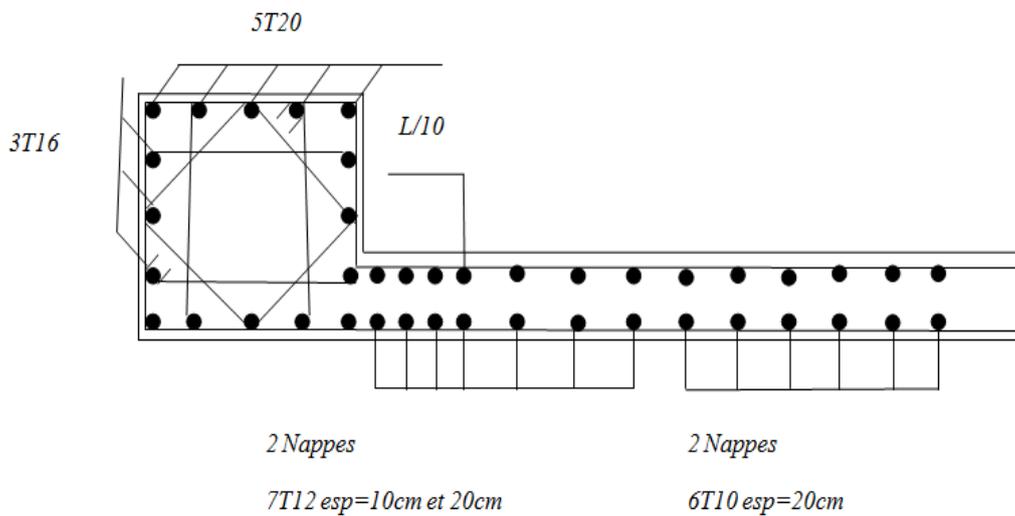
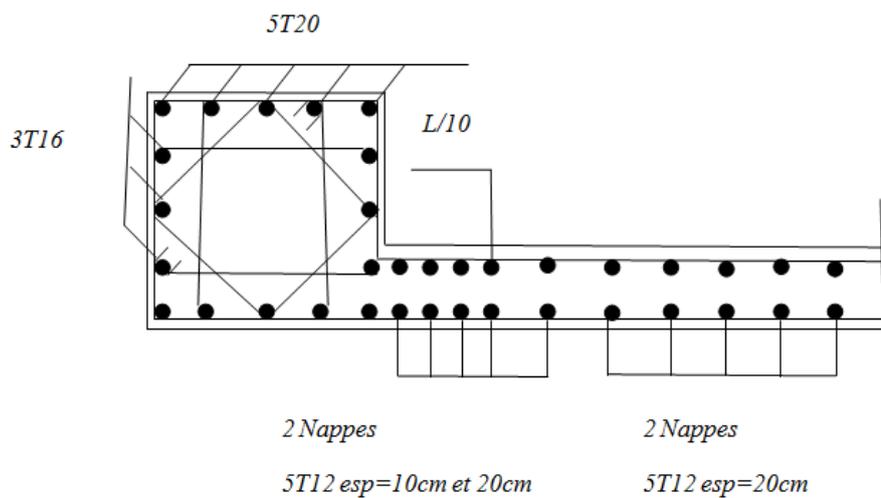
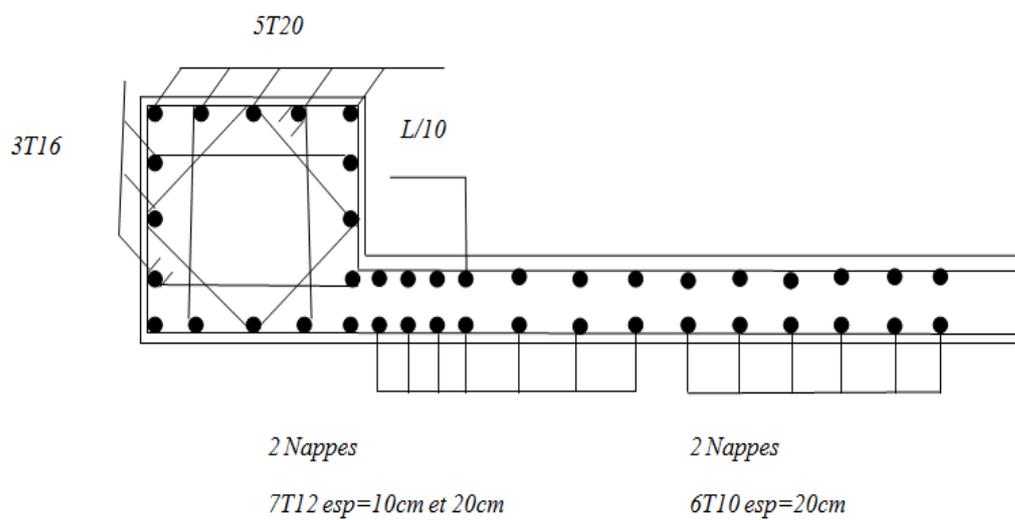


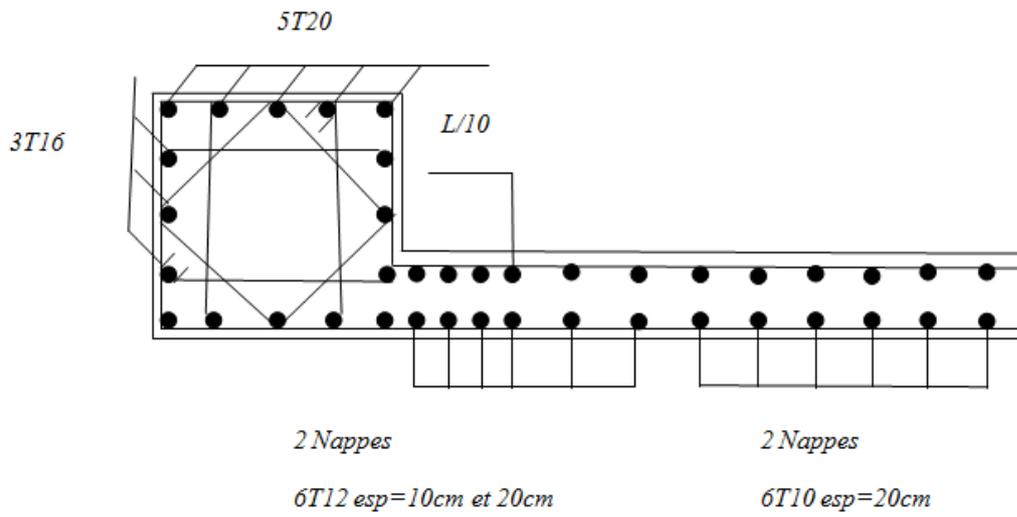
Fig.V.10.Ferrailage du Voile 1.



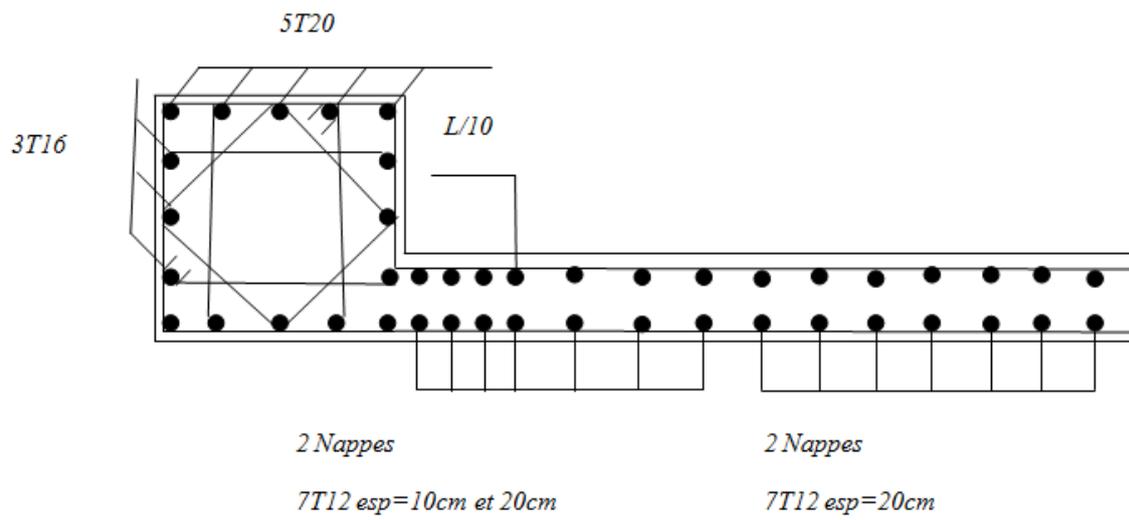
**Fig.V.11.**Ferraillage du Voile 2.



**Fig.V.12.**Ferraillage du Voile 3



**Fig.V.13.**Ferraillage du Voile 4.



**Fig.V.14.**Ferraillage du Voile 5.

## VI.1 Voile périphérique

### VI.1.1 Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

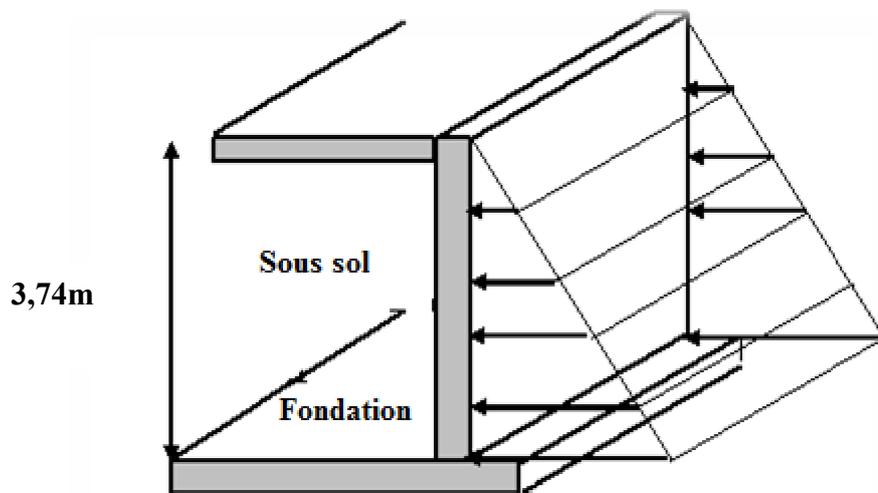


Fig.VI.1.Evaluation des charges.

