



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET  
POPULAIRE



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

جامعة سعد دحلب - البليدة 1-  
UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA 1

كلية التكنولوجيا  
Faculté des Technologie  
دائرة الهندسة المدنية  
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج  
MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES EN GENIE CIVIL

Option : Matériaux

*THÈME*

**ETUDE D'UN CENTRE DES IMPOTS  
(RDC+10+ ENTRE SOL) EN BÉTON ARMÉ**

**Réalisé par**

- BOUCHIREB Ayyoub
- AKILI Fouad

**Encadré par**

**Mr. AZZAZ RAHMANI Abdessamed**

PROMOTION : 2018-2019

## ملخص

هذا المشروع يتكوّن أساساً من دراسة لبنانية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران و الأعمدة و الروافد المشكّلة من الخرسانة المسلّحة. تتألف هذه البناية من طابق أرضي+عشر طوابق+طابق شبه سفلي، تقع في ولاية تيبازة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 3- من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية وفقاً لمعايير المقاومة للزلازل الجزائرية **RPA99 version 2003**

أمّا بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية للمشكلة للبناية، فقد إستعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر **C.B.A 93** و **B.A.E.L 91**.

## Résumé

*Ce projet consiste principalement en l'étude d'une structure (R+10+entre sol) contreventée par des voiles et des portiques à usage bureaux. La structure est implantée dans la wilaya de TIPAZA zone de sismicité III. L'étude est conforme aux Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003.*

*Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, en appliquant le BAEL91.*

## Abstract

*This project consists mainly in analysis of a structure (R+10+entre sol) for offices purpose with shear walls. The structure is located in TIPAZA, which is characterizing by a high seismic activity (zone III). The study is carrying out regarding the Algerian seismic code RPA99 modified in 2003. The structural elements dimension and their reinforcement were carrying out according to the Algerian reinforced concrete code CBA93 and the limits states of reinforced concrete BAEL91.*

# *Remerciement*

*Avant tout nous tenons à remercier dieu de nous avoir guidé et accordé sa sauvegarde pour mener à terme ce modeste travail.*

*Nous tenons à remercier également nos parents respectifs pour tous les sacrifices qu'ils ont voulu bien consentir à notre égard tout le long de notre cursus universitaire.*

*Aussi, nous adressons et en particulier, nos vifs remerciements les plus chaleureux à notre à notre promoteur **Mr. AZZAZ Rahmani Abdessamed** de nous avoir encadré et accordé son entière disponibilité d'une part, et de nous avoir fourni toute sa clairvoyance quant à l'orientation et les précieux conseils qui nous ont été d'un très grand apport, d'autre part.*

*Nos remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur d'estimer et juger ce travail.*

*Nos remerciements vont également à tous les enseignants de **L'Université SAAD DAHLEB BLIDA** et particulièrement à ceux du département de **Génie Civil**.*

*Sans oublier en dernier, nos remerciements à tous nos amis pour leur aide, patiences leur compréhensions et leur encouragement.*

## *Dédicace*

*Je dédie ce mémoire à*

*Mon cher père (ALLAH yerahmou) qui est mort le 18 juin passé, que nulles phrases ne puissent exprimer mon grand amour pour lui, que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments, pour sa patience illimitée, son encouragement contenu, son aide, en témoignage de mon profond amour pour ses grands sacrifices.*

*(ALLAH yerahmek ya Beba).*

*Ma chère mère (ALLAH yahfedha), la plus belle femme sur terre pour moi, tu m'a tout donné, il n'existe plus des mots pour exprimer mon profond amour pour toi, que Dieu te protège, te donne la santé et de longue vie et de bonheur.*

*(Nhabek Yemma).*

*Mes chers frères et sœurs : Mohammed, Hafida, Rachid, Abdelkader, Samir, Billel et Sabrina pour leur grand amour et leur soutien qu'ils trouvent ici l'expression de ma haute gratitude.*

*Mes deux grands-pères (ALLAH yerhamhoum), ma grande-mère (ALLAH yerhamha), ma grand-mère (ALLAH yahfedha), Mes chers oncles et tantes, Mon cher oncle Abdelkader (ALLAH yerahmou), Mes chers cousins et cousines, Mes chers neveux et nièces, et toute la famille BOUCHIREB et BELGROUNE.*

*Même je dédie ce mémoire à mon cher binôme AKILI FOUAD, aussi tout mes chers amis, spécialement : Billel, Abderezak, Amine, Mohammed, Azize, Ayoub, Hamada, Ramzi, Billel Loukil, Hamza Abu Salim, Fethi, Abderaouf, Toufik, Nacer et Abdelwaheb.*

*Tous les étudiants de M2 option « Matériaux », spécialement : Hamza, Hichem, Smail, Nadir, Mohammed, Lokmane, Cherif, Basma et Safaâ.*

*Je vous aime beaucoup*

*Ayyoub*

# Dédicace

Je dédie ce mémoire à

*Ma chère mère (ALLAH yerahimha) qui est morte, que nulles phrases ne puissent exprimer mon grand amour pour elle, que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments, pour sa patience illimitée, son encouragement contenu, son aide, en témoignage de mon profond amour pour ses grands sacrifices.*

*(Je t'aime mama).*

*Ma brave tante Khira en signe d'amour, de reconnaissance et de gratitude pour tous les sacrifices dont elle fait preuve à mon égard.*

*A mon brave père Rabah en signe d'amour, de reconnaissance et de gratitude pour tous les sacrifices dont il fait preuve à mon égard.*

*Ma chère fiancée ZINEB pour son grand amour et son soutien qu'elle trouve ici l'expression de mon grand amour.*

*A toute ma famille que j'aime beaucoup. A mon frère et ma sœur Fodil et wissem, qui m'ont encouragé et soutenu durant mes études.*

*Mon grand-père (Rabi ytawal fi zamro), Mes deux grands-mères (Rabi ytawal fi zamrhom), Mes chers oncles et tantes, Mes chers cousins et cousines, Mes chers neveux et nièces, Amir et Roeya, et toute la famille*

*AKILI et ESSERHANE*

*Même je dédie ce mémoire à mon cher binôme BOUCHIREB Ayyoub, aussi tous mes chers amis, spécialement : Billel, Youcef, Sami, Hamza, Aymen, Ayoub, Hamada, Ramzi, Billel Loukil, Hamza Philistini et Abdelwahab.*

*Tous les étudiants de M2 option « Matériaux », spécialement : Hamza, Hichem, Smail, Nadir, Mohammed, Lokmane, Cherif.*

*Fouad*

# Sommaire

**Remerciements**

**Dédicace**

**Résumé**

**Liste des tableaux**

**Liste des figures**

**Liste des symboles**

**Plans**

**Introduction générale**

## **Chapitre I : Présentation du l'ouvrage**

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux .....	2
I.4. Hypothèses de calcul aux états limites.....	8

## **Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants**

II.1.Introduction.....	9
II.2. Pré dimensionnement des planchers.....	9
II.3. Pré dimensionnement .....	10
II.3.1. Les portiques .....	11
II.3.2. Evaluation des charges et surcharges.....	14
II.3.3. Les poteaux.....	16
II.3.4. Calcul de la descente des charges.....	22
II.3.5. Pré dimensionnement des voiles .....	40

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

III.1. Acrotère .....	41
III.2. Les planchers.....	49
III.2.1. Introduction.....	49
III.2.2. Plancher en dalle pleine.....	49
III.2.3. Plancher en corps creux.....	58
III.4. Escalier.....	94
III.4. Etude des balcons.....	127

## **Chapitre IV : Etude dynamique et sismique**

IV.1. Introduction.....	134
IV.2. Etude sismique.....	134
IV.3. Choix de la méthode de calcul.....	135
IV.4. Résultats de l'analyse sismique.....	142

## **Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants**

V.1. Introduction.....	163
V.2. Ferrailage des poteaux.....	163
V.3. Ferrailage des poutres.....	183
V.4. Ferrailage des voiles.....	195

## **Chapitre VI : Etude des fondations**

VI.1. Introduction.....	216
VI.2. Fonctions assurée par les fondations.....	216
VI.3. Classification des fondations.....	216
VI.4. Calcul des fondations.....	216
VI.5. Choix de type des semelles.....	217
VI.6. Choix de type de semelle.....	217

## **Conclusion générale**

## **Références**

## **Annexe**

## Liste des tableaux

-	Tableau II.1. Dégression des surcharges.....	(20)
-	Tableau II.2. Surfaces reprises par chaque poteau.....	(21)
-	Tableau II.3. Calcul et choix des sections des poteaux centraux circulaires.....	(25)
-	Tableau II.4. Vérification de critère de résistance des poteaux centraux circulaires à l'ELS.....	(26)
-	Tableau II.5. Calcul et choix des sections des poteaux centraux carrés.....	(30)
-	Tableau II.6. Vérification de critère de résistance des poteaux centraux carrés à l'ELS.....	(31)
-	Tableau II.7. Calcul et choix des sections des poteaux de rives carrés.....	(34)
-	Tableau II.8. Vérification de critère de résistance des poteaux de rives carrés à l'ELS.....	(35)
-	Tableau II.9. Calcul et choix des sections des poteaux d'angle carrés.....	(38)
-	Tableau II.10. Vérification de critère de résistance des poteaux d'angle carrés à l'ELS.....	(39)
-	Tableau II.11. Choix d'épaisseur du voile.....	(40)
-	Tableau III.1. Evaluation des charges.....	(50)
-	Tableau III.2. Ferrailage de la dalle pleine.....	(51)
-	Tableau III.3. Vérification des contraintes à l'ELS.....	(54)
-	Tableau III.4. Récapitulatif du calcul de la flèche de la dalle pleine.....	(57)
-	Tableau III.5. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	(60)
-	Tableau III.6. Les sollicitations dans la poutrelle type1 à l'ELU.....	(74)
-	Tableau III.7. Les sollicitations dans la poutrelle type1 à l'ELS.....	(74)
-	Tableau III.8. Les sollicitations dans la poutrelle type2 à l'ELU.....	(76)
-	Tableau III.9. Les sollicitations dans la poutrelle type2 à l'ELS.....	(77)
-	Tableau III.10. Les sollicitations dans la poutrelle type3 à l'ELU.....	(78)
-	Tableau III.11. Les sollicitations dans la poutrelle type3 à l'ELS.....	(78)
-	Tableau III.12. Les sollicitations dans la poutrelle type4 à l'ELU.....	(80)
-	Tableau III.13. Les sollicitations dans la poutrelle type4 à l'ELS.....	(80)
-	Tableau III.14. Les sollicitations dans la poutrelle type4 à l'ELU.....	(82)
-	Tableau III.15. Les sollicitations dans la poutrelle type4 à l'ELS.....	(82)
-	Tableau III.16. Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.....	(84)
-	Tableau III.17. Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	(84)
-	Tableau III.18. Vérification des contraintes du béton à l'ELS.....	(87)
-	Tableau III.19. Calcul de la flèche.....	(89)
-	Tableau III.20. Résultat de combinaisons de charges du type1.....	(97)
-	Tableau III.21. Ferrailage de l'escalier type 1.....	(99)
-	Tableau III.22. Vérifications des contraintes du béton du type 1 à L'E.L.S.....	(101)