### VI.1.2 Pré-dimensionnement

Pour le pré-dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions des **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
  - Epaisseur  $e \geq 15\text{cm}$
  - Les armatures sont constituées de deux nappes.
  - Le pourcentage minimum des armatures est de  $0,1\%B$  dans les deux sens (horizontal et vertical).
  - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

- La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

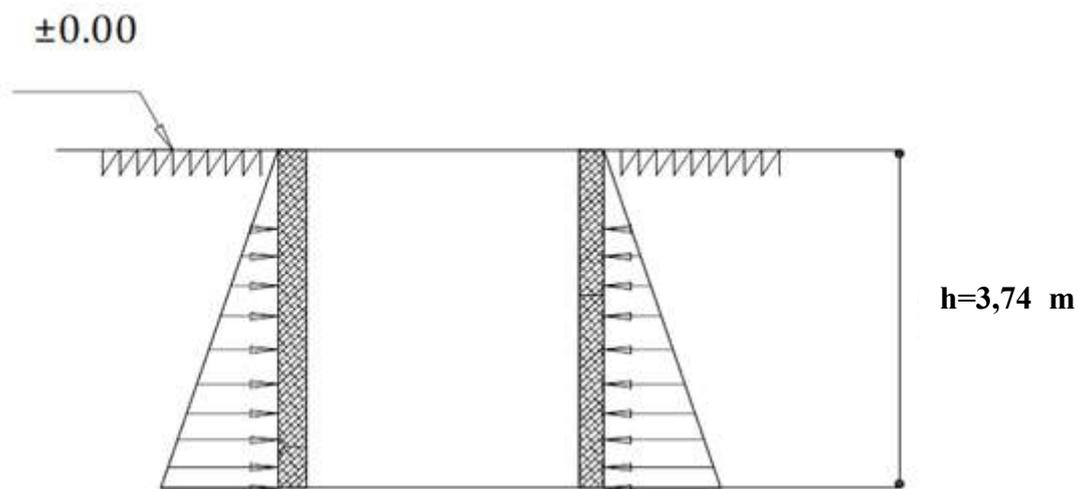
B= 25cm.

### VI.1.3 Evaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x=6,4$  m ;  $L_y=6,8$ m ; e =25 cm.



**Fig. VI.2.**Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est données par:

$$Q=A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

$\gamma$  : Poids spécifique des terres ( $\gamma =19$  KN/m<sup>3</sup>).

$h$  : Hauteur du voile.

$A$  : coefficient de poussée des terres en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\phi = 19^\circ \Rightarrow A = f(\phi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0,51$$

$$Q = A \times \gamma \times h$$

$$Q = 36,24 \text{ kn/ml}$$

$$Q_u = 1,35 \times 36,24 = 48,92 \text{ kn/ml}$$

#### VI.1.4 Effort dans le voile périphérique

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6,4}{6,8} = 0,94 > 0,4 \quad \text{donc la dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $\nu$ .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$p = 0,98$$

$$\begin{matrix} \mu_x = 0,042 \\ \mu_y = 0,867 \end{matrix} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 84,15 \text{ KN.m} \\ M_y = 72,97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 71,53 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 62,02 \text{ kNm.}$$

- **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 37,77 \text{ k. Nm}$$

### VI.1.5 Ferrailage du voile périphérique

$b=100\text{cm}$  ;  $h=25\text{cm}$  ;  $d=0,9h=22,5\text{cm}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$  ;  $F_{bc}=14,17\text{MPa}$  (organigramme I voir annexe)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tab VI.1.**Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$A_s^{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A_s^{adp}$ ( $\text{cm}^2$ )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	x-x	71,53	0,099	9,63	7T14	10,72	20
	y-y	62,02	0,086	8,29	6T14	9,24	20
<b>Appuis</b>	x-x	42,08	0,058	5,57	6T12	6,79	20
	y-y						

### VI.1.6 Condition exigée par les RPA99/version 2003

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 25 \times 100 = 2,5\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 25 \times 100 = 2,5\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

### VI.1.7 Condition de non fragilité

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm.

On a:  $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$

$$h=e=25\text{cm}; b=100\text{cm}.$$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min}; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[ 3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min}; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$  pour les barres de FeE400

$$Ax^{min} = 0,0008 \left( 3 - \frac{6,4}{6,8} \right) \frac{100 \cdot 25}{2}$$

$$Ax^{min} = 2,05 \text{ cm}^2$$

$$Ay^{min} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 25$$

$$Ay^{min} = 2 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée en travée et sur appui.

### VI.1.8 Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2 \cdot L_x L_y} = \frac{48,92 \cdot 6,4 \cdot 6,8}{2 \cdot 6,4 + 6,8} = 108,62 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 104,36 \text{ KN}$$

$$T_u = \text{Max} (T_x; T_y) = 108,62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{108,62 \times 10^3}{1000 \times 22,5} = 4,82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$$

### VI.1.9 Vérification à L'ELS

#### a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$Q_{\text{ser}} = 36,24 \text{ kN/m}$$

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6,4}{6,8} = 0,94$$

$$\begin{matrix} \mu_x = 0,042 \\ \mu_y = 0,867 \end{matrix} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 70,39 \text{ KN.m} \\ M_y = 61,02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moments en travées

$$M_{\text{tx}} = 0,85 M_x = 59,83 \text{ kNm.}$$

$$M_{ly}=0,85M_y=51,87\text{kNm.}$$

- **Moments sur appuis**

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=35,2\text{KN.m}$$

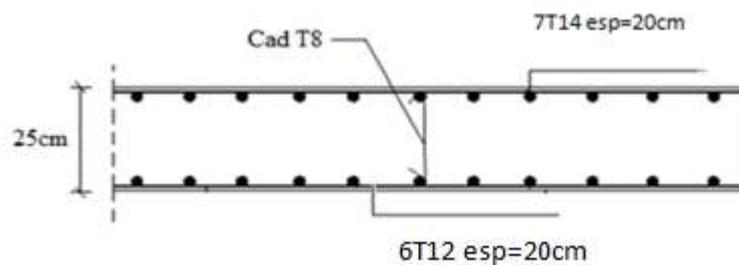
- **b. Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

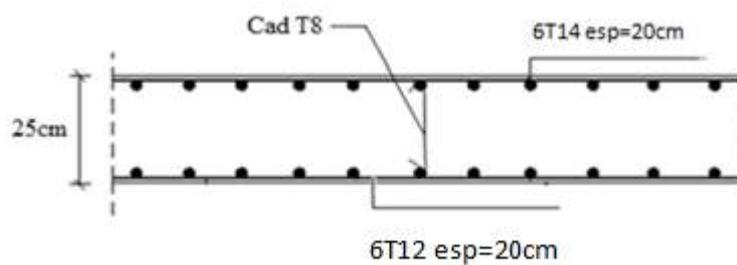
Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

**Tab VI.2.** Vérifications des contraintes.

	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
<b>Travée</b>	x-x	52,99	7,03	13,3	15	58,8	201.63	OK
	y-y	45,94	6,06	10,2	15	55,9	201.63	OK
<b>Appuis</b>	x-x	26,5	3,44	7,7	15	22,7	201.63	OK
	y-y							



**Fig.VI.3.** Ferrailage du voile périphérique sens x-x.



**Fig.VI.4.** Ferrailage du voile périphérique sens y-y.

## VI.2 Les Fondations

### VI.2.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auxquelles elles transmettent les charges de la superstructure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. Il existe plusieurs types de fondations. La sélection se fait selon la capacité portante du sol, les Charges à transmettre au sol, la distance entre les différentes fondations et l'économie du. Projet.

### VI.2.2 Types des fondations

- ✓ Fondation superficielle .
  - Semelle isolée.
  - Semelle filante sous mur.
  - Semelle filante sous poteaux.
  - Semelle filante croisées.
- ✓ Fondation profonde (semelle sur pieux).

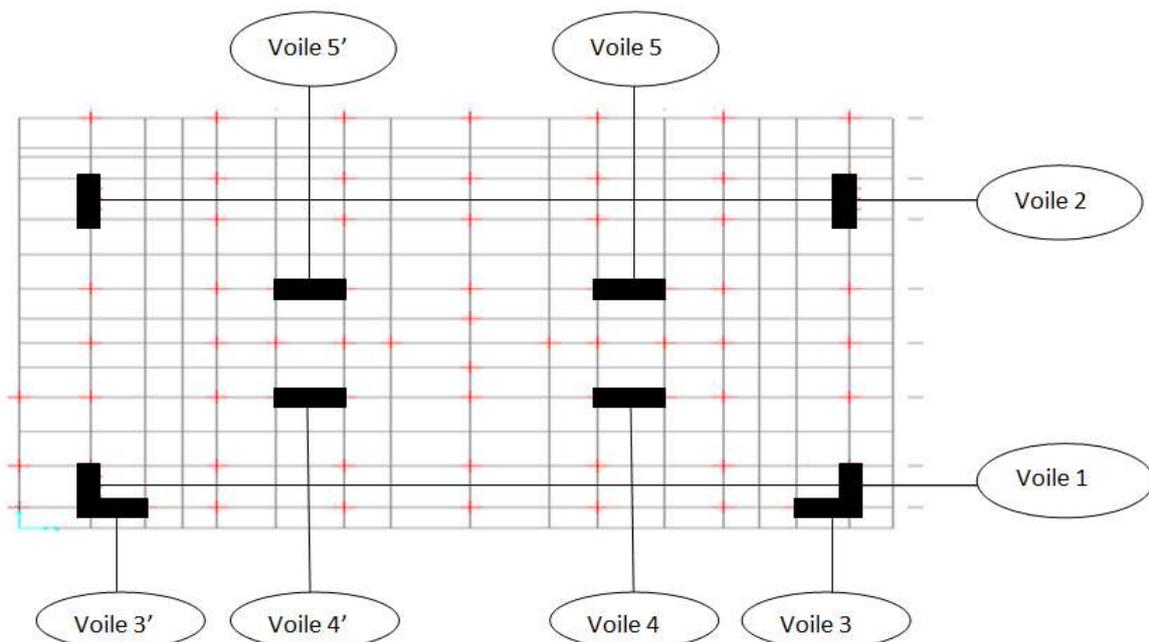


Fig.VI.5. Vu en plan des poteaux de la fondation.

### VI.2.3 Choix du type de fondation

Le choix de la fondation doit satisfaire les -critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigide).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Économie (ferraillage).

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à **2 bars**.

#### Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 15 à 20 cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m<sup>3</sup> de ciment.

### VI.2.4 Calcul des fondations

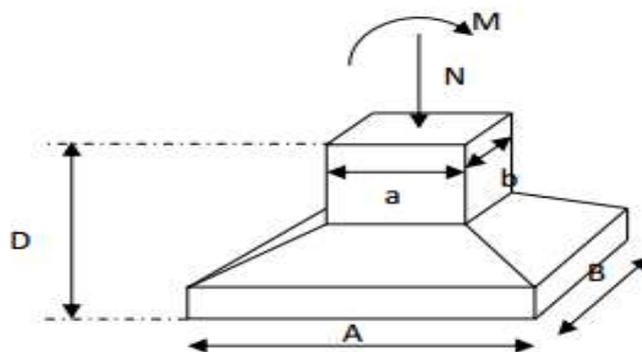
On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$        $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

#### VI.2.4.1 Semelle Isolée

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de  $A$  sur  $B$  est égal au rapport

$$a \text{ sur } b : \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$



**Fig.VI.6.** Dimension de la semelle isolée.

Pour les poteaux carrés :  $a=b$  donc  $A=B$  nous donne  $S=A^2$

A est déterminé par :  $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$  d'où  $s = \left[ \frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec :  $\sigma_{sol} = 2$  bars et  $A = \sqrt{S}$

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon

à vérifier que :  $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{seml}} \leq \sigma_{sol}$

L'effort normal total revenant au poteau le plus sollicité égale à :

$$N = 3848,7 \text{ KN}$$

$$S_{seml} \geq \frac{3848,7}{200} \quad S = 19,24 \text{ m}^2$$

$$A = 4,38 \text{ m} \quad B = 4,38 \text{ m}$$

Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que :  $L_{min} = 1,5B$

$L_{min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

On a  $L_{min} < 1,5B$

$$L_{min} = 3,8 \text{ m} < 1,5 \times 4,5 = 6,75 \text{ m} \quad \text{non vérifiée}$$

#### ✓ Conclusion

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

#### VI.2.4.2 Semelles filantes

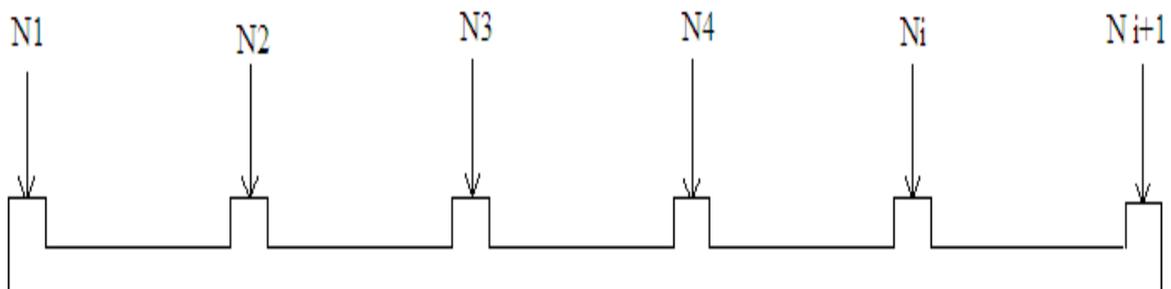


Fig. VI.7. Semelle filante.

- **Hypothèse de calcul**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Étapes de calcul**

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que :  $\sigma_{ser} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$  de chaque file de poteaux calculé à l'ELS.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$B \geq \frac{N}{L \sigma_{SOL}}$$

$$S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{SOL}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit:

**Tab.VI.3.** Calcul de la surface nécessaire pour la semelle filante.

Files	N (KN)	S (m <sup>2</sup> )	L(m)	B(m)	B <sup>choisie</sup> (m)	S (m <sup>2</sup> )
1	17135,85	85,67	38	2,25	2,3	87,4
2	18945,54	94,73	38	2,49	2,6	98,8
3	6328,83	31,64	38	0,83	1	38
4	20161,21	100,80	38	2,65	2,7	102,6
A	3128,38	15,64	38	0,41	1	38
5	20953,59	104,76	38	2,75	2,9	110,2
B	3143,83	15,71	38	0,41	1	38
6	23187,93	115,93	38	3,05	3,2	121,6
7	6240,72	31,20	38	0,82	1	38
8	18180,2	90,90	38	2,39	2,5	95
9	15350,04	76,75	38	2,02	2,2	83,6

➤ **Vérification du choix de fondation**

$$\text{Rapport } \frac{S_{\text{néc}}}{S_{\text{bat}}} \geq 50\%$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{néc}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \quad \Longrightarrow \quad S_{\text{néc}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\text{Pour } \begin{cases} N_{\text{ser}} = 152756,12\text{KN} \\ \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} \end{cases}$$

On trouve:  $S_{\text{néc}} \geq 851,2\text{m}^2$

La surface du bâtiment  $S_{\text{b}} = 1656\text{m}^2$

- Calcul du rapport  $\frac{S_{néc}}{S_{bat}} = \frac{851,2}{1656} = 0,514 \implies 51,4 \% > 50 \%$

- **Conclusion**

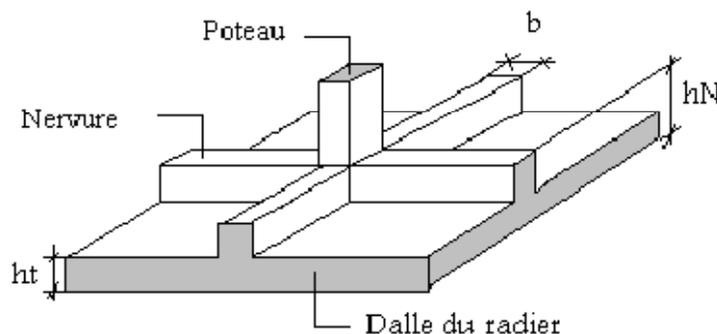
La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

## VI .2.5 Radier général nervuré

### VI .2.5.1 Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.



**Fig.VI.8.** Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

### VI .2.5.2 Surface nécessaire

D'après la vérification du rapport :  $\frac{S_{néc}}{S_{bat}} = \frac{851,2}{1656} = 51,4 \%$

51,4 % > 50% de la surface de l'assise  $\implies$  La surface totale du radier est 1656 m<sup>2</sup>

### VI .2.5.3 Pré dimensionnement du radier

#### 1. La dalle du radier

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

##### a. Condition forfaitaire

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec:}$$

$L_{\max}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 6,8 \text{ m}$$

$$h_1 \geq 34 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad h_1 = 35 \text{ cm}$$

##### b. Condition de cisaillement: [3]

On doit vérifier que: On doit vérifier que:  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min.}(0,1f_{c28}; \dots 4MPa) = 2,5MPa$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1ml}{S_{rad}}$$

$N_u = 152756,12 \text{ kN}$  « la somme des efforts normaux pondéré de tous les poteaux située au radier ».

$$L = 6,8 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 13,65 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h \cdot 2 \geq 15 \text{ cm}$$

- **Conclusion**

$$h \geq \text{Max}(h_1; h_2;) = 35 \text{ cm}$$

Pour des raisons constructif on adopte **h = 40 cm**

#### 2. Dimensionnement des nervures

##### a. largeur des nervures

- **Condition de coffrage**  $b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{680}{10} = 68\text{cm}$

On adopte pour : **b=70cm**

### b. La hauteur des nervures

- **Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par

l'expression suivante :  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

- **Théorie de la poutre sur sol élastique**

Avec :  $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I : Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne  $E=20000\text{MPa}$ ).

b : Largeur de radier ( $b= 495 \text{ Cm}$ ).

K : Coefficient de raideur du sol ( $0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$  → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$  → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$  → pour un très bon sol.

- Pour un sol de densité moyenne on a  $K=4\text{kg/cm}^3$

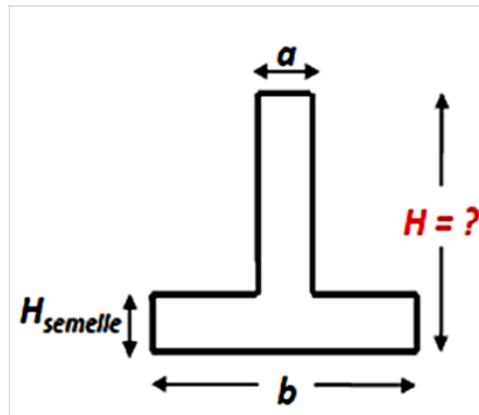
### 3. Calcul la hauteur de la nervure

#### 1- Sens Transversale (sens x-x)

##### ✓ Procédure pratique pour fixer la hauteur de la nervure

Le concepteur peut choisir une inertie de la semelle telle que la condition, entre axe des poteaux

$\leq \frac{\pi}{2} L_e + a$ . c.à.d  $\frac{\pi}{2} L_e \geq$  longueur travée et calculer la semelle comme une poutre continue soumise à la réaction du sol (avec une répartition linéaire des contraintes du sol).



**1- Sens Transversale** Lmax = 6,1 m (entre-travée) ; hsemelle = 0,4 m ; b = 6,1 m

**Tab.VI.4.** Choix de la hauteur des nervures (sens Transversale).

<b>H nervures (m)</b>	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,25
<b>I(10<sup>-3</sup>m<sup>4</sup>)</b>	108,6	273	303,7	416,66	709,86	547,2	911,45
$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$	4,71	7,47	7,88	9,23	12,06	10,58	13,66
$LW = \frac{\pi}{2}Le$	7,39	11,73	12,37	14,5	18,94	16,61	21,45

On prend : hN = 0,7m.

**2-Sens longitudinale** Lmax = 6,5m (entre-travée) ; hsemelle = 0,4 m ; b = 6,8 m

**Tab.VI.5** Choix de hauteur des nervures (Sens longitudinale).

<b>H nervures (m)</b>	0,7	0,8	0,9	1	1,05	1,1
<b>I(10<sup>-3</sup>m<sup>4</sup>)</b>	194,36	290	413	566	655	754
$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$	6,31	7,7	9,19	10,76	11,58	14,43
$LW = \frac{\pi}{2}Le$	9,91	12,1	14,43	16,9	18,18	22,19

On prend : hN= 0,7m

✓ **Résumé**

- Epaisseur de la dalle du radier  $h = 40\text{cm}$
- Les dimensions des nervures dans les deux sens :
  - $h_N = 70\text{ cm}$  .....sens transversale.
  - $h_N = 70\text{ cm}$  .....sens longitudinale.
  - $b_N = 70\text{ cm}$  .....pour les deux sens.