-	Tableau III.23. Vérification de la flèche de l'escalier type 1 .....	(103)
-	Tableau III.24. Résultat de la combinaison des charges de la poutre palière de l'escalier typ.....	(105)
-	Tableau III.25. Calcul des efforts (Mt ; Ma ; Tu) de la poutre palière de l'escalier type 1 .....	(106)
-	Tableau.III.26. Ferrailage de la poutre palière du l'escalier type1 .....	(107)
-	Tableau III.27. Vérification à l' ELS des contraintes du béton de la poutre palière de l'escalier type1.....	(109)
-	Tableau III.28. Vérification de la flèche de la poutre palière de l'escalier type 1 .....	(110)
-	Tableau III.29.Résultats des combinaisons de charges.....	(113)
-	Tableau III.30. Ferrailage de l'escalier type 2.....	(115)
-	Tableau III.31. Vérification des contraintes du béton de l'escalier type 2 à L'E.L.S.....	(117)
-	Tableau III.32. Vérification de la flèche de l'escalier type 2 .....	(118)
-	Tableau III.33. Résultats de la combinaison des charges de la poutre palière de l'escalier type 2.....	(121)
-	Tableau III.34. Calcul des efforts (Mt ; Ma ; Tu) de la poutre palière de l'escalier type 2.....	(122)
-	Tableau III.35. Ferrailage de la poutre palière de l'escalier type 2.....	(123)
-	Tableau III.36. Vérification des contraintes du béton de la poutre palière de l'escalier type 2.....	(124)
-	Tableau III.37. Vérification de la flèche de la poutre palière de l'escalier type 2.....	(126)
-	Tableau III.38. Les combinaisons des charges dues au balcon.....	(128)
-	Tableau III.39. Ferrailage du balcon.....	(131)
-	Tableau III.40. Vérification des contraintes du béton du balcon.....	(132)
-	Tableau IV.1 Facteur de qualité.....	(141)
-	Tableau IV.2. Les sections du poteau carré dans les différents étages.....	(142)
-	Tableau IV.3. Les sections du poteau circulaire dans les différents étages.....	(143)
-	Tableau IV.4. La participation massique du modèle initial.....	(143)
-	Tableau IV.5. La participation massique du 2ème modèle.....	(146)
-	Tableau IV.6. Vérification des déplacements inter étages du 2ème modèle.....	(148)
-	Tableau IV.7. La participation massique du 3ème modèle.....	(150)
-	Tableau IV.8. Vérification des déplacements inter étages du 3ème modèle.....	(153)
-	Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal pour les poteaux carrés.....	(154)
-	Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal pour les poteaux circulaires.....	(155)
-	Tableau IV.11. Participation massique du modèle final (après vérification de l'effort normal réduit.....	(156)
-	Tableau IV.12. Vérification des déplacements inter étages du modèle final.....	(157)
-	Tableau IV.13. Vérification des déplacements inter étages du modèle final (après la correction de « R ».....	(160)

-	Tableau IV.14. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ dans le Sens x.....	(161)
-	Tableau IV.14. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ dans le Sens y.....	(162)
-	Tableau V.1. Caractéristiques du béton et de l'acier.....	(163)
-	Tableau V.2. Ferrailages des poteaux carrés situation durable (Nmax, Mcorr).....	(165)
-	Tableau V.3. Ferrailages des poteaux carrés situation durable (Nmin, Mcorr).....	(165)
-	Tableau V.4. Ferrailages des poteaux carrés situation durable (Mmax, Ncorr).....	(165)
-	Tableau V.5. Ferrailages des poteaux circulaires situation durable (Nmax, Mcorr).....	(166)
-	Tableau V.6. Ferrailages des poteaux circulaires situation durable (Nmin, Mcorr).....	(166)
-	Tableau V.7. Ferrailages des poteaux circulaires situation durable (Mmax, Ncorr).....	(166)
-	Tableau V.8. Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (Nmax, Mcorr).....	(167)
-	Tableau V.9. Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (Nmin, Mcorr).....	(167)
-	Tableau V.10. Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (Mmax, Ncorr) .....	(167)
-	Tableau V.11. Ferrailages des poteaux circulaires situation accidentelle (Nmax, Mcorr).....	(168)
-	Tableau V.12. Ferrailages des poteaux circulaires situation accidentelle (Nmin, Mcorr) .....	(168)
-	Tableau V.13. Ferrailages des poteaux circulaires situation accidentelle (Mmax, Ncorr).....	(168)
-	Tableau V.14. Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (Nmax, Mcorr).....	(169)
-	Tableau V.15. Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (Nmin, Mcorr).....	(169)
-	Tableau V.16. Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (Mmax, Ncorr).....	(169)
-	Tableau V.17. Ferrailages des poteaux circulaires situation accidentelle (Nmax, Mcorr).....	(170)
-	Tableau V.18. Ferrailages des poteaux circulaires situation accidentelle (Nmin, Mcorr).....	(170)
-	Tableau V.19. Ferrailages des poteaux circulaires situation accidentelle (Mmax, Ncorr).....	(170)
-	Tableau V.20. Choix des armatures des poteaux carrés.....	(171)
-	Tableau V.21. Choix des armatures des poteaux circulaires.....	(171)
-	Tableau V.22. Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés.....	(172)
-	Tableau V.23. Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés.....	(172)
-	Tableau V.24. Vérifications des contraintes pour les poteaux circulaires.....	(173)
-	Tableau V.25. Vérifications des contraintes pour les poteaux circulaires.....	(173)
-	Tableau V.26. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	(175)
-	Tableau V.27. Vérification de la contrainte de cisaillement poteaux.....	(176)
-	Tableau V.28. Espacement maximale selon RPA99 des poteaux carrés.....	(177)
-	Tableau V.29. Espacement maximale selon RPA99 des poteaux circulaires.....	(179)
-	Tableau V.30. Choix des armatures transversales des poteaux circulaires.....	(179)
-	Tableau V.31. Choix des armatures transversales des poteaux carrés.....	(180)
-	Tableau V.32. Ferrailage des poutres porteuses (35×50) cm <sup>2</sup> (situation durable).....	(184)
-	Tableau V.33. Ferrailage des poutres porteuses (35×50) cm <sup>2</sup> (situation accidentelle).....	(184)

-	Tableau V.34. Ferrailage des poutres porteuses (35×50) cm <sup>2</sup> (situation accidentelle).....	(185)
-	Tableau V.35 Ferrailage des poutres non porteuses (25×40) cm <sup>2</sup> (situation durable).....	(185)
-	Tableau V.36. Ferrailage des poutres non porteuses (25×40) cm <sup>2</sup> (situation accidentelle).....	(185)
-	Tableau V.37. Ferrailage des poutres non porteuses (25×40 ) cm <sup>2</sup> (situation accidentelle).....	(186)
-	Tableau V.38. Choix des armatures pour les poutres porteuses (35×50) cm <sup>2</sup> .....	(186)
-	Tableau V.39. Choix des armatures pour les poutres non porteuses (25×40) cm <sup>2</sup> .....	(187)
-	Tableau V.40 .Vérification de la condition de non fragilité.....	(187)
-	Tableau V.41. Vérification des poutres porteuse (35×50) cm <sup>2</sup> à l'ELS.....	(187)
-	Tableau V.42 .Vérification des poutres non porteuse (25×40) cm <sup>2</sup> à l'ELS.....	(188)
-	Tableau V.43. Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur (35×50) cm <sup>2</sup> .....	(188)
-	Tableau V.44 .Vérification de la contrainte de cisaillement dans sens non porteur (25×40) cm <sup>2</sup> .....	(189)
-	Tableau V.45. Calcul des armatures transversales.....	(189)
-	Tableau V.46. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	(191)
-	Tableau V.47. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	(191)
-	Tableau V.48. Les valeurs de $lf/l$ .....	(199)
-	Tableau V.49. Calcul de $\sigma_{lim}$ .....	(200)
-	Tableau V.50. Aciers verticaux et horizontaux.....	(201)
-	Tableau V.51. Aciers transversaux.....	(202)
-	Tableau V.52. Calcul de $\sigma_{ba}$ et $\sigma_{bna}$ pour l'exemple.....	(207)
-	Tableau V.53. Calcul des armatures verticales pour l'exemple (V1).....	(208)
-	Tableau V.54. Caractéristiques des voiles.....	(210)
-	Tableau V.56. Calcul des armatures verticales du voile (V1).....	(211)
-	Tableau V.57. Calcul des armatures verticales des voiles (V2) et (V4).....	(211)
-	. Tableau V.58. Calcul des armatures verticales du voile (V3).....	(212)
-	Tableau V.59. Calcul des armatures verticales des voiles (V5) et (V7).....	(212)
-	Tableau V.60. Calcul des armatures verticales du voile (V8).....	(213)
-	Tableau V.61. Calcul des armatures verticales du voile (V8).....	(213)
-	Tableau V.62. Calcul des aciers de couture des voiles.....	(214)
-	Tableau V.63. Calcul des aciers de compression.....	(214)
-	Tableau V.64. Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	(215)
-		
-	Tableau VI.1. Sections des semelles isolées.....	(218)
-	Tableau VI.2. Sections des semelles filantes.....	(221)
-	Tableau VI.3. Contraintes sous le radier à l'ELU.....	(229)
-	Tableau VI.4. Contraintes sous le radier à l'ELS.....	(229)

-	Tableau VI.5. Ferrailage des panneaux du radier.....	(231)
-	Tableau VI.6. Vérification des contraintes.....	(232)
-	Tableau VI.8. Ferrailage des nervures (sens porteur).....	(233)
-	Tableau VI.9. Ferrailage des nervures (sens non porteur).....	(233)
-	Tableau VI.10. Vérification de la condition de non fragilité.....	(234)
-	Tableau VI.11. Vérification des contraintes à l'ELS.....	(234)
-	Tableau VI.12. Choix des armatures transversales.....	(235)
-	Tableau VI.14. Ferrailage du voile périphérique.....	(240)
-	Tableau VI.15. Vérifications des contraintes.....	(243)

## Liste des figures

- Figure I.1 Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.....(5)
- Figure I.2. Diagramme contraintes-déformation du béton à l'ELS.....(6)
- Figure I.3. Diagramme contraintes-déformation de l'acier à l'ELS .....(7)
  
- Figure II .1. Vue de la disposition des poutres (avec les sens des poutrelles).....(10)
- Figure II.2. Schéma de l'acrotère.....(16)
- Figure II.3. Section réduite du poteau circulaire.....(18)
- Figure II.4. Section réduite du poteau carré.....(18)
- Figure II.5. Représentation de la surface reprise par le poteau central circulaire.....(22)
- Figure II.6. Représentation de la surface reprise par le poteau central carré.....(27)
- Figure II.7. Représentation de la surface reprise par le poteau de rive (carré).....(32)
- Figure II.8. Représentation de la surface reprise par le poteau de rive (carré).....(36)
- Figure II.9. Coupe de voile en plan.....(40)
- Figure II.10. Coupe de voile en élévation.....(40)
  
- Figure III.1. Schéma de l'acrotère.....(41)
- Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère.....(41)
- Figure III.3. Disposition des armatures de l'acrotère.....(41)
- Figure III.4. Schéma de la distance de l'axe neutre et le centre de pression.....(43)
- Figure III.5. Schéma du ferrailage de l'acrotère.....(45)
- Figure III.6. Schéma de la dalle pleine (le panneau le plus sollicité).....(48)
- Figure III.7. Ferrailage de la dalle pleine.....(49)
- Figure III.8. Les dimensions de corps creux (hourdis).....(57)
- Figures III.9. Schéma des poutrelles.....(58)
- Figures III.10. Vue en plan des différents types des poutrelles.....(58)
- Figure III.11. Schéma de poutrelle à cinq (5) travées.....(60)
- Figure III.12. Schéma de poutrelle à quatre (4) travées.....(61)
- Figure III.13. Schéma de poutrelle à trois (3) travées.....(61)
- Figure III.14. Schéma de poutrelle à deux (2) travées.....(61)
- Figure III.15. Schéma de poutrelle à deux (2) travées.....(62)
- Figure III.16. Schéma de poutrelle à cinq (5) travées (avec les valeurs des moments sur appuis).....(67)
- Figure III.17. Schéma de poutrelle à quatre (4) travées (avec les valeurs des moments sur appuis)....(75)