**VI.2.5.4 Calcul du radier**• **Combinaisons d'actions**

**G = 110496,568 KN ; Q = 51077,803 KN** « les charges de la structure a la base »

**ELU:**  $N_u = 1.35G + 1.5Q = 225787,07\text{ KN}$

**ELS:**  $N_s = G + Q = 161574,371\text{ KN}$

• **Détermination de la surface nécessaire du radier**

Selon l'article du « **RPA 99 VERSION 2003** » ; on doit multiplier la contrainte admissible du sol par un coefficient de sécurité égale 1.5

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$  : La capacité portante de sol  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,5 \times 2 = 3\text{ bars}$

**ELS:**  $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{161574,371}{300} = 538,581\text{ m}^2 < S_{\text{bat}} = 1656\text{ m}^2$

- ✓ **Remarque :** On remarque que la surface totale du bâtiment ( $1656\text{ m}^2$ ) est supérieure à la surface Nécessaire du radier ( $538,581\text{ m}^2$ ), dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du **BAEL**, et il sera calculé comme suit

• **Calcul du débordement (D) :**

$$D_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}, 30\text{cm}\right) = 50\text{cm}$$

$$D_{\text{déb}} \geq 50\text{ cm}$$

**Soit :**  $D = 50\text{ cm}$

D'où :

$$S_r = S_b + D \times 2 \times (X + Y) = 1656 + 0,5 \times 2 \times (46 + 36) = 1738\text{ m}^2$$

$S_r$  : Surface de radier.

$S_b$  : Surface totale de bâtiment.

$X$  : Longueur de bâtiment.

Y : Largeur de bâtiment.

Alors la surface de radier est :  $S_r = 1738 \text{ m}^2$ .

La contrainte de bâtiment doit être inférieure ou égale la contrainte admissible du sol.

$$N_s = N_G + N_Q = 161574,371 \text{ KN}$$

$$\sigma_{bat} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{161574,371}{1738} = 92,965 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_{bat} = 92,965 \text{ kN / m}^2 < \sigma_{sol} = 300 \text{ kN / m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

#### a. Caractéristiques géométriques du radier

**Tab.VI.6.** caractéristiques géométriques du radier.

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
xG(m)	yG(m)	Ixx(m4)	Iyy(m4)
23	18	$1,78 \cdot 10^5$	$2,92 \cdot 10^5$

#### b. Vérification de la stabilité du radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des Effort horizontaux.

Le rapport  $\frac{M_s}{M_R}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5  $\left( \frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

**Avec :**

Ms: Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

MR: Moment de renversement dû aux forces sismique.

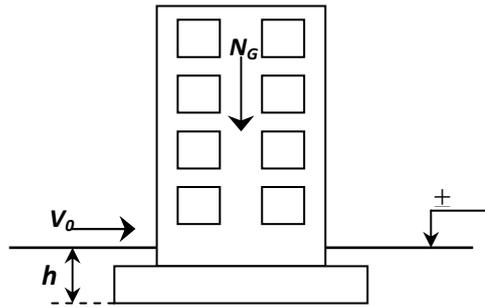
$$MR = \Sigma M_o + V_o h$$

Mo: Moment à la base de la structure.

Vo: L'effort tranchant à la base de la structure.

h: Profondeur de l'ouvrage de la structure

Mo, Vo sont tirés à partir du fichier **SAP2000**.



**Fig.VI.9** Schéma statique du bâtiment.

$$N = N_G + N_Q$$

Avec:  $N_G = N_{G1} + N_{G2}$

$N_{G1}$ : Poids propre de la structure.

$N_{G2}$ : Poids propre du radier.

$N_Q$ : Poids de la surcharge d'exploitation de la structure.

**On a:**  $N_{G1} = 120712,129 \text{ kN}$

$$N_{G2} = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 1738 \times 0,7 = 30415 \text{ kN}$$

$$N_Q = 110496,568 \text{ kN}$$

$$N_G = 151127,129 \text{ kN}$$

**Donc :**  $N = 261623,697 \text{ kN}$

- **Profondeur de l'ouvrage de la structure**  $h = 0,7 \text{ m}$

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h ; M_s = N \times X_G \quad ; \quad \text{Le rapport} \left( \frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$$

**Tab.VI.7** Vérification de la stabilité du radier.

	M0 (KN.m)	V0 (KN)	N (KN)	MR (KN.m)	Ms (KN.m)	$\left( \frac{M_s}{M_R} \right)$	vérification
<b>Sens x-x</b>	3291117	852,61	261623,7	3291713,83	6017345,1	1,82	Vérifiée
<b>Sens y-y</b>	2603878	301,29	261623,7	2604088,90	4709226,6	1,8	Vérifiée

### ✓ Conclusion

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ; donc notre structure est stable dans les deux sens.

#### a. Calcul des contraintes

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire :  $\sigma_{sol}=2 \text{ bars}$

Les contraintes du sol sont données par :

#### ➤ Sollicitation du premier genre

On doit vérifier que :  $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{161574,371}{1738} = 92,965 \text{ kN} / \text{m}^2$

$$\sigma_{ser} = 92,965 \text{ kN} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1 ; \sigma_2$ )

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

Avec :

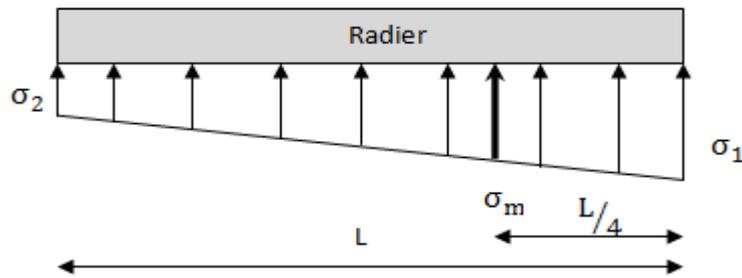
$\sigma_1$  : Contrainte maximale du sol.

$\sigma_2$  : Contrainte minimale du sol.

- Si  $\sigma_2 > 0$ : la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible  $\sigma_{sol}$

$$(\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol})$$

- Si  $\sigma_2 = 0$ : la Répartition est triangulaire; La contrainte  $\sigma_1$  ne doit pas dépasser  $1,5\sigma_{sol}$   
 $\sigma_2$ : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.



**Fig.VI.10** Contraintes sous le radier.

Avec :  $I_{xx}= 1,78.10^5 \text{ m}^4$  ;  $I_{yy}=2,92.10^5 \text{ m}^4$

**ELU**

$N_u = 225787,07 \text{ KN}$      $S=1738\text{m}^2$

M : est le moment de renversement (  $MR_x=3291713,83 \text{ kN.m}$  ;  $MR_y=2604088,9\text{kN.m}$ ).

**Tab.VI.8** Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) \text{ (kN/m}^2\text{)}$
<b>Sens x-x</b>	555,24	-295,42	342,57
<b>Sens y-y</b>	290,43	-30,61	210,17
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

**ELS**

$N_{ser} = 161574,37 \text{ KN}$

**Tab.VI.9** Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) \text{ (kN/m}^2\text{)}$
<b>Sens x-x</b>	518,3	-332,36	305,63
<b>Sens y-y</b>	253,5	-67,56	173,22
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

### ✓ Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

#### • Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivante:

$$\text{ELU: } \sigma_u = 290,43 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{ELS: } \sigma_s = 253,5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

### VI.2.5.5 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- La table du radier est considérée comme une dalle pleine d'épaisseur de 40cm.
- Les nervures sont considérées comme des poutres de 100 cm de hauteur.
- Le calcul du radier sera effectué pour le panneau de rive le plus défavorable et le panneau central le plus défavorable.

#### a- Ferrailage de la table du Radier

##### 1. Détermination des efforts

- Si  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

##### ▪ Panneau de rive

- Moment en travée:  $\begin{cases} M_{tx}=0,85M_x \\ M_{ty}=0,85M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis:  $\begin{cases} M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x & \text{(appui de rive)} \\ M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x & \text{(autre appui)} \end{cases}$

### ▪ Panneau intermédiaire

- Moment en travée: 
$$\begin{cases} M_{tx}=0,75M_x \\ M_{ty}=0,75M_y \end{cases}$$
- Moment sur appuis:  $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$
- Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.
- Moment en travée:  $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis:  $M_a=0,5M_0$

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

### 2. Valeur de la pression sous radier

ELU :  $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 290,43 \text{ kN/m}$

ELS :  $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 253,5 \text{ kN/m}$

### 3. Calcul des moments

Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q L_x^2$

Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont en fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $\nu$ .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} \text{l'ELU } (\nu=0) \\ \text{L'ELS } (\nu=0,2) \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "**BAEL91 modifié 99**"

#### 3.1. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ( $\nu=0$ )

On prend le panneau centrale le plus sollicité avec  $L_x = 6,4 \text{ m}$ ,  $L_y = 6,8 \text{ m}$

Alors : Le rapport des panneaux  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{6,4}{6,8} = 0,94 \leq 1,0 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tab.VI.10** Calcul des moments à l'ELU.

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
6,4	6,8	0.94	0.0419	0.8661	290,43	498,56	373,92	431,8	323,85	249,28

**Tab.VI.11** Calcul des moments à l'ELS.

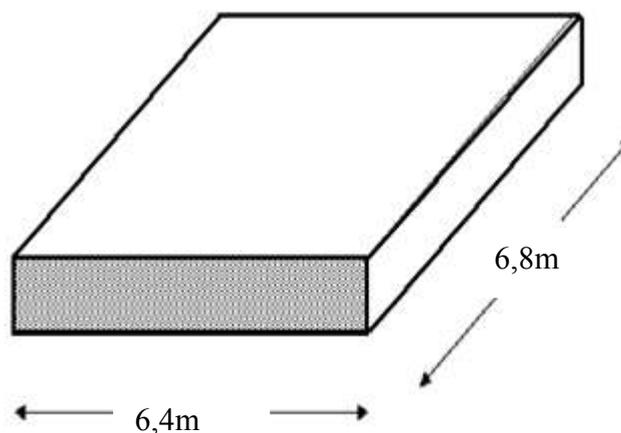
$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_{ser}$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
6,4	6,8	0.94	0,0491	0,906	253,5	435,17	326,38	394,26	295,7	435,17

### 3.2 Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

$f_{c28}=25$  MPa;  $\sigma_{bc}=14,17$ MPa;  $f_c=400$  MPa;  $\sigma_s=348$  MPa;  $b=100$  cm;  $h=40$  cm ;  $d=0,9h=36$  cm

**Fig. VI.11** Schéma du panneau le plus sollicité.

- **Section minimale**

Sens-y-y :  $0,08 \% b.h = 3,2 \text{ cm}^2$ .

Sens x-x :  $A_s \text{ min} = 1,2.(A_{\text{min}} \text{ suivant y-y}) = 3,84 \text{ cm}^2$

**Tab.VI.12** Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	$M_u$ (kNm)	$A_s^{\text{cal}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s^{\text{min}}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A_s^{\text{adp}}$ ( $\text{cm}^2$ )	St (cm)
<b>Travée</b>	x-x	373,92	33,63	3,84	11T20	34,56	10
	y-y	323,85	28,65	3,2	10T20	31,42	15
<b>Appui</b>	x-x	249,28	21,47	3,84	7T20	21,99	20
	y-y			3,2			20

- **Espacement**

$$Esp \leq \text{Min.}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min.}(90\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- **En travée**

-Sens x-x

$$S_t = \frac{100}{10} = 10.\text{cm} < 33\text{cm}$$

On adopte  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

-Sens y-y

$$Esp \leq \text{Min}(4h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120.\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{9} = 11,11\text{cm} < 33\text{cm}$$

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

- **Aux Appuis**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,67.\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

◆ **Vérfications nécessaires**

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,347 \text{ cm}^2$$

**Tab.VI.13** Vérifications CNF.

	Sens	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Vérifications
<b>Travée</b>	x-x	34,56	4,347	Oui
	y-y	31,42	4,347	Oui
<b>Appui</b>	x-x	21,99	4,347	Oui
	y-y			

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

**Tab.VI.14** Vérification des contraintes (radier).

	Sens	$M_{\text{ser}}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
<b>Travée</b>	x-x	326,38	28,9	23	178,848	15,4	15	158,5	201,6	Non
	y-y	295,7	25,88	18	292008	14,8	15	149,2	201,6	Oui
<b>Appui</b>	x-x	435,17	40,26	23	178,848	17,3	15	186,3	201,6	Non
	y-y			18	292008					

✓ **Remarque :** La contrainte d'acier n'est pas vérifié ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

**Tab.VI.15** Vérification des contraintes (correction).

	Sens	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$S_t$
<b>Travée</b>	x-x	10T20	31,42	10
	y-y	9T20	28,27	15
<b>Appui</b>	x-x	11T25	54	10
	y-y			

	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> ) 10 <sup>13</sup>	Σbc (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Vérificat ion
Travée	x-x	326,38	31,42	23	1,78	14,8	15	153,8	201,6	Oui
	y-y	295,7	28,27	18	2,92	14,1	15	144,7	201,6	Oui
Appui	x-x	435,17	54	23	1,78	14,8	15	164,3	201,6	Oui
	y-y				2,92					

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

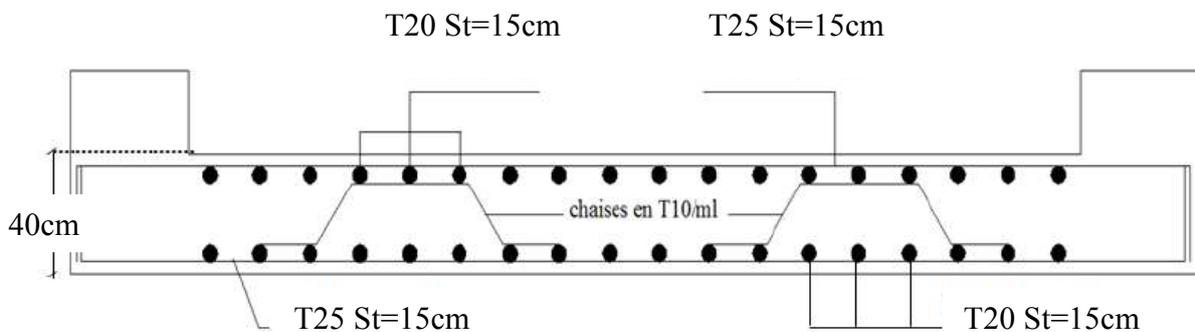
On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}, 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec

$$\tau_u = \frac{Tu}{b d}$$

$$Tu = \frac{qu.L}{2} = \frac{290,5 \times 6,8}{2} = 929,6\text{kn}$$

$\tau_u = 2,5 = \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots \text{Vérifiée}$



**Fig.VI.12** Ferrailage de la dalle du radier.

**b. Ferrailage des nervures**

**1. Calcul des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "BAEL91 modifier 99" [3]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

En travée :  $M_t=0,85M_0$

Sur appuis :  $M_a=0,50M_0$

## 2. Calcul des armatures

**Sens porteur (x-x) :**  $L=6,8$  m ;  $q=290,43$  kN/ml ;  $b=70$  cm ;  $h=70$  cm ;  $d=63$  cm.

**Tab.VI.16** Ferrailage des nervures (sens longitudinale).

	$M_u$ (kN.m)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	1426,88	48,13	10T25	49,09
<b>Appuis</b>	839,34	27,86	9T20	28,27

**Sens porteur (Y-Y) :**  $L=6,4$  m ;  $q=290,5$  kN/ml ;  $b=70$  cm ;  $h=70$  cm ;  $d=63$  cm.

**Tab.VI.17** Ferrailage des nervures (Sens transversale).

	$M_u$ (kNm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	1264,26	42,87	9T25	44,18
<b>Appuis</b>	743,68	24,57	5T20+5T16	25,76

### ◆ Vérifications nécessaires

#### ➤ Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 7,6.cm^2$$

**Tab.VI.18** Vérification de la condition de non fragilité.

		$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$	Vérification
<b>Sens X</b>	<b>Travée</b>	49,09	7,6	Oui
	<b>Appuis</b>	28,27	7,6	Oui
<b>Sens Y</b>	<b>Travée</b>	43,98	7,6	Oui
	<b>Appuis</b>	25,13	7,6	Oui

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

**a- sens longitudinale**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{290,43 \times 6,8}{2} = 987,46 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{987,7 \times 10^3}{700 \times 630} = 2,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**b- Sens transversale**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{290,5 \times 6,4}{2} = 929,6 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{929,6 \times 10^3}{700 \times 630} = 2,1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Armatures transversales**

$$\frac{A_t}{St} \geq \frac{T^{ELU}}{0,9 \cdot d \cdot \sigma_s} \quad ; \quad \text{Avec : } Tu = \frac{ql}{2} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$$

Avec :  $St = 20 \text{ cm}$  ;  $T_{elu} = 987,46 \text{ KN}$  ;  $fe = 400\text{MPa}$

**Donc :  $A_t \geq 4,37\text{cm}^2 \Leftrightarrow$  choix 6T10 (4,71 cm<sup>2</sup>) ; cad 3 cadre de T10**

❖ **Armatures de peau**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

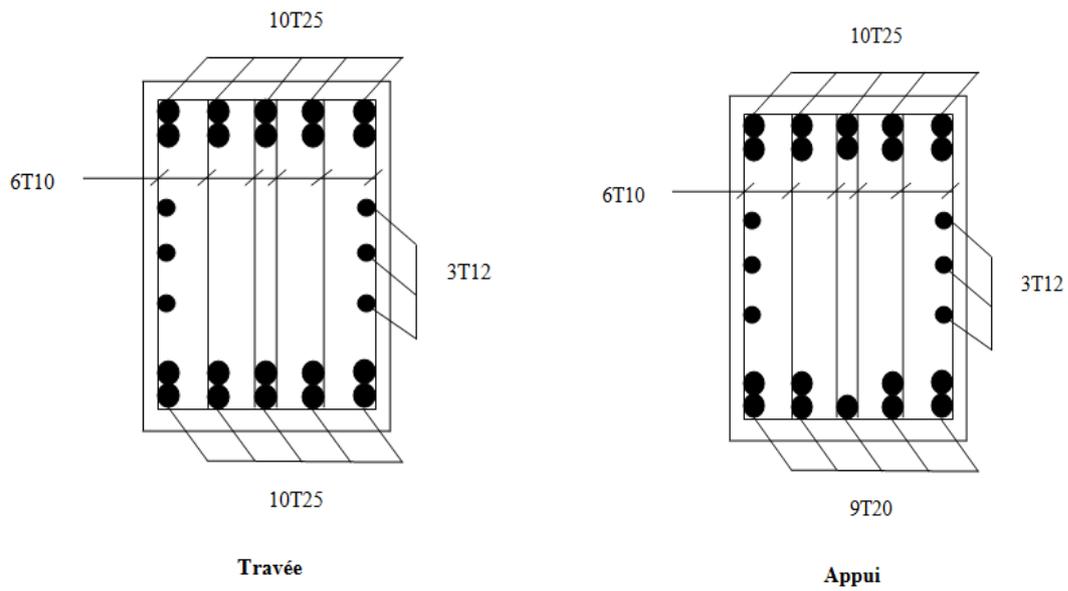
Leur section est au moins 3cm<sup>2</sup> /ml pour metre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction (h=125 cm).