-	Figure III.18. Schéma de poutrelle à trois (3) travées (avec les valeurs des moments sur appuis)...	(77)
-	Figure III.19. Schéma de poutrelle à deux (2) travées (avec les valeurs des moments sur appuis)...	(79)
-	Figure III.20. Schéma de poutrelle à deux (2) travées (avec les valeurs des moments sur appuis)...	(81)
-	Figure III.21. Schéma de ferrailage des poutrelles en travée et sur appuis.....	(91)
-	Figure III.22. Schéma de la disposition constrictive des armateurs de la table de compression.....	(93)
-	Figure III.23. Schéma statique de l'escalier type1.....	(94)
-	Figure III.24. Schéma statique du chargement de l'escalier type 1.....	(96)
-	Figure III.25. Diagramme de moment fléchissant du type1 à l'ELU.....	(97)
-	Figure III.26. Diagramme de moment fléchissant du type 1 à l'ELS.....	(98)
-	Figure III.27. Diagramme de l'effort tranchant du type 1.....	(98)
-	Figure III.28. Schéma de ferrailage de l'escalier type 1.....	(103)
-	Figure III.29. Schéma statique de la poutre palière de l'escalier type 1.....	(105)
-	Figure III.30. Diagrammes des moments fléchissant de la poutre palière de l'escalier type1.....	(106)
-	Figure III.31. Diagrammes des efforts tranchant de la poutre palière de l'escalier type 1.....	(107)
-	Figure III.32. Schéma statique de l'escalier type 2.....	(111)
-	Figure III.33. Schéma statique du chargement de l'escalier type2.....	(113)
-	Figure III.34. Diagramme du moment fléchissant de l'escalier type 2 à l'ELU.....	(114)
-	Figure III.35. Diagramme du moment fléchissant de l'escalier type 2 à l'ELS.....	(114)
-	Figure III.36. Diagramme de l'effort tranchant de l'escalier type 2.....	(114)
-	Figure III.37. Schéma du ferrailage de l'escalier type 2.....	(119)
-	Figure III.38. Schéma statique de la poutre palière de l'escalier type 2.....	(120)
-	Figure III.39. Diagrammes des moments fléchissant de la poutre palière de l'escalier type 2.....	(122)
-	Figure III.40. Diagrammes des efforts tranchants de la poutre palière de l'escalier type 2.....	(122)
-	Figure III.41. Schéma statistique du chargement du balcon.....	(127)
-	Figure III.42. Diagramme du moment fléchissant du balcon à l'ELU.....	(129)
-	Figure III.43. Diagramme de l'effort tranchant du balcon à l'ELU.....	(129)
-	Figure III.44. Diagramme du moment fléchissant du balcon à l'ELS.....	(130)
-	Figure III.45. Diagramme de l'effort tranchant du balcon à l'ELS.....	(130)
-	Figure III.46. Schéma de ferrailage du balcon.....	(133)
-	Figure IV.1. Spectre de réponse.....	(138)
-	Figure IV.2. Vue en 3D du 1 <sup>er</sup> modèle.....	(142)
-	Figure IV.3. Mode 1 (Translation déviée).....	(144)
-	Figure IV.4. Mode 2 (Torsion).....	(144)
-	Figure IV.5. Mode 3 (Rotation).....	(144)
-	Figure IV.6. Vue en 3D du 2 <sup>ème</sup> modèle.....	(145)

-	Figure IV.7. La disposition des voiles du 2 <sup>ème</sup> modèle.....	(145)
-	Figure IV.8. Mode 1 (Translation parallèlement à x-x).....	(146)
-	Figure IV.9. Mode 2 (Torsion).....	(147)
-	Figure IV.10. Mode 3 (Rotation).....	(147)
-	Figure IV.11. Vue en 3D du 3 <sup>ème</sup> modèle.....	(149)
-	Figure IV.12. La disposition des voiles du 3 <sup>ème</sup> modèle.....	(149)
-	Figure IV.13. Mode 1 (Translation parallèlement à x-x).....	(150)
-	Figure IV.14. Mode 2 (Translation parallèlement à y-y).....	(151)
-	Figure IV.15. Mode 3 (Rotation).....	(151)
-	Figure V.1. Schéma de ferrailage du poteau carré 65×65 pour Entre sol / RDC / 1 <sup>er</sup> étage.....	(181)
-	Figure V.2. Schéma de ferrailage du poteau carré 55×55 pour 2 <sup>ème</sup> /3 <sup>ème</sup> étages.....	(181)
-	Figure V.3. Schéma de ferrailage du poteau carré 50×50 pour 7 <sup>ème</sup> /8 <sup>ème</sup> /9 <sup>ème</sup> / 10 <sup>ème</sup> étages.....	(181)
-	Figure V.4. Schéma de ferrailage du poteau carré 35×35 pour 4 <sup>ème</sup> /5 <sup>ème</sup> /6 <sup>ème</sup> étages.....	(181)
-	Figure V.5. Schéma de ferrailage du poteau circulaire D =85 cm pour Entre sol / RDC.....	(182)
-	Figure V.6. Schéma de ferrailage du poteau circulaire D =75 cm pour 1 <sup>er</sup> / 2 <sup>ème</sup> étages.....	(182)
-	Figure V.7. Schéma de ferrailage du poteau circulaire D =65 cm pour 3 <sup>ème</sup> étage.....	(182)
-	Figure V.8. Schéma de ferrailage du poteau circulaire D = 60 cm pour 4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup> étages.....	(182)
-	Figure V.9. Schéma de ferrailage du poteau circulaire D = 50 cm pour 6 <sup>ème</sup> étage.....	(182)
-	Figure V.10. Schéma de ferrailage du poteau circulaire D = 45 cm pour 7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup> étages..	(182)
-	Figure V.11. Arrêt des barres.....	(190)
-	Figure V.12. Schéma de ferrailage des poutres porteuses (35×50) cm <sup>2</sup> en travée.....	(193)
-	Figure V.13. Schéma de ferrailage des poutres porteuses (35×50) cm <sup>2</sup> sur appuis.....	(193)
-	Figure V.14. Schéma de ferrailage des poutres non porteuses (25×40) cm <sup>2</sup> en travée.....	(194)
-	Figure V.15. Schéma de ferrailage des poutres non porteuses (25×40) cm <sup>2</sup> sur appuis.....	(194)
-	Figure V.16. Schéma d'un élément soumis à une charge verticale et une autre horizontale.....	(196)
-	Figure V.17. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	(197)
-	Figure V.18. Définition de l'élément mur.....	(198)
-	Figure V.19. Mur encastré.....	(198)
-	Figure V.20. Niveaux de vérification du voile.....	(201)
-	Figure V.21. Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	(204)
-	Figure V.22. Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	(205)
-	Figure V.23. Vue de la disposition des voiles en plan.....	(210)
-	Figure V.24. Schéma de ferrailage du voile (V1).....	(215)

-	Figure VI.1. Semelle isolée.....	(217)
-	Figure VI.2. Semelle filante.....	(220)
-	Figure VI.3. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	(222)
-	Figure VI.4. Contraintes sous le radier.....	(228)
-	Figure VI.5. Schéma du ferrailage du radier.....	(232)
-	Figure VI.6. Schéma de ferrailage de la nervure sens porteur ( $55 \times 105$ ) $\text{cm}^2$ .....	(236)
-	Figure VI.7. Schéma de ferrailage de la nervure sens non porteur ( $55 \times 105$ ) $\text{cm}^2$ .....	(237)
-	Figure VI.8. Evaluation des charges.....	(238)
-	Figure VI.9. Poussées des terres.....	(239)
-	Figure VI.10. Schéma du ferrailage du voile Périphérique.....	(243)

## Liste des symboles

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- $A_s$  : Aire d'une section d'acier.
- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section de béton.
- $\phi$  : Diamètre des armatures, mode propre.
- $\varphi$  : Angle de frottement.
- $C$  : Cohésion.
- $\bar{q}$  : Capacité portante admissible.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $\sigma_c$  : Contrainte de consolidation.
- $C_c$  : Coefficient de compression.
- $C_s$  : Coefficient de sur consolidation.
- $K_t$  : Facteur de terrain.
- $Z_0$  : Paramètre de rugosité.
- $Z_{min}$  : Hauteur minimale.
- $C_r$  : Coefficient de rugosité.
- $C_t$  : Coefficient de topographie.
- $C_d$  : Coefficient dynamique.
- $C_e$  : Coefficient d'exposition.
- $C_{pe}$  : Coefficient de pression extérieure.
- $C_{pi}$  : Coefficient de pression intérieure.
- $C_p$  : Coefficient de pression nette.
- $q_{dyn}$  : Pression dynamique.
- $q_{réf}$  : Pression dynamique de référence.
- $q_j$  : Pression dû au vent.
- $F_{fr}$  : Force de frottement.
- $R$  : Force résultante.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.

## Liste des symboles

- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\tau$  : Contrainte tangentielle.
- $\beta$  : Coefficient de pondération.
- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.
- $\sigma_m$  : Contrainte moyenne.
- $G$  : Charge permanente.
- $\xi$  : Déformation relative.
- $V_0$  : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$  : État limite ultime.
- $E.L.S$  : État limite service.
- $N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- $N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- $T_u$  : Effort tranchant ultime.
- $T$  : Effort tranchant, Période.
- $S_t$  : Espacement.
- $\lambda$  : Élanement.
- $e$  : Épaisseur, Indice des vides.
- $N_q, N_\gamma, N_c$  : Facteurs de portance.
- $F$  : Force concentrée.
- $f$  : Flèche.
- $\bar{f}$  : Flèche admissible.
- $D$  : Fiche d'ancrage.
- $L$  : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $I_p$  : Indice de plasticité.
- $I_c$  : Indice de consistance.
- $W$  : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- $S_r$  : Degré de saturation.

## Liste des symboles

- $\gamma_d$  : Poids volumique sèche.
- $\gamma_h$  : Poids volumique humide.
- $\gamma_{sat}$  : Poids volumique saturé.
- $W_{sat}$  : Teneur en eau saturé.
- $W_L$  : Limite de liquidité.
- $W_p$  : Limite de plasticité.
- $d$  : Hauteur utile.
- $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.
- $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.
- $M_t$  : Moment en travée.
- $M_a$  : Moment sur appuis.
- $M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- $I$  : Moment d'inertie.
- $f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.
- $f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.
- $I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- $I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- $M$  : Moment, Masse.
- $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $P$  : Rayon moyen.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- $K$  : Coefficient de raideur de sol.
- $S_c$  : Tassement oedométrique.
- $S_c^T$  : Tassement total.
- $S_c^{adm}$  : Tassement admissible.
- $\delta$  : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- $Y, Y_I$  : Position de l'axe neutre.
- $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène

## Introduction générale

Le génie civil est un ensemble de disciplines alliant diverses techniques; dont la mission fondamentale est de permettre la conception et la réalisation d'ouvrages.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception et de la réhabilitation d'ouvrages et d'infrastructures afin de répondre aux besoins de la société en assurant : sécurité, confort des usagers, durabilité et protection de l'environnement.

Lors d'un tremblement de terre sévère, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré. Mais à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles, correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques d'effondrement ou de dommages irréversibles.

La réglementation parasismique algérienne, comme toute réglementation n'a pas un caractère définitif ni scientifique absolument exact mais représente la réunion d'un consensus (accord) technique traduisant l'état des connaissances scientifiques et d'un consensus sociétal traduisant les limites de la protection parasismique définies comme acceptables. Elle énonce l'obligation de construire parasismique. En effet deux injonctions peuvent être adressées à un maître d'ouvrage : l'obligation d'appliquer les règles parasismiques ou la démonstration du caractère parasismique de sa construction.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au domaine de **Génie Civil**.

Notre projet consiste à étudier un bâtiment **R + 10 + entre sol (usage de service « bureaux proprement dits »)** à contreventement mixte. Cet ouvrage sera étudié conformément à la réglementation en vigueur et en utilisant le logiciel **SAP2000**.

## I.1. INTRODUCTION

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'une structure constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan.

## I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Ce projet porte sur l'étude d'un centre des impôts en (**RDC+10+entre sol**) à usage de bureaux, l'ouvrage est implanté à **Tipaza**.

Cet ouvrage est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le classement des zone établit par le règlement parasismique Algérien [2].

### I.2.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

#### Dimensions en élévation

- Hauteur totale de la structure.....43,00 m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....3,60 m
- Hauteur de l'étage courant .....3,60 m
- Hauteur de l'entre sol .....3,40 m

#### Dimensions en plan

- Longueur totale en plan .....38,68 m
- Largeur total en plan .....31,17 m

### I.2.2. OSSATURE

La structure est constituée par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens ; donc d'après [RPA 99 version 2003] le système de contreventement de cette dernière est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques » (type 4a) [2].

### I.2.3. CLASSIFICATION DE LA STRUCTURE SELON [RPA 99 version 2003]

La structure est un ouvrage classé dans le « **groupe 2** », car elle est à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas **48 m** [2].

#### I.2.4. PLANCHER

Vu la forme géométrique de la structure et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour deux types de planchers

- Plancher en corps creux.
- Plancher en dalle pleine.

#### I.2.5. ESCALIER

La structure comporte quatre cages d'escalier dont deux cages sont du l'entre sol au RDC, une cage est de l'entre sol au 9<sup>ème</sup> étage et l'autre est de l'entre sol au 10<sup>ème</sup> étage.

#### I.2.6. MAÇONNERIES

La maçonnerie de la structure est réalisée en briques creuses dont

- Murs extérieurs constitué d'une double paroi en briques **10 cm** et **15 cm** d'épaisseur, séparées par une âme d'air de **5 cm** d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitué par une seule paroi de brique de **10 cm** d'épaisseur

### I.3. CARACTÉRISTIQUES 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 [BAEL91] et tous les règlements applicables en Algérie [RPA 99 version 2003 et CBA93].