**Ap = 3cm<sup>2</sup>/m x 1 = 3cm<sup>2</sup>.....3T12 = 3,39cm<sup>2</sup> (longitudinale)**

**Ap = 3cm<sup>2</sup>/m x 1 = 3cm<sup>2</sup>.....3T12=3,39cm<sup>2</sup> (transversale)**

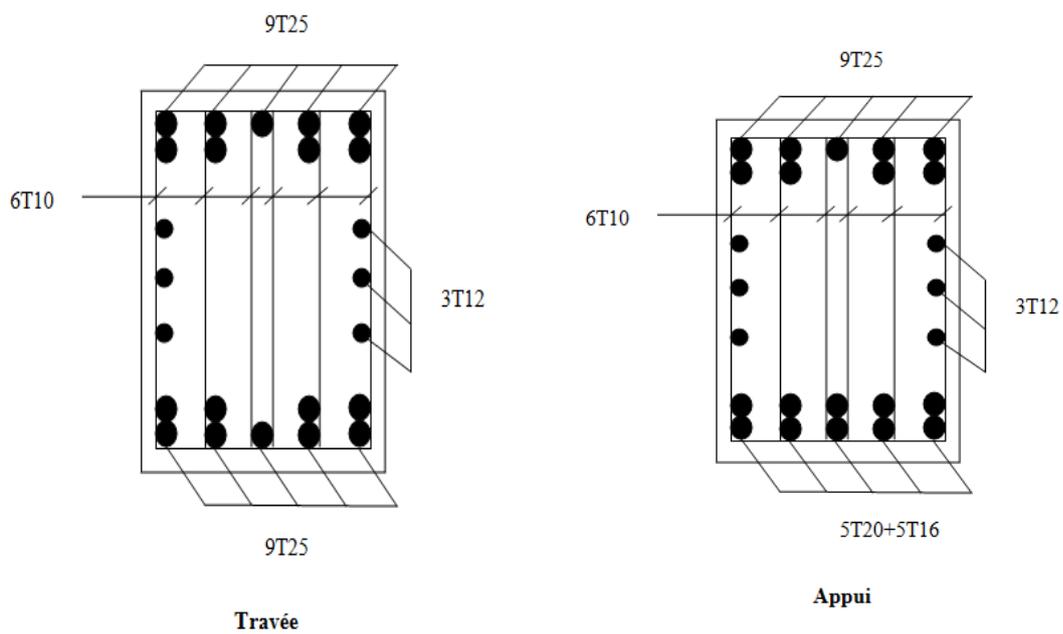
**Schémas de Ferrailage des Nervures du radier**

**1- sens longitudinale**



**Fig.VI.13** Ferrailage des nervures pour sens longitudinale.

**2-sens transversale**



**Fig.VI.14** Ferrailage des nervures pour sens transversale.

### C. Ferrailage du débord

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

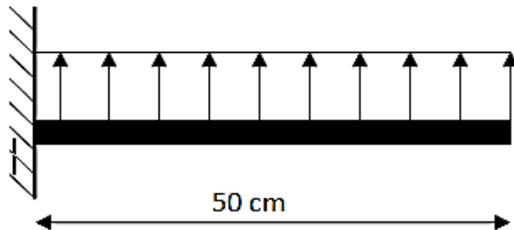


Fig.VI.15 Schéma statique du débord.

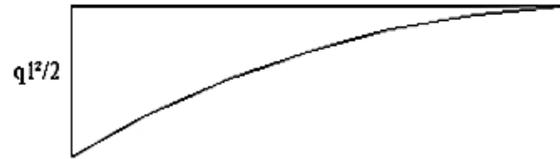


Fig. VI.16 Diagramme des Moments.

- **Evaluation des charges et surcharges**

E.L.U :  $q_u = 290,43 \text{ kN/ml}$   $\implies$  Pour une bande de 1m.

E.L.S :  $q_{ser} = 253,5 \text{ kN/ml}$   $\implies$  Pour une bande de 1m.

- **Calcul des efforts**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

-E.L.U

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 36,31 \text{ kn.m}$$

$$T_u = - q_u \cdot L = -145,25 \text{ kN}$$

-E.L.S

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 31,7 \text{ kNm}$$

➤ **Calcul de ferrailage**

$q_u = 290,43/\text{ml}$  ,  $b = 100 \text{ cm}$  ,  $h = 40 \text{ cm}$  ,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ,  $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$ .

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 36,31 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0,019$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0249$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 35,64 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 2,93 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,347 \text{ cm}^2 < 6,79 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Choix : 6T12, avec  $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$ , esp=20 cm

❖ **Armature de répartition:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,69 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 3,34 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T12 = 4,52 cm<sup>2</sup>

St =25cm.

◆ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{145,25 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0,403 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

◆ **Vérification des contraintes à l'ELS**

qser =31,7 kN/ml

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$

**Tab.VI.19** Vérification des contraintes du débord.

<b>M<sub>ser</sub></b> <b>(kN.m)</b>	<b>A<sub>s</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Y</b> <b>(cm)</b>	<b>I</b> <b>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>σ̄<sub>bc</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>σ<sub>s</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>σ̄<sub>s</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>Vérification</b>
31,7	2,55	18	2,92	4,91	15	11,4	201,6	vérifiée

L'élaboration de ce projet de fin d'étude nous a permis de mettre en évidence nos connaissances acquises durant le cycle de formation de master, de les approfondir en utilisant les documents techniques et en appliquant des différents règlements et méthodes de calcul, ainsi en utilisant des différents logiciels de calcul récents.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- L'ingénieur en génie civil et l'architecte doivent travailler en collaboration dès le début du projet.
- Le pré dimensionnement est une étape préliminaire qui a pour but de choisir des sections pour les éléments structuraux afin de les modéliser, un pré dimensionnement bien réfléchi facilitera énormément l'étude dynamique de la structure.
- Le séisme, un des effets à considérer dans le cadre de la conception des structures, reste le plus dangereux, ainsi la modélisation des structures nécessite une bonne maîtrise de la méthode des éléments finis et des logiciels qui l'utilise (**SAP2000**).
- L'étude du comportement dynamique d'une structure dont la forme en plan est irrégulière nous a permis de mieux visualiser la présence des modes diagonaux selon les axes principaux de la structure.
- La disposition optimale des voiles de contreventement assurera le comportement idéal de la structure et évitera un surdimensionnement ou sur ferrailage des éléments résistants.
- Le ferrailage des poutres et des poteaux a été fait avec la méthode classique, en vérifiant les critères imposés par **RPA99 ver2003** et **BAEL99**.
- Le calcul des voiles de contreventement a été fait par la méthode des contraintes qui considère l'élément poteau-voile comme un élément composé travaillant en flexion composé, tout en respectant les exigences des **RPA99 ver2003**.
- le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et du volume de la charge prévenant de la structure, dans notre cas, vu que la contrainte du sol est (2 bars), un radier nervuré a été nécessaire afin de stabiliser la structure.
- L'utilisation des logiciels et programmes de calcul (SAP2000, SOCOTEC, EXCEL...) permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude.

Enfin, ce projet nous a donné la chance d'interagir avec la vie professionnelle d'un ingénieur civil et de mettre en pratique nos connaissances théoriques.

## ***Bibliographique***

### **Documents réglementaires :**

[1]: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**

[2] : Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003**

[3]: Charges permanentes et charges d'exploitation **D.T.R B.C.2.2.**

### **Manuels techniques :**

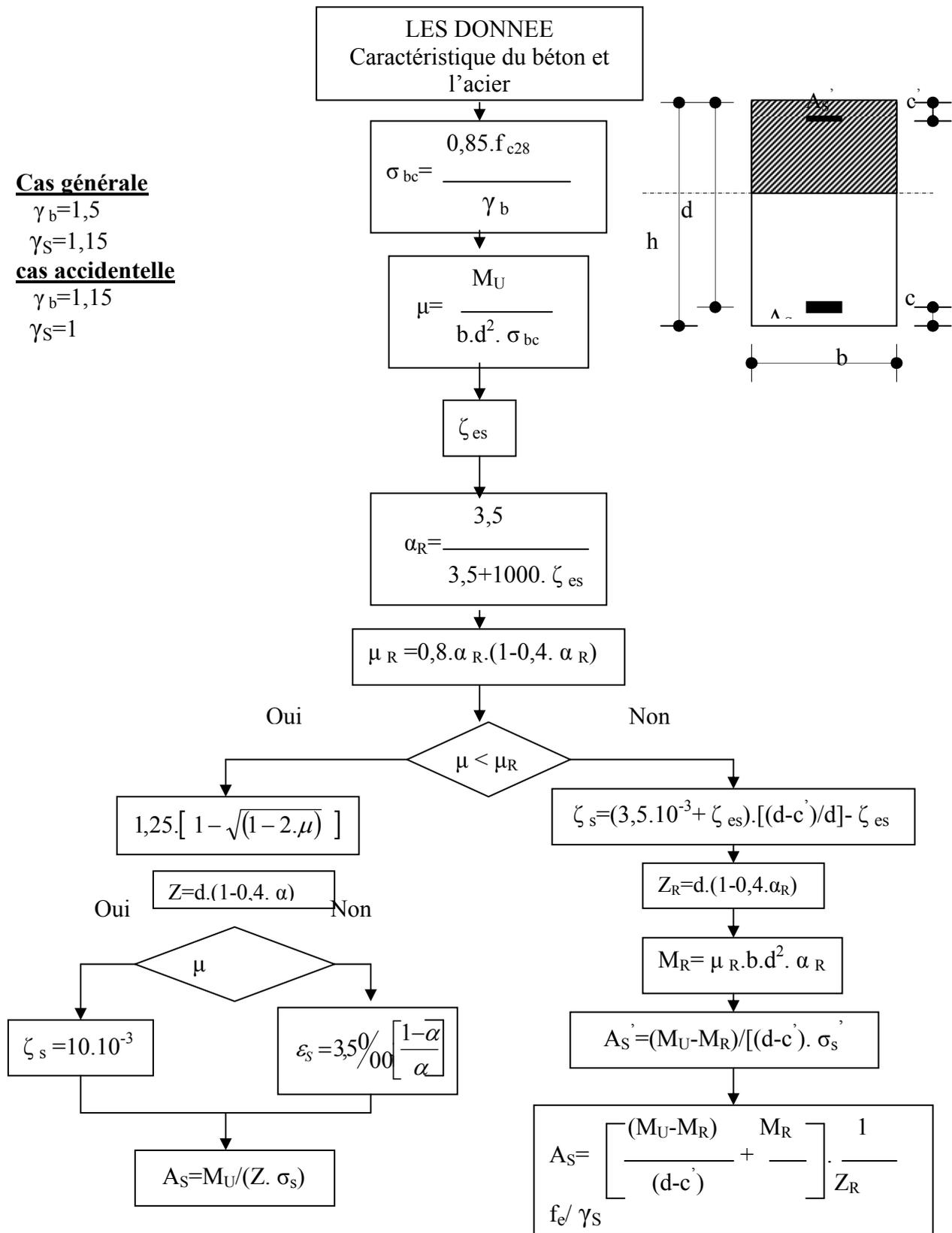
∞ Calcul des ouvrages en Béton Armé « M. BELAZOUGHI ».