#### I.3.1. BÉTON

##### a. Composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau.

La composition courante de  $1m^3$  de béton est de

- **350 Kg** de ciment CPA 325.
- **400 l** de sable  $D_g \leq 5 mm$ .
- **800 l** de gravillon  $5mm \leq D_g \leq 25 mm$ .
- **175 l** d'eau de gâchage.

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

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps (durabilité).

## **b. Résistance du béton [1].**

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

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression «*J*» jours, généralement à **28 jours**. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de **200,96 cm<sup>2</sup>** de section et de **32 cm** d' hauteur.

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 \times f_{c28} \times \log(j + 1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j \gg 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$$

La résistance de notre béton est prise égale à  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

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

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

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté «*a*» et de longueur «*4a*» reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par «*f<sub>tj</sub>*», elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}.$$

**c. Module de déformation longitudinale**

Ce module est connu sous le nom de module de « *Young* ou *module de déformation longitudinale* », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

**c.1. Module d'élasticité instantané «  $E_{ij}$  »**

Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \zeta$ ) d'un teste de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel .

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj} ; E_{ij} : \text{en MPa}) [1].$$

**c.2. Module d'élasticité différé «  $E_{vj}$  »**

Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \zeta$ ) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} [1].$$

Pour notre cas  $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa} ; E_{vj} = 10721,40$$

**d. Coefficient de poisson**

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

$$\nu = \frac{\Delta l}{l}$$

- **E.L.U**  $\nu = 0,0$  calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **E.L.S**  $\nu = 0,2$  calcul des déformations (béton non fissuré).

**e. Poids volumique :**

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

**f. Les contraintes limite de calcul :****f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :**

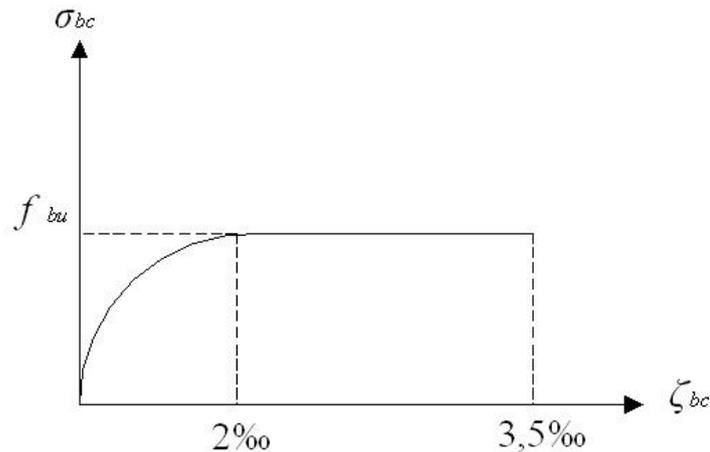
L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} [1].$$

Avec

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité, *tel que*

- $\gamma_b = 1,5$  cas des situations durables ou transitoires.....  $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$ .
- $\gamma_b = 1,15$  cas des situations accidentelles.....  $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$ .



**Figure I.1** Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.

**f.2. Contrainte à l'état limite de service (ELS)**

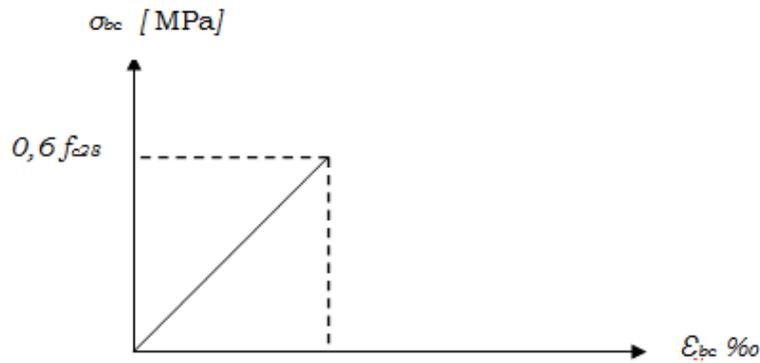
L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue, on distingue

- 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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} [1].$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$



**Figure I.2.** Diagramme contraintes-déformation du béton à l'ELS.

### I.3.2. L'ACIER

#### a. Limite d'élasticité

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie désignée par  $f_e$  On utilise

- Des aciers de haute adhérence (**HA**) de nuance **FeE400**, caractérisés par leur limite élastique  $F_e = 400 \text{ MPa}$ .
- Des aciers ronds lisses (**RL**) de nuance **FeE24**, caractérisés par leur limite élastique  $F_e = 235 \text{ MPa}$ .
- Les treillis soudées « **T.S** ».

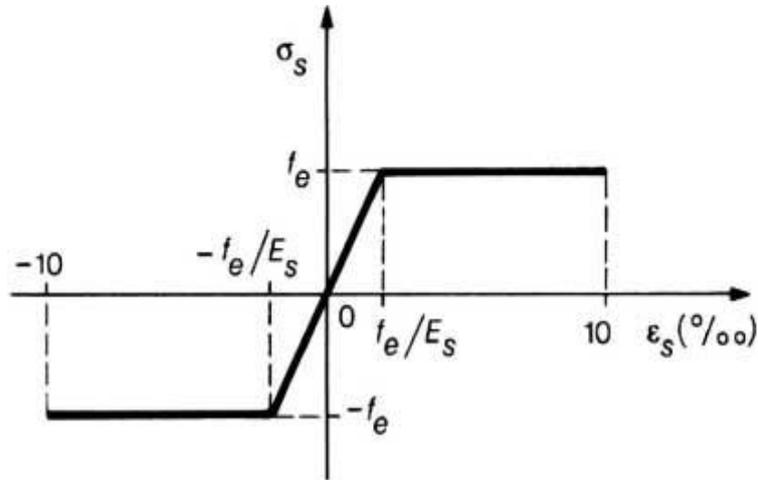
#### b. Module d'élasticité des aciers

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les é ont montré que sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier.

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

c. Les contraintes limite de calcul [1].c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant



**Figure I.3.** Diagramme contraintes-déformation de l'acier à l'ELS.

Avec

$f_e$  : Contrainte limite élastique.

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

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

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers **FeE400** on a  $\xi_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2.10^5} = 1,74\text{‰}$

**c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)**

C'est l'état où on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable:  $\sigma_s = \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right)$  (MPa)
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \left(\frac{1}{2} f_e; 110\eta\right)$  (MPa)

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$  pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$  pour les aciers à haute adhérence.

**d. Le coefficient d'équivalence :**  $\zeta_{bc} = \frac{\sigma_{bc}}{E_b}$

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.4. HYPOTHESES DE CALCUL**

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes

- Les sections droites restent planes après déformation.
- 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 la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à **10 ‰**.

La contrainte de calcul, notée «  $\sigma_s$  » et qui est définie par la relation  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  [1].

- ◆ rond lisse  $\begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$
- ◆ haute adhérence  $\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$

Allongement de rupture  $\zeta_s = 10\%$ .

# **CHAPITRE I**

## **PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATETIAUX**

# **CHAPITRE II**

## **PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS**

## II.1. INTRODUCTION

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le « *RPA99 version 2003* » [2], mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

## II.2. PRÉ DIMENSIONNEMENT PLANCHERS

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes données en référence.

### a. Plancher à corps creux

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

Avec

- $e$ : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.
- $L$  : La distance entre nues des appuis  $L_{min} = \min (L_{x max} ; L_{y max})$ .

On a

$$L_{min} = 03.55 \text{ m.}$$

$$\frac{355}{25} \leq e \leq \frac{355}{20}$$

$$14.20 \leq e \leq 17.75$$

Suivant la standardisation, nous adoptons un plancher de (16+5) cm.

### b. Plancher à Dalle pleine

Condition de résistance au feu

- $e=7$  cm Pour une heure de coupe-feu.
- $e=11$  cm Pour deux heures de coupe-feu.

On admet  $e = 11$  cm.

Isolation phonique

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à **13 cm**, pour obtenir une bonne isolation acoustique [4].

- On admet  $e = 14$  cm.

**Résistance à la flexion**

Pour des dalles reposant sur quatre appuis (plancher dalle pleine)

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre appuis a une portée de 710 cm.

$$\frac{710}{50} \leq e \leq \frac{710}{40}$$

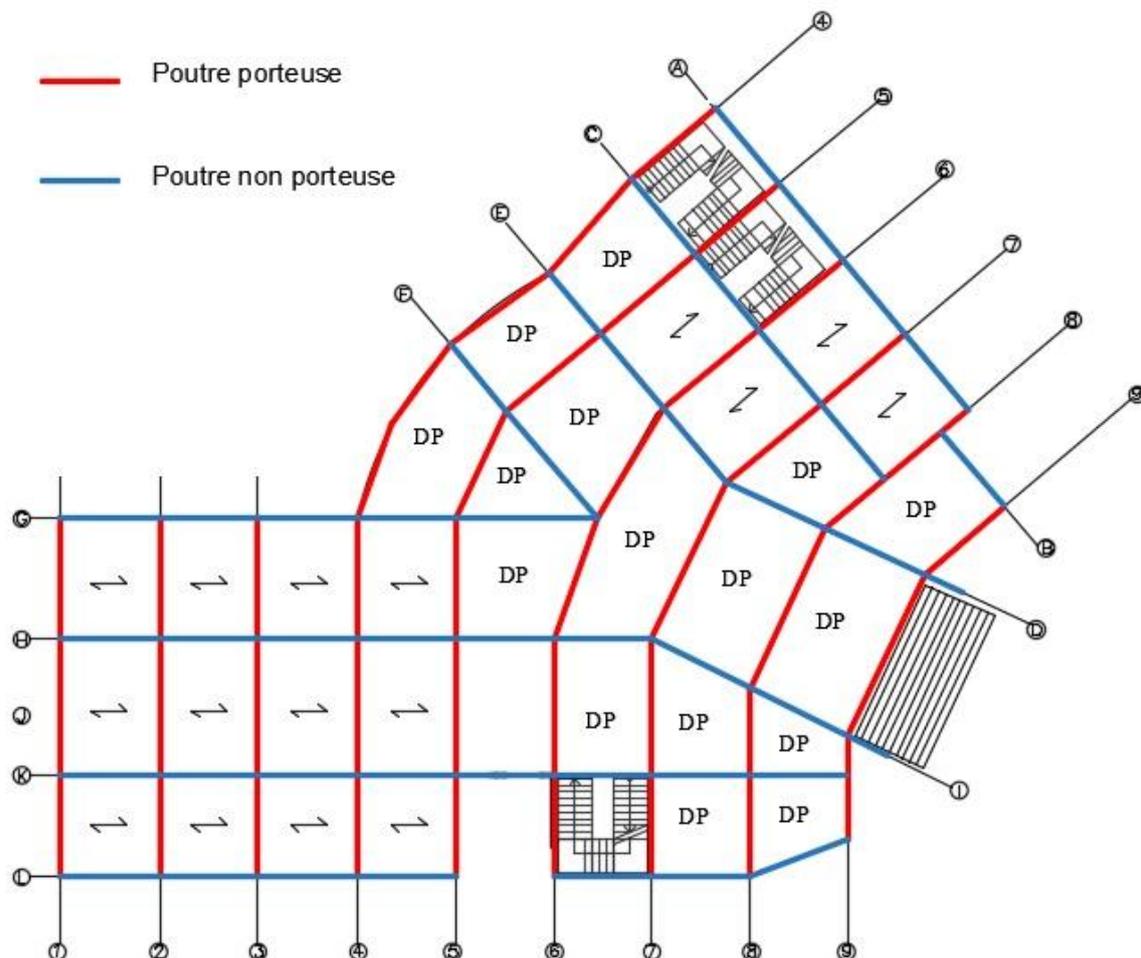
Ce qui donne donc  $14,20 \leq e \leq 17,75$

Le Choix  $e = 15 \text{ cm}$ .

$\rightarrow e = \text{Max}(15 \text{ cm} ; 14 \text{ cm} ; 11 \text{ cm})$

On limite donc notre épaisseur à  $e=15\text{cm}$ .

**II.3. PRÉ DIMENSIONNEMENT**



**Figure II .1.** *Vue de la disposition des poutres (avec les sens des poutrelles).*

### II.3.1. LES PORTIQUES

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

#### II.3.1.1. Les poutres

Le pré dimensionnement des poutres se fait par

Un choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le « **BAEL 91 modifié 99** » et une vérification selon « **RPA 99 version 2003** ».

#### a. Poutres porteuses

D'après le « BAEL 91 modifié 99 »

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad [1].$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec

- $L$  : La portée maximale de la poutre.
- $h$  : La hauteur de la section.
- $b$  : La largeur de la section.

Détermination de la hauteur « h »

On a  $L=5,07m$ .

$$\frac{507}{15} \leq h \leq \frac{507}{10}$$

$$33,80 \leq h \leq 50,70$$

On prend  $h=45cm$ .

Détermination de la largeur « b »

$$0,3 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45$$

$$13,50 \leq b \leq 31,50$$

On prend  $b=30cm$ .

Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » [2] (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après

$$b \geq 20\text{cm} \rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 45\text{cm} > 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{45}{30} = 1,50 < 4 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Condition de rigidité

On doit vérifier que

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{45}{507} = 0,088 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

**b. Poutres non porteuses**

D'après le « BAEL 91 modifié 99 »

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ [1].}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Détermination de la hauteur « h »

On a  $L=3,56\text{m}$

$$\frac{356}{15} \leq h \leq \frac{356}{10}$$

$$23,73 \leq h \leq 35,60$$

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

Détermination de la largeur « b »

$$0,3 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$10,50 \leq b \leq 24,50$$

On prend  $b=20\text{cm}$

Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après

$$b \geq 20\text{cm} \rightarrow b = 20\text{cm} = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{20} = 1,75 < 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Condition de rigidité

On doit vérifier que

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{356} = 0,098 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

➤ Conclusion

Le choix qu'on a pris d'après le pré dimensionnement des sections des poutres porteuses et des poutres non porteuses est obtenu comme suit

- **Poutre porteuse 35×50 cm<sup>2</sup>.**
- **Poutre non porteuse 25×40 cm<sup>2</sup>.**

**II.3.2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES**

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

**A. PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE (CORPS CREUX)**

**a. Charges permanentes**

1-	Gravillon de protection ( $e=5cm ; \rho=17kN/m^3$ ).....	0,85kN/m <sup>2</sup>
2-	Etanchéité multicouche .....	0,12kN/m <sup>2</sup>
3-	Forme de pente ( $e_{moy}=10cm ; \rho=22kN/m^3$ ).....	2,20kN/m <sup>2</sup>
4-	Polyane.....	0,01kN/m <sup>2</sup>
5-	Isolation thermique (liège) ( $e=4cm ; \rho=4kN/m^3$ ).....	0,16kN/m <sup>2</sup>
6-	Dalle de compression + corps creux (16+5).....	2,94kN/m <sup>2</sup>
7-	Enduit en plâtre ( $e=2cm ; \rho=10kN/m^3$ ).....	0,20kN/m <sup>2</sup>
		<b>G=6,48kN/m<sup>2</sup></b>

**b. Surcharge d'exploitation**

Terrasse inaccessible **Q=1,00kN/m<sup>2</sup>**

**B. PLANCHER TERRASSE ACCESSIBLE (CORPS CREUX)**

**a. Charges permanentes**

1-	Carrelage ( $e=2cm ; \rho=20kN/m^3$ ).....	0,40kN/m <sup>2</sup>
2-	Mortier de pose ( $e=2cm ; \rho=20kN/m^3$ ).....	0,40kN/m <sup>2</sup>
3-	Etanchéité multicouche .....	0,12kN/m <sup>2</sup>
4-	Lit de sable ( $e=3cm ; \rho=18kN/m^3$ ).....	0,54kN/m <sup>2</sup>
5-	Forme de pente ( $e_{moy}=10cm ; \rho=22kN/m^3$ ).....	2,20kN/m <sup>2</sup>
6-	Isolation thermique (liège) ( $e=4cm ; \rho=4kN/m^3$ ).....	0,16kN/m <sup>2</sup>
7-	Dalle de compression + corps creux (16+5).....	2,94kN/m <sup>2</sup>
8-	Enduit en plâtre ( $e=2cm ; \rho=10kN/m^3$ ).....	0,20kN/m <sup>2</sup>
		<b>G=6,96kN/m<sup>2</sup></b>

**b. Surcharge d'exploitation**

Terrasse accessible **Q=1,50kN/m<sup>2</sup>**

**C. PLANCHER TERRASSE ACCESSIBLE (DALLES PLEINE)**

**a. Charges permanentes**

1-	Carrelage ( $e=2cm ; \rho=20kN/m^3$ ).....	0,40kN/m <sup>2</sup>
2-	Mortier de pose ( $e=2cm ; \rho=20kN/m^3$ ).....	0,40kN/m <sup>2</sup>
3-	Etanchéité multicouche .....	0,12kN/m <sup>2</sup>
4-	Lit de sable ( $e=3cm ; \rho=18kN/m^3$ ).....	0,54kN/m <sup>2</sup>
5-	Forme de pente ( $e_{moy}=10cm ; \rho=22kN/m^3$ ).....	2,20kN/m <sup>2</sup>
6-	Isolation thermique (liège) ( $e=4cm ; \rho=4kN/m^3$ ).....	0,16kN/m <sup>2</sup>
7-	Dalle pleine (15cm).....	3,75kN/m <sup>2</sup>
8-	Enduit en plâtre ( $e=2cm ; \rho=10kN/m^3$ ).....	0,20kN/m <sup>2</sup>
		<b>G=7,77kN/m<sup>2</sup></b>

**b. Surcharge d'exploitation**

Terrasse accessible **Q=1,50kN/m<sup>2</sup>**

**D. PLANCHER ETAGE COURANT(CORPS CREUX)****a. Charges permanentes**

1- Carrelage ( $e=2cm$ ; $\rho=20kN/m^3$ ).....	0,40kN/m <sup>2</sup>
2- Mortier de pose ( $e=2cm$ ; $\rho=20kN/m^3$ ).....	0,40kN/m <sup>2</sup>
3- Lit de sable ( $e=3cm$ ; $\rho=18kN/m^3$ ).....	0,54kN/m <sup>2</sup>
4- Dalle de compression + corps creux (16+5).....	2,94kN/m <sup>2</sup>
5- Enduit en plâtre ( $e=2cm$ ; $\rho=10kN/m^3$ ).....	0,20kN/m <sup>2</sup>
6- Cloisons de distribution ( $e=10cm$ ).....	1,00kN/m <sup>2</sup>
	<b>G=05,48kN/m<sup>2</sup></b>

**b. Surcharge d'exploitation**

Bureaux proprement dits **Q=2,50kN/m<sup>2</sup>**

**E. PLANCHER ETAGE COURANT (DALLES PLEINE)****a. Charges permanentes**

1- Carrelage ( $e=2cm$ ; $\rho=20kN/m^3$ ).....	0,40kN/m <sup>2</sup>
2- Mortier de pose ( $e=2cm$ ; $\rho=20kN/m^3$ ).....	0,40kN/m <sup>2</sup>
3- Lit de sable ( $e=3cm$ ; $\rho=18kN/m^3$ ).....	0,54kN/m <sup>2</sup>
4- Dalle pleine (15cm).....	3,75kN/m <sup>2</sup>
5- Enduit en plâtre ( $e=2cm$ ; $\rho=10kN/m^3$ ).....	0,20kN/m <sup>2</sup>
7-Cloisons de distribution ( $e=10cm$ ).....	1,00kN/m <sup>2</sup>
	<b>G=06,29kN/m<sup>2</sup></b>

**b. Surcharge d'exploitation**

Bureaux proprement dits **Q=2,50kN/m<sup>2</sup>**

**F. MACONNERIE****a. Murs extérieurs**

1- Enduit en ciment ( $e=2cm$ ; $\rho=18kN/m^3$ ).....	0,36kN/m <sup>2</sup>
2- Brique creuse ( $e=15cm$ ).....	1,30kN/m <sup>2</sup>
3- Ame d'air ( $e=5cm$ ).....	0,00kN/m <sup>2</sup>
4- Brique creuse ( $e=10cm$ ).....	0,90kN/m <sup>2</sup>
5- Enduit en plâtre ( $e=2cm$ ; $\rho=10kN/m^3$ ).....	0,20kN/m <sup>2</sup>
	<b>G=2,76kN/m<sup>2</sup></b>

**G. L'acrotère**

$$S = \frac{0,1 \times 0,05}{2} + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,0675 \text{ m}^2.$$

D'où

Le poids des éléments en béton armé

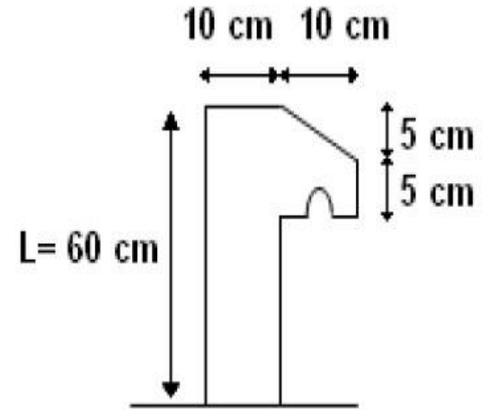
$$G_1 = 25 \times 0,0675 = \mathbf{01,69 \text{ kN/ml.}}$$

Enduit au mortier de ciment ( $e = 2 \text{ cm}$  ;  $\rho = 14 \text{ kN/m}^3$ )

$$G_2 = \rho \times e \times P = 14 \times 0,02 \times 1,46 = \mathbf{0,41 \text{ kN/ml.}}$$

Le poids total de l'acrotère

$$G = G_1 + G_2 = \mathbf{2,10 \text{ kN/ml}}$$



**Figure II.2. L'acrotère.**

**II.3.3. LES POTEAUX**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations, et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

**a. Principe**

Les poteaux sont prè dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, 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. Étapes 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. Dimensionnement des poteaux

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 le pré dimensionnement des poteaux est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante [5].

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] [1].$$

Avec

- $N_u$  : Effort normal ultime (compression) =  $1,35G + 1,5Q$ .
- $\alpha$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité  $\rightarrow \alpha = f(\lambda)$ .

$\lambda$  : Elancement d'EULER  $\rightarrow \lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$  : longueur de flambement

$i$  : Rayon de giration  $\rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  ; Avec  $B = (a \times b) \rightarrow$  surface de la section du béton.

$I$  : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité

et perpendiculaire au plan du flambement  $\rightarrow I = \frac{bh^3}{12}$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1,50$ ) ... .. situation durable.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s = 1,15$ ) ... .. situation durable.

$f_e$  : Limite élastique de l'acier ( $f_e = 400$  MPa).

$f_{c28}$  : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 25$  MPa).

$A_s$  : Section d'acier comprimée.

$Br$  : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle  $1cm$  d'épaisseur sur toute sa périphérie, tel que

- Poteau rectangulaire  $Br = (a - 0,02) \times (b - 0,02) \text{ m}^2$ .
- Poteau circulaire  $Br = \pi \frac{(D-0,02)^2}{4} \text{ m}^2$ .

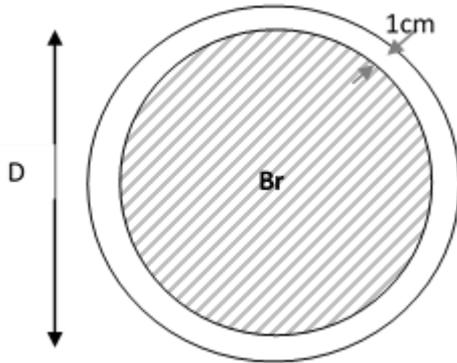


Figure II.3. Section réduite du poteau circulaire.

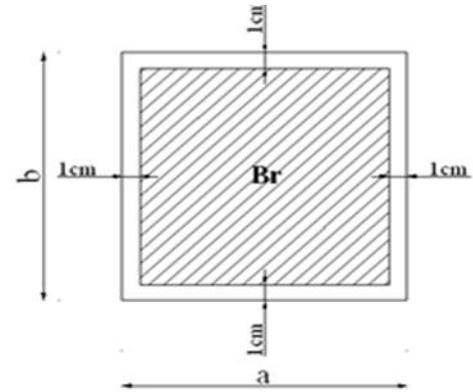


Figure II.4. Section réduite du poteau carré.

- Selon le « **BAEL 91 modifié 99** » [1]

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que

$$\frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

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

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100.$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$ .