### **Logiciels :**

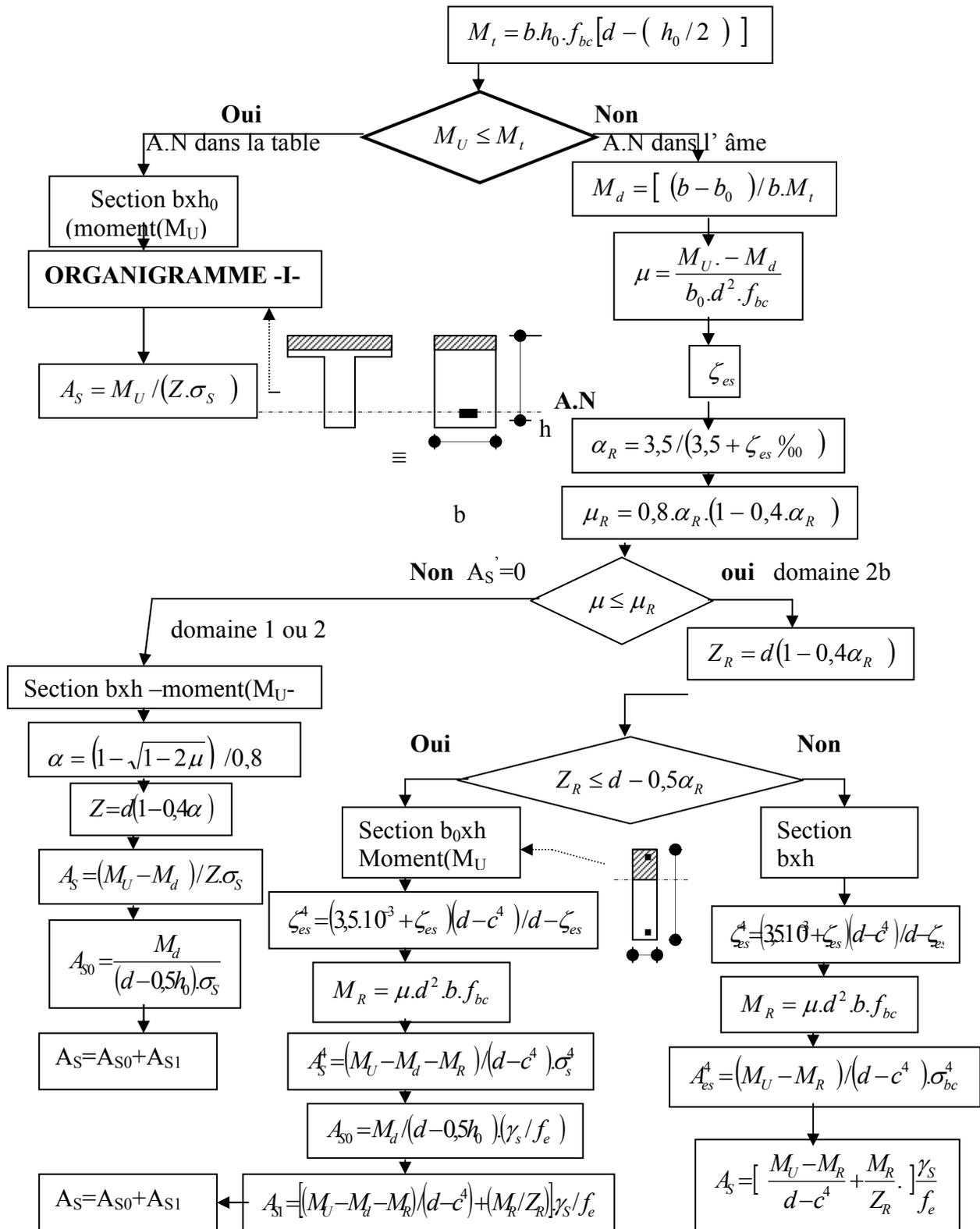
- ❖ SA.P2000.
- ❖ SOCOTEC

**ORGANIGRAMME -1-**  
**SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

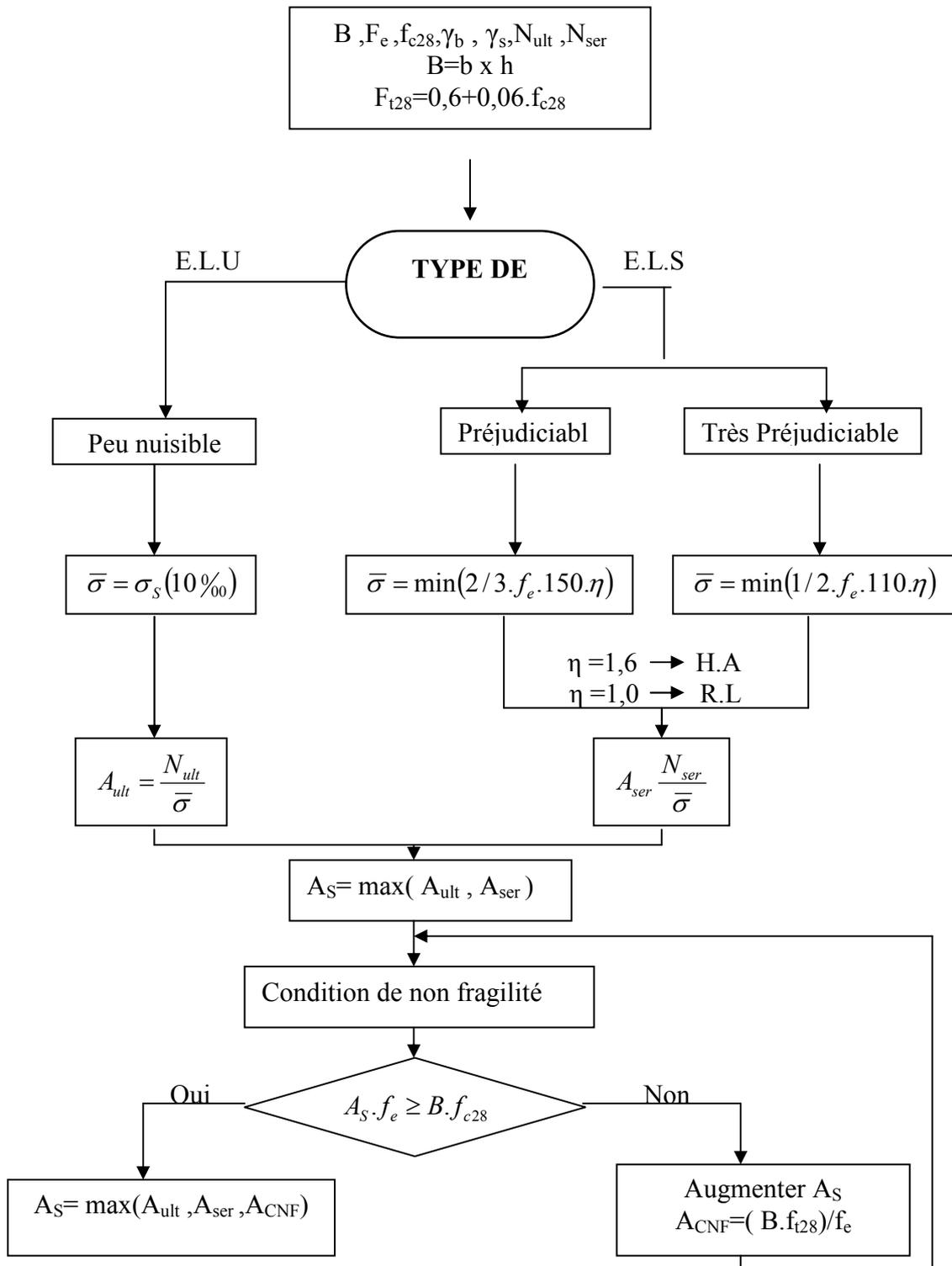
**Cas générale**  
 $\gamma_b=1,5$   
 $\gamma_s=1,15$   
**cas accidentelle**  
 $\gamma_b=1,15$   
 $\gamma_s=1$



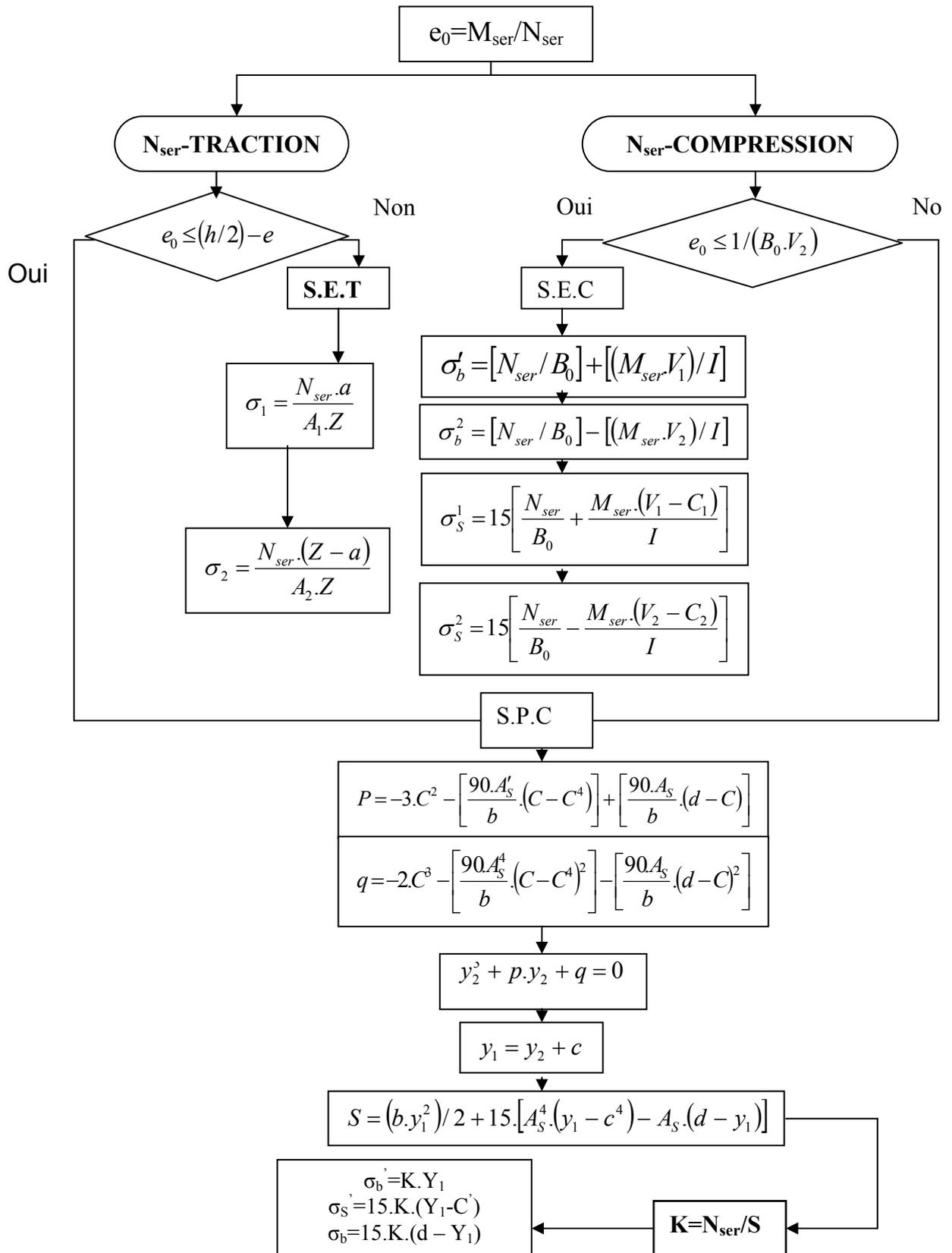
**ORGANIGRAMME -2-**  
**CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**