**Note** On prend la même valeur de «  $\lambda$  » pour le poteau circulaire.

On tire de l'équation (1) la valeur de  $Br$

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,066 N_u \dots \dots \dots (1).$$

**d. Le minimum requis par « RPA99 version 2003 » [2]**

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum

$$\text{Min} (a ; b) \geq 30 \text{ cm} .$$

$$\text{Min} (a ; b) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

Avec

$(a ; b)$  : Dimensions de la section.

$h_e$  : Hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ( $a=b$ ).

Et pour la même zone sismique, on doit avoir au minimum

$$D \geq 35 \text{ cm} .$$

$$D \geq \frac{h_e}{15}$$

Avec

D : diamètre de la section.

$h_e$  : Hauteur d'étage.

**Vérification à l'ELS**

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + nA_s} \leq 0,6f_{c28} \dots \dots \dots (2).$$

Avec

- $N_{ser}$  : effort normal à l'ELS ( $N_{ser} = N_G + N_Q$ ).
- $B$  : section de béton du poteau.
- $A_s$  : section des armatures ( $A_s = 1\%B$ ).
- $n$  : coefficient d'équivalence.  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ .
- $\sigma_{ser}$  : contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, *on obtient*

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15 \times B} \leq 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

**e. 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**.

$Q$  : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ [3].}$$

*Avec*

$n$  : Nombre d'étage.

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

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

**Tableau II.1. Dégression des surcharges.**

Niveau des planchers	Surcharge	$\Sigma$ surcharge	$\Sigma$ surcharge (kN/m <sup>2</sup> )
Terrasse INACC	$Q_0$	$\Sigma_0=Q_0$	1
Terrasse ACC	$Q_1$	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5
P 08	$Q_2$	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	4,80
P 07	$Q_3$	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	6,85
P 06	$Q_4$	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	8,65
P 05	$Q_5$	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	10,20
P 04	$Q_6$	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	11,50
P 03	$Q_7$	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots+Q_7)$	12,78
P 02	$Q_8$	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)$	14,11
P 01	$Q_9$	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots+Q_9)$	15,40
P. RDC	$Q_{10}$	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots+Q_{10})$	16,60
P. Entre sol	$Q_{11}$	$\Sigma_{11}=Q_0+0,64(Q_1+\dots+Q_{11})$	17,96

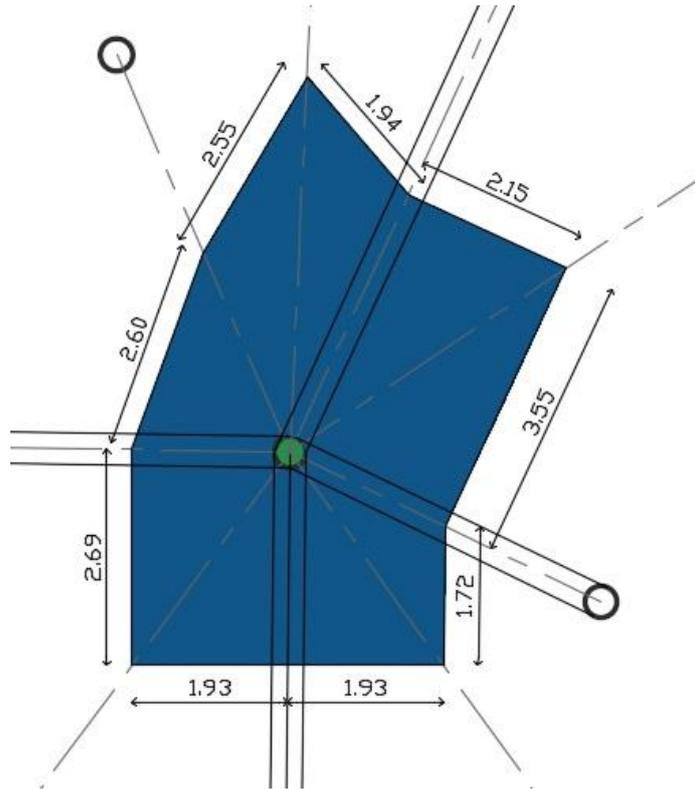
**Tableau II.2.** Surfaces reprises par chaque poteau.

<i>Types de poteaux</i>	<i>Niveaux</i>	<i>Surface [m<sup>2</sup>]</i>
<i>Poteau central circulaire [H7]</i>	<i>de l'entre sol au 8<sup>ème</sup> étage</i>	<i>25,28</i>
<i>Poteau central carré [H5]</i>	<i>de l'entre sol au 9<sup>ème</sup> étage</i>	<i>20,84</i>
<i>Poteau de rive carré [H1]</i>	<i>de l'entre sol au 9<sup>ème</sup> étage</i>	<i>11,16</i>
<i>Poteau d'angle carré [G1]</i>	<i>de l'entre sol au 9<sup>ème</sup> étage</i>	<i>05,63</i>

**Note** Les surfaces reprises par les poteaux au-dessus sont calculées par logiciel [Autocad 2016].

**II.5.2.2. Calcul de la descente de charges**

a. Poteau central circulaire [H7]  $S = 25,28 \text{ m}^2$ .



**Figure II.5.** Représentation de la surface reprise par le poteau central circulaire.

**Note**

Pour le calcul de la section des poteaux, on prend la dimension minimale requise par [RPA99 version 2003] comme suit

- Poteau carré .....  $a = b = 30 \text{ cm}$ .
- Poteau circulaire .....  $D = 35 \text{ cm}$ .

➤ **Calcul des différents poids****Niveau terrasse INACC (corps creux)**

- **Poids de plancher (corps creux)** .....  $25,28 \times 06,48 = 163,81 \text{ kN}$ .
- **Poids de poteau** .....  $(0,30)^2 \times 25 \times (3,60 - 0,45) = 07,09 \text{ kN}$ .
- **Poids de poutre porteuse** .....  $(2,87 - 0,40) \times (0,45) \times (0,30) \times 25 = 08,33 \text{ kN}$ .
- **Poids de poutre non porteuse** .....  $(02,15) \times (0,35) \times (0,20) \times 25 = 03,76 \text{ kN}$ .

---


$$G = 183,00 \text{ kN}$$

**Poids revenant au poteau de terrasse INACC**  $G_{\text{terrasse INACC}} = G = 183,00 \text{ kN}$

Niveau terrasse ACC (dalle pleine)

- Poids de plancher (dalle pleine) .....  $25,28 \times 07,77 = 196,42 \text{ kN}$ .
- Poids de poteau .....  $(0,30)^2 \times 25 \times (3,60 - 0,45) = 07,09 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre porteuse (sens 1) .....  $(6,20 - 0,40) \times (0,45) \times (0,30) \times 25 = 19,58 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre porteuse (sens 2) .....  $(04,10) \times (0,45) \times (0,30) \times 25 = 13,84 \text{ kN}$ .

---


$$G = 236,93 \text{ kN}$$

$$\text{Poids revenant au poteau de terrasse ACC } G_{\text{terrasse ACC}} = G_{\text{terrasse INACC}} + G = 419,93 \text{ kN}$$

Niveau 8<sup>ème</sup> étage (dalle pleine)

- Poids de plancher (dalle pleine) .....  $25,28 \times 06,29 = 159,01 \text{ kN}$ .
- Poids de poteau .....  $\frac{\pi \times (0,35)^2}{4} \times 25 \times (3,60 - 0,45) = 07,57 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre porteuse (sens 1) .....  $(6,20 - 0,40) \times (0,45) \times (0,30) \times 25 = 19,58 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre porteuse (sens 2) .....  $(04,10) \times (0,45) \times (0,30) \times 25 = 13,84 \text{ kN}$ .

---


$$G = 200 \text{ kN}$$

$$\text{Poids revenant au poteau de 8<sup>ème</sup> étage } G_{8^{\text{ème}} \text{ étage}} = G_{\text{terrasse ACC}} + G = 619,93 \text{ kN}$$

Niveau 7<sup>ème</sup> étage (dalle pleine)

$$\text{Poids revenant au poteau de 7<sup>ème</sup> étage } G_{7^{\text{ème}} \text{ étage}} = G_{8^{\text{ème}} \text{ étage}} + 200 = 819,93 \text{ kN}$$

Niveau 6<sup>ème</sup> étage (dalle pleine)

$$\text{Poids revenant au poteau de 6<sup>ème</sup> étage } G_{6^{\text{ème}} \text{ étage}} = G_{7^{\text{ème}} \text{ étage}} + 200 = 1019,93 \text{ kN}$$

Niveau 5<sup>ème</sup> étage (dalle pleine)

$$\text{Poids revenant au poteau de 5<sup>ème</sup> étage } G_{5^{\text{ème}} \text{ étage}} = G_{6^{\text{ème}} \text{ étage}} + 200 = 1219,93 \text{ kN}$$

Niveau 4<sup>ème</sup> étage (dalle pleine)

$$\text{Poids revenant au poteau de 4<sup>ème</sup> étage } G_{4^{\text{ème}} \text{ étage}} = G_{5^{\text{ème}} \text{ étage}} + 200 = 1419,93 \text{ kN}$$

Niveau 3<sup>ème</sup> étage (dalle pleine)

$$\underline{\text{Poids revenant au poteau de 3<sup>ème</sup> étage } G_{3\text{ème étage}} = G_{4\text{ème étage}} + 200 = 1619,93 \text{ kN}}$$

Niveau 2<sup>ème</sup> étage (dalle pleine)

$$\underline{\text{Poids revenant au poteau de 2<sup>ème</sup> étage } G_{2\text{ème étage}} = G_{3\text{ème étage}} + 200 = 1819,93 \text{ kN}}$$

Niveau 1<sup>er</sup> étage (dalle pleine)

$$\underline{\text{Poids revenant au poteau de 1<sup>er</sup> étage } G_{1\text{er étage}} = G_{2\text{ème étage}} + 200 = 2019,93 \text{ kN}}$$

Niveau RDC (dalle pleine)

$$\underline{\text{Poids revenant au poteau de RDC } G_{RDC} = G_{1\text{er étage}} + 200 = 2219,93 \text{ kN}}$$

Niveau de l'entre sol (dalle pleine)

- Poids de plancher (dalle pleine) .....  $25,28 \times 06,29 = 159,01 \text{ kN}$ .
- Poids de poteau .....  $\frac{\pi \times (0,35)^2}{4} \times 25 \times (3,40 - 0,45) = 07,09 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre porteuse .....  $(6,20 - 0,40) \times (0,45) \times (0,30) \times 25 = 19,58 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre non porteuse .....  $(04,10) \times (0,45) \times (0,30) \times 25 = 13,84 \text{ kN}$ .

---


$$G = 199,52 \text{ kN}$$

$$\underline{\text{Poids revenant au poteau de l'entre sol } G_{\text{entre sol}} = G_{RDC} + G = 2419,45 \text{ kN}}$$

➤ Choix des sections des poteaux centraux circulaires

Tableau II.3. Calcul et choix des sections des poteaux centraux circulaires.

Poteaux	Etages	$N_G$	$N_Q$	$N_U$	$\underline{Br}$	$\underline{D}$	$a=b$	<u>RPA99</u>	<u>Choix</u>
		[kN]	[kN]	[kN]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	$a \times b$ [cm <sup>2</sup> ] D [cm]	$a \times b$ [cm <sup>2</sup> ] D [cm]
<u>centraux carrés</u>	Terrasse <sub>INACC</sub>	183,00	25,28	284,97	188,08		13,71	30×30	30×30
	Terrasse <sub>ACC</sub>	419,93	63,20	661,71	436,73		20,76	30×30	30×30
<u>Centraux circulaires</u>	8 <sup>ème</sup> étage	619,93	121,344	1018,92	672,49	29,26		35	35
	7 <sup>ème</sup> étage	819,93	173,168	1366,66	902,00	33,89		35	35
	6 <sup>ème</sup> étage	1019,93	218,672	1704,91	1125,24	37,85		35	40
	5 <sup>ème</sup> étage	1219,93	257,856	2033,69	1342,24	41,00		35	45
	4 <sup>ème</sup> étage	1419,93	290,72	2353,00	1553,00	44,46		35	45
	3 <sup>ème</sup> étage	1619,93	323,08	2671,53	1763,21	47,38		35	50
	2 <sup>ème</sup> étage	1819,93	356,70	2991,96	1974,69	50,14		35	55
	1 <sup>er</sup> étage	2019,93	389,312	3310,87	2185,17	52,75		35	55
	RDC	2219,93	419,648	3626,38	2393,41	55,20		35	60
	Entre sol	2419,45	454,03	3947,30	2605,22	57,59		35	60

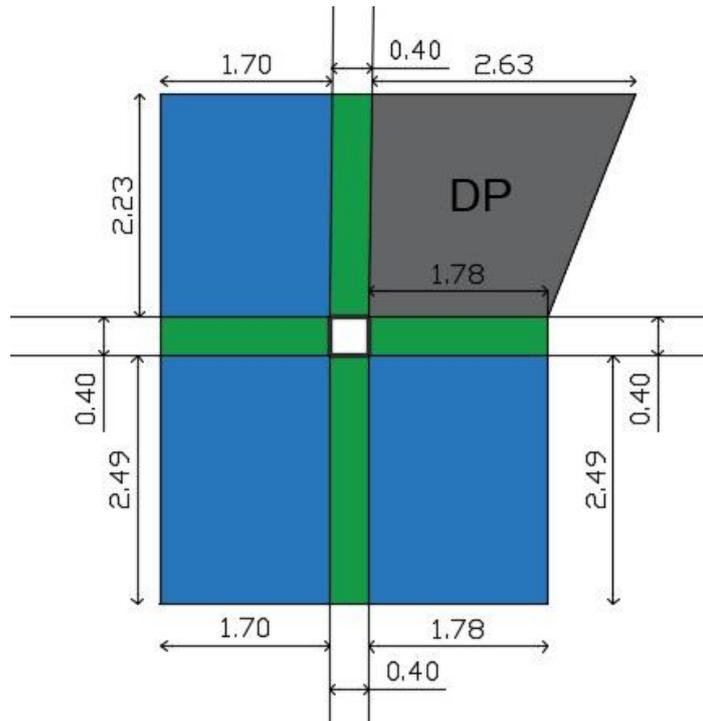
➤ Vérification de critère de résistance

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15 \times B} \leq 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

**Tableau II.4.** Vérification de critère de résistance des poteaux centraux circulaires à l'ELS.

<i>Poteaux</i>	<i>Etages</i>	<u>Choix</u> <i>a × b [cm<sup>2</sup>]</i> <i>D [cm]</i>	<i>N<sub>ser</sub></i> <i>[KN]</i>	<i>σ<sub>ser</sub></i> <i>[MPa]</i>	<i>Conditions</i>
<u>Centraux carrés</u>	<i>Terrasse<sub>INACC</sub></i>	30×30	208,28	2,01	<u>Vérifiée</u>
	<i>Terrasse<sub>ACC</sub></i>	30×30	483,13	4,67	<u>Vérifiée</u>
<u>Centraux circulaires</u>	<i>8<sup>ème</sup> étage</i>	35	741,274	6,7	<u>Vérifiée</u>
	<i>7<sup>ème</sup> étage</i>	35	993,098	8,98	<u>Vérifiée</u>
	<i>6<sup>ème</sup> étage</i>	40	1238,602	8,58	<u>Vérifiée</u>
	<i>5<sup>ème</sup> étage</i>	45	1477,786	8,08	<u>Vérifiée</u>
	<i>4<sup>ème</sup> étage</i>	45	1710,65	9,36	<u>Vérifiée</u>
	<i>3<sup>ème</sup> étage</i>	50	1943,01	8,61	<u>Vérifiée</u>
	<i>2<sup>ème</sup> étage</i>	55	2176,63	7,97	<u>Vérifiée</u>
	<i>1<sup>er</sup> étage</i>	55	2409,242	8,82	<u>Vérifiée</u>
	<i>RDC</i>	60	2639,578	8,12	<u>Vérifiée</u>
<i>Entre sol</i>	60	2873,48	8,84	<u>Vérifiée</u>	

b. Poteau central carré [H6]  $S = 20,89 \text{ m}^2$ .



**Figure II.6.** Représentation de la surface reprise par le poteau central carré.

- Surface de la dalle pleine .....  $S = 05,84 \text{ m}^2$ .
- Surface de plancher corps creux .....  $S = 15,05 \text{ m}^2$ .

➤ Calcul des différents poids

Niveau terrasse INACC (corps creux)

- Poids de plancher (corps creux) .....  $20,84 \times 06,48 = 135,04 \text{ kN}$ .
- Poids de poteau .....  $(0,30)^2 \times 25 \times (3,60 - 0,45) = 07,09 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre porteuse .....  $(2,18 - 0,40) \times (0,45) \times (0,30) \times 25 = 06,01 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre non porteuse .....  $(02,49) \times (0,35) \times (0,20) \times 25 = 04,36 \text{ kN}$ .

---

**$G = 152,50 \text{ kN}$**

Poids revenant au poteau de terrasse INACC  $G_{\text{terrasse INACC}} = G = 152,50 \text{ kN}$

Niveau terrasse ACC

- Poids de plancher (dalle pleine) .....  $05,84 \times 07,77 = 45,38 \text{ kN}$ .
- Poids de plancher (corps creux) .....  $15,05 \times 06,96 = 104,748 \text{ kN}$ .
- Poids de poteau .....  $(0,30)^2 \times 25 \times (3,60 - 0,45) = 07,09 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre porteuse .....  $(5,12 - 0,40) \times (0,45) \times (0,30) \times 25 = 15,93 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre non porteuse .....  $(03,88) \times (0,35) \times (0,20) \times 25 = 06,79 \text{ kN}$ .

---


$$G = 179,938 \text{ kN}$$

Poids revenant au poteau de terrasse ACC  $G_{\text{terrasse ACC}} = G_{\text{terrasse INACC}} + G = 332,438 \text{ kN}$

Niveau 8<sup>ème</sup> étage (dalle pleine)

- Poids de plancher (dalle pleine) .....  $05,84 \times 06,29 = 36,73 \text{ kN}$ .
- Poids de plancher (corps creux) .....  $15,05 \times 05,48 = 82,474 \text{ kN}$ .
- Poids de poteau .....  $(0,30)^2 \times 25 \times (3,60 - 0,45) = 07,09 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre porteuse .....  $(5,12 - 0,40) \times (0,45) \times (0,30) \times 25 = 15,93 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre non porteuse .....  $(03,88) \times (0,35) \times (0,20) \times 25 = 06,79 \text{ kN}$ .

---


$$G = 149,014 \text{ kN}$$

Poids revenant au poteau de 8<sup>ème</sup> étage  $G_{8^{\text{ème}} \text{ étage}} = G_{\text{terrasse ACC}} + G = 481,452 \text{ kN}$

Niveau 7<sup>ème</sup> étage (dalle pleine)

Poids revenant au poteau de 7<sup>ème</sup> étage  $G_{7^{\text{ème}} \text{ étage}} = G_{8^{\text{ème}} \text{ étage}} + 149,014 = 630,466 \text{ kN}$

Niveau 6<sup>ème</sup> étage (dalle pleine)

Poids revenant au poteau de 6<sup>ème</sup> étage  $G_{6^{\text{ème}} \text{ étage}} = G_{7^{\text{ème}} \text{ étage}} + 149,014 = 779,48 \text{ kN}$

Niveau 5<sup>ème</sup> étage (dalle pleine)

Poids revenant au poteau de 5<sup>ème</sup> étage  $G_{5^{\text{ème}} \text{ étage}} = G_{6^{\text{ème}} \text{ étage}} + 149,014 = 928,494 \text{ kN}$

Niveau 4<sup>ème</sup> étage (dalle pleine)

Poids revenant au poteau de 4<sup>ème</sup> étage  $G_{4^{\text{ème}} \text{ étage}} = G_{5^{\text{ème}} \text{ étage}} + 149,014 = 1077,508 \text{ kN}$

Niveau 3<sup>ème</sup> étage (dalle pleine)

$$\underline{\text{Poids revenant au poteau de 3<sup>ème</sup> étage } G_{3\text{ème étage}} = G_{4\text{ème étage}} + 149,014 = 1226,522 \text{ kN}}$$

Niveau 2<sup>ème</sup> étage (dalle pleine)

$$\underline{\text{Poids revenant au poteau de 2<sup>ème</sup> étage } G_{2\text{ème étage}} = G_{3\text{ème étage}} + 149,014 = 1375,536 \text{ kN}}$$

Niveau 1<sup>er</sup> étage (dalle pleine)

$$\underline{\text{Poids revenant au poteau de 1<sup>er</sup> étage } G_{1\text{er étage}} = G_{2\text{ème étage}} + 149,014 = 1524,55 \text{ kN}}$$

Niveau RDC (dalle pleine)

$$\underline{\text{Poids revenant au poteau de RDC } G_{RDC} = G_{1\text{er étage}} + 149,014 = 1673,564 \text{ kN}}$$

Niveau de l'entre sol (dalle pleine)

- Poids de plancher (dalle pleine) .....  $05,84 \times 06,29 = 36,73 \text{ kN}$ .
- Poids de plancher (corps creux) .....  $15,05 \times 05,48 = 82,474 \text{ kN}$ .
- Poids de poteau .....  $(0,30)^2 \times 25 \times (3,40 - 0,45) = 06,64 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre porteuse .....  $(5,12 - 0,40) \times (0,45) \times (0,30) \times 25 = 15,93 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre non porteuse .....  $(03,88) \times (0,35) \times (0,20) \times 25 = 06,79 \text{ kN}$ .

---


$$G = 148,564 \text{ kN}$$

$$\underline{\text{Poids revenant au poteau de l'entre sol } G_{\text{entre sol}} = G_{RDC} + G = 1822,128 \text{ kN}}$$

➤ Choix des sections des poteaux centraux carrés

**Tableau II.5.** Calcul et choix des sections des poteaux centraux carrés.

Poteaux	Etages	$N_G$ [kN]	$N_Q$ [kN]	$N_U$ [kN]	$Br$ [cm <sup>2</sup> ]	$a=b$ [cm]	<u>RPA99</u> [cm <sup>2</sup> ]	<u>Choix</u> [cm <sup>2</sup> ]
<u>centraux</u> <u>carrés</u>	Terrasse <sub>INACC</sub>	152,50	29,28	237,21	156,56	12,51	30×30	30×30
	Terrasse <sub>ACC</sub>	332,438	52,23	527,14	347,91	18,65	30×30	30×30
	8 <sup>ème</sup> étage	481,452	100,27	800,37	528,24	22,98	30×30	30×30
	7 <sup>ème</sup> étage	630,466	143,10	1065,78	703,41	26,52	30×30	30×30
	6 <sup>ème</sup> étage	779,48	180,70	1323,35	873,41	29,55	30×30	35×35
	5 <sup>ème</sup> étage	928,494	213,08	1573,09	1038,24	32,22	30×30	35×35
	4 <sup>ème</sup> étage	1077,508	240,24	1815	1197,9	34,61	30×30	35×35
	3 <sup>ème</sup> étage	1226,522	266,97	2056,26	1357,13	36,84	30×30	40×40
	2 <sup>ème</sup> étage	1375,536	294,76	2299,11	1517,41	38,95	30×30	40×40
	1 <sup>er</sup> étage	1524,55	321,71	2540,71	1676,87	40,95	30×30	45×45
	RDC	1673,564	346,77	2779,47	1834,45	42,83	30×30	45×45
	Entre sol	1822,128	375,18	3022,64	1994,94	44,66	30×30	45×45

➤ Vérification de critère de résistance

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15 \times B} \leq 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

**Tableau II.6.** Vérification de critère de résistance des poteaux centraux carrés à l'ELS.

<i>Poteaux</i>	<i>Etages</i>	<i>Choix</i> [cm <sup>2</sup> ]	<i>N<sub>ser</sub></i> [KN]	<i>σ<sub>ser</sub></i> [MPa]	<i>Conditions</i>
<b>Centraux carrés</b>	<i>Terrasse<sub>INACC</sub></i>	30×30	173,39	1,68	<u>Vérifiée</u>
	<i>Terrasse<sub>ACC</sub></i>	30×30	384,67	3,72	<u>Vérifiée</u>
	<i>8<sup>ème</sup> étage</i>	30×30	581,72	5,62	<u>Vérifiée</u>
	<i>7<sup>ème</sup> étage</i>	30×30	773,57	7,47	<u>Vérifiée</u>
	<i>6<sup>ème</sup> étage</i>	35×35	960,18	6,82	<u>Vérifiée</u>
	<i>5<sup>ème</sup> étage</i>	35×35	1141,57	8,1	<u>Vérifiée</u>
	<i>4<sup>ème</sup> étage</i>	35×35	1317,75	9,35	<u>Vérifiée</u>
	<i>3<sup>ème</sup> étage</i>	40×40	1493,49	8,12	<u>Vérifiée</u>
	<i>2<sup>ème</sup> étage</i>	40×40	1670,3	9,08	<u>Vérifiée</u>
	<i>1<sup>er</sup> étage</i>	45×45	1846,26	7,93	<u>Vérifiée</u>
	<i>RDC</i>	45×45	2020,33	8,68	<u>Vérifiée</u>
	<i>Entre sol</i>	45×45	2197,31	9,44	<u>Vérifiée</u>

c. Poteau de rive carré [H1]  $S = 11,16 \text{ m}^2$ .