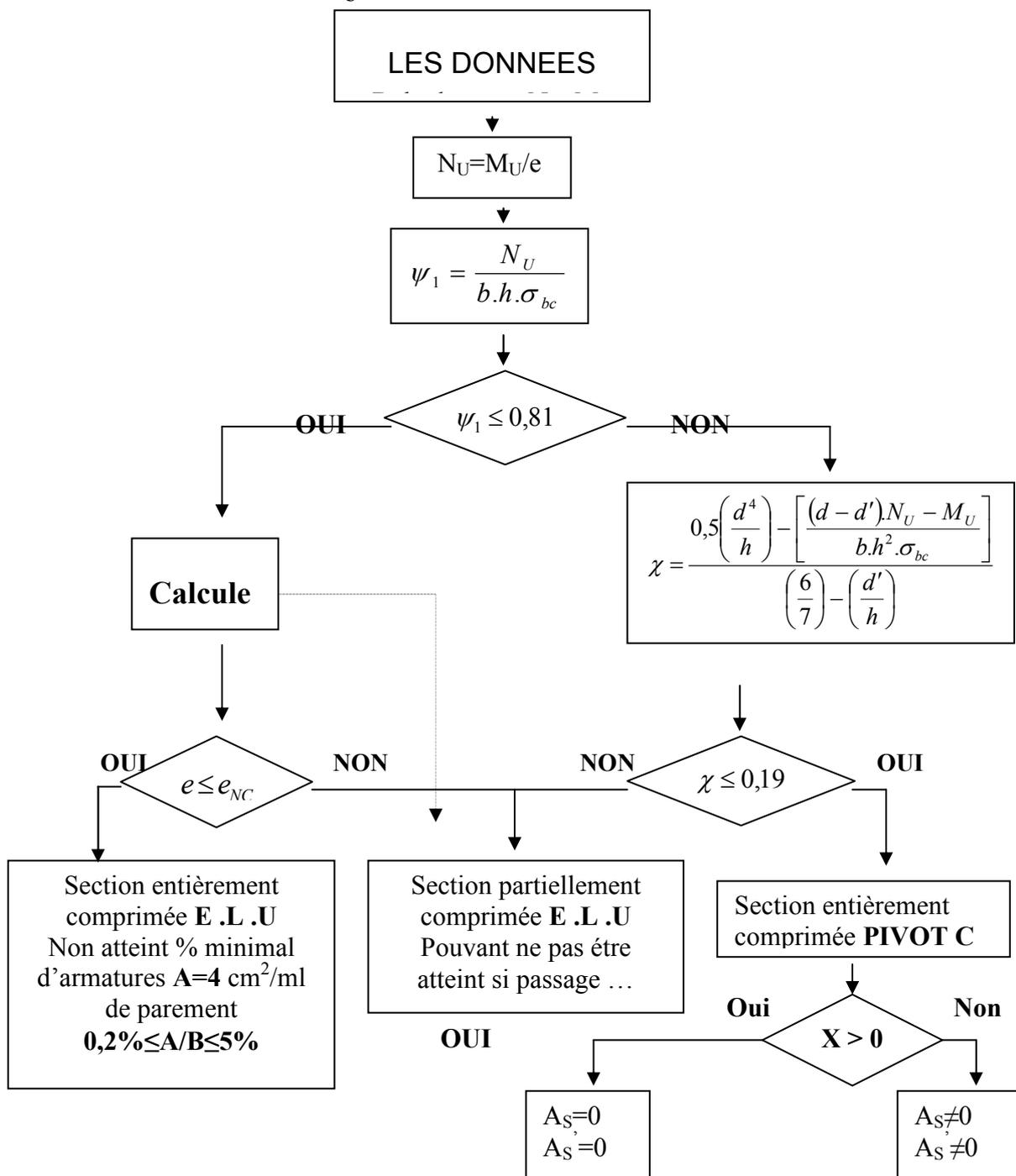
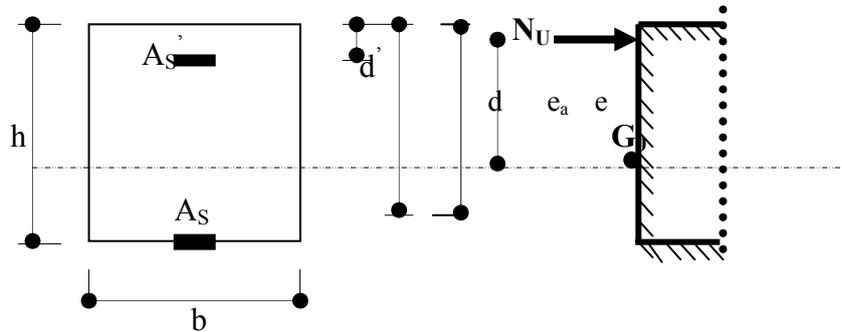
**ORGANIGRAMME -3-  
TRACTION SIMPLE**



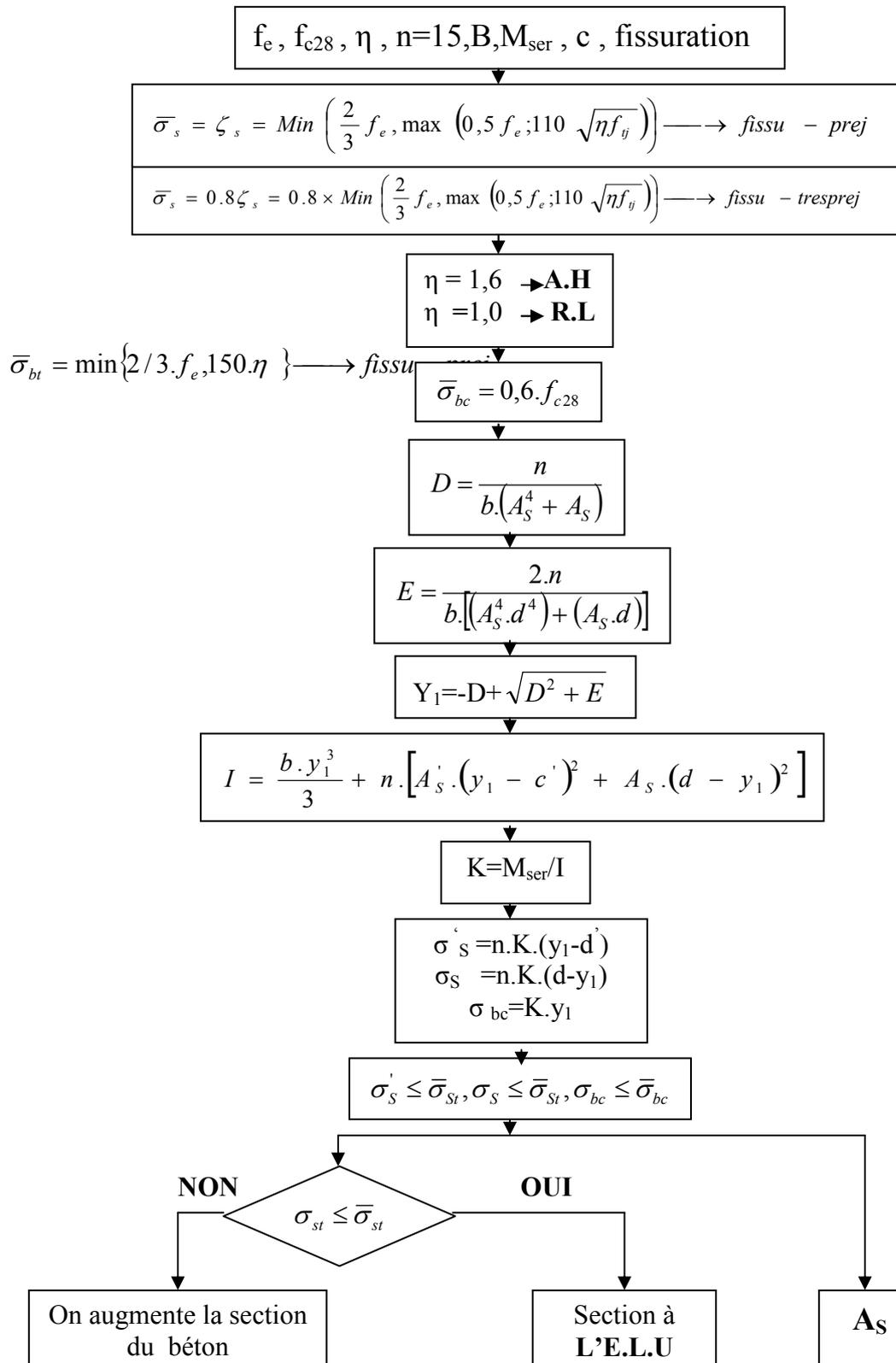
**ORGANIGRAMME-4-  
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



**ORGANIGRAMME -5-  
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE  
A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE**



**ORGANIGRAMME -6-**  
**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E.L.U.**



**ORGANIGRAMME -7-  
CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE  
A L'EFFORT TRANCHANT**