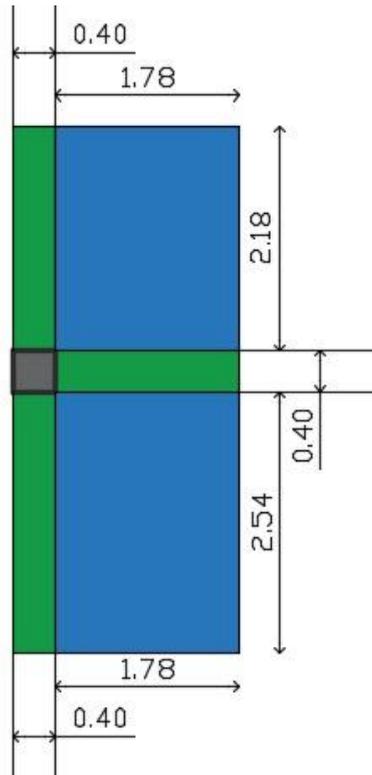


Figure II.7. Représentation de la surface reprise par le poteau de rive (carré).

➤ Calcul des différents poids

Niveau terrasse ACC

- Poids de plancher (corps creux) .....  $11,16 \times 06,96 = 77,67 \text{ kN}$ .
- Poids de poteau .....  $(0,30)^2 \times 25 \times (3,60 - 0,45) = 07,09 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre porteuse .....  $(5,12 - 0,40) \times (0,45) \times (0,30) \times 25 = 15,93 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre non porteuse .....  $(02,18) \times (0,35) \times (0,20) \times 25 = 3,815 \text{ kN}$ .
- Poids des murs extérieurs .....  $11,16 \times 02,76 = 30,80 \text{ kN}$ .
- Poids de l'acrotère .....  $02,10 \times 05,12 = 10,752 \text{ kN}$ .

---


$$G = 146,06 \text{ kN}$$

Poids revenant au poteau de terrasse ACC  $G_{\text{terrasse ACC}} = 146,06 \text{ kN}$

Niveau 8<sup>ème</sup> étage (corps creux)

- Poids de plancher (corps creux) .....  $11,16 \times 06,96 = 77,67 \text{ kN}$ .
- Poids de poteau .....  $(0,30)^2 \times 25 \times (3,60 - 0,45) = 07,09 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre porteuse .....  $(5,12 - 0,40) \times (0,45) \times (0,30) \times 25 = 15,93 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre non porteuse .....  $(02,18) \times (0,35) \times (0,20) \times 25 = 3,815 \text{ kN}$ .
- Poids des murs extérieurs .....  $11,16 \times 02,76 = 30,80 \text{ kN}$ .

---


$$G = 135,308 \text{ kN}$$

Poids revenant au poteau de 8<sup>ème</sup> étage  $G_{8\text{ème étage}} = G_{\text{terrasse ACC}} + 135,308 = 281,368 \text{ kN}$

Niveau 7<sup>ème</sup> étage (corps creux)

Poids revenant au poteau de 7<sup>ème</sup> étage  $G_{7\text{ème étage}} = G_{8\text{ème étage}} + 135,308 = 416,676 \text{ kN}$

Niveau 6<sup>ème</sup> étage (corps creux)

Poids revenant au poteau de 6<sup>ème</sup> étage  $G_{6\text{ème étage}} = G_{7\text{ème étage}} + 135,308 = 551,984 \text{ kN}$

Niveau 5<sup>ème</sup> étage (corps creux)

Poids revenant au poteau de 5<sup>ème</sup> étage  $G_{5\text{ème étage}} = G_{6\text{ème étage}} + 135,308 = 687,292 \text{ kN}$

Niveau 4<sup>ème</sup> étage (corps creux)

Poids revenant au poteau de 4<sup>ème</sup> étage  $G_{4\text{ème étage}} = G_{5\text{ème étage}} + 135,308 = 822,60 \text{ kN}$

Niveau 3<sup>ème</sup> étage (corps creux)

Poids revenant au poteau de 3<sup>ème</sup> étage  $G_{3\text{ème étage}} = G_{4\text{ème étage}} + 135,308 = 957,908 \text{ kN}$

Niveau 2<sup>ème</sup> étage (corps creux)

Poids revenant au poteau de 2<sup>ème</sup> étage  $G_{2\text{ème étage}} = G_{3\text{ème étage}} + 135,308 = 1093,216 \text{ kN}$

Niveau 1<sup>er</sup> étage (corps creux)

Poids revenant au poteau de 1<sup>er</sup> étage  $G_{1\text{er étage}} = G_{2\text{ème étage}} + 135,308 = 1228,524 \text{ kN}$

Niveau RDC (corps creux)

Poids revenant au poteau de RDC  $G_{\text{RDC}} = G_{1\text{er étage}} + 135,308 = 1363,832 \text{ kN}$

Niveau de l'entre sol (corps creux)

- Poids de plancher (corps creux) .....  $11,16 \times 06,96 = 77,67 \text{ kN}$ .
- Poids de poteau .....  $(0,30)^2 \times 25 \times (3,40 - 0,45) = 06,64 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre porteuse .....  $(5,12 - 0,40) \times (0,45) \times (0,30) \times 25 = 15,93 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre non porteuse .....  $(02,18) \times (0,35) \times (0,20) \times 25 = 3,815 \text{ kN}$ .
- Poids des murs extérieurs .....  $11,16 \times 02,76 = 30,80 \text{ kN}$ .

---

**G = 134,86 kN**

Poids revenant au poteau de l'entre sol  $G_{\text{entre sol}} = G_{\text{RDC}} + G = 1498,692 \text{ kN}$

➤ Choix des sections des poteaux centraux carrés

Tableau II.7. Calcul et choix des sections des poteaux de rives carrés.

Poteaux	Etages	$N_G$ [kN]	$N_Q$ [kN]	$N_U$ [kN]	$Br$ [cm <sup>2</sup> ]	$a=b$ [cm]	RPA99 [cm <sup>2</sup> ]	Choix [cm <sup>2</sup> ]
<u>De rives carrées</u>	Terrasse <sub>INACC</sub>							
	Terrasse <sub>ACC</sub>	146,06	27,90	239,031	157,76	15,56	30×30	30×30
	8 <sup>ème</sup> étage	281,368	53,57	460,07	303,65	17,43	30×30	30×30
	7 <sup>ème</sup> étage	416,676	76,45	677,19	446,95	21,14	30×30	30×30
	6 <sup>ème</sup> étage	551,984	96,53	889,97	587,38	24,24	30×30	30×30
	5 <sup>ème</sup> étage	687,292	113,83	1098,59	725,07	26,93	30×30	30×30
	4 <sup>ème</sup> étage	822,60	128,34	1303,02	859,98	29,33	30×30	30×30
	3 <sup>ème</sup> étage	957,908	142,62	1507,11	994,69	31,54	30×30	35×35
	2 <sup>ème</sup> étage	1093,216	157,47	1712,106	1129,99	33,62	30×30	35×35
	1 <sup>er</sup> étage	1228,524	171,86	1916,30	1264,758	35,56	30×30	40×40
	RDC	1363,832	185,26	2119,06	1398,58	37,40	30×30	40×40
	Entre sol	1498,692	200,43	2323,88	1533,76	39,16	30×30	40×40

➤ Vérification de critère de résistance

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15 \times B} \leq 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Tableau II.8.** Vérification de critère de résistance des poteaux de rives carrés à l'ELS.

Poteaux	Etages	Choix [cm <sup>2</sup> ]	N <sub>ser</sub> [KN]	σ <sub>ser</sub> [MPa]	Conditions
<b><u>De rives carrés</u></b>	<i>Terrasse<sub>INACC</sub></i>				
	<i>Terrasse<sub>ACC</sub></i>	30×30	173,96	01,68	<u>Vérifiée</u>
	<i>8<sup>ème</sup> étage</i>	30×30	334,938	03,23	<u>Vérifiée</u>
	<i>7<sup>ème</sup> étage</i>	30×30	493,126	04,76	<u>Vérifiée</u>
	<i>6<sup>ème</sup> étage</i>	30×30	648,514	06,26	<u>Vérifiée</u>
	<i>5<sup>ème</sup> étage</i>	30×30	801,122	07,74	<u>Vérifiée</u>
	<i>4<sup>ème</sup> étage</i>	30×30	950,94	09,18	<u>Vérifiée</u>
	<i>3<sup>ème</sup> étage</i>	35×35	1100,528	07,81	<u>Vérifiée</u>
	<i>2<sup>ème</sup> étage</i>	35×35	1250,686	08,87	<u>Vérifiée</u>
	<i>1<sup>er</sup> étage</i>	40×40	1400,384	07,61	<u>Vérifiée</u>
	<i>RDC</i>	40×40	1549,092	08,41	<u>Vérifiée</u>
	<i>Entre sol</i>	40×40	1699,122	09,23	<u>Vérifiée</u>

d. Poteau d'angle carré][G1]  $S = 05,63 m^2$ .

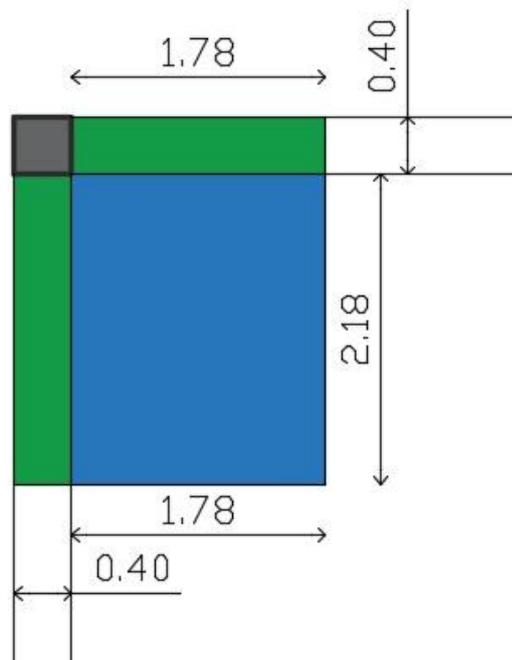


Figure II.8. Représentation de la surface reprise par le poteau de rive (carré).

➤ Calcul des différents poids

Niveau terrasse ACC

- Poids de plancher (corps creux) .....  $05,63 \times 06,96 = 39,18 \text{ kN}$ .
- Poids de poteau .....  $(0,30)^2 \times 25 \times (3,60 - 0,45) = 07,09 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre porteuse .....  $(2,58 - 0,40) \times (0,45) \times (0,30) \times 25 = 7,36 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre non porteuse .....  $(02,18) \times (0,35) \times (0,20) \times 25 = 3,815 \text{ kN}$ .
- Poids des murs extérieurs .....  $05,63 \times 02,76 = 15,54 \text{ kN}$ .
- Poids de l'acrotère .....  $02,10 \times 04,36 = 09,156 \text{ kN}$ .

---


$$G = 82,141 \text{ kN}$$

Poids revenant au poteau de terrasse ACC  $G_{\text{terrasse ACC}} = 82,141 \text{ kN}$

Niveau 8<sup>ème</sup> étage (corps creux)

- Poids de plancher (corps creux) .....  $05,63 \times 06,96 = 39,18 \text{ kN}$ .
- Poids de poteau .....  $(0,30)^2 \times 25 \times (3,60 - 0,45) = 07,09 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre porteuse .....  $(2,58 - 0,40) \times (0,45) \times (0,30) \times 25 = 7,36 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre non porteuse .....  $(02,18) \times (0,35) \times (0,20) \times 25 = 3,815 \text{ kN}$ .
- Poids des murs extérieurs .....  $05,63 \times 02,76 = 15,54 \text{ kN}$ .

---


$$G = 72,985 \text{ kN}$$

$$\underline{\text{Poids revenant au poteau de 8<sup>ème</sup> étage } G_{8\text{ème étage}} = G_{\text{terrasse ACC}} + 72,985 = 155,126 \text{ kN}}$$

Niveau 7<sup>ème</sup> étage (corps creux)

$$\underline{\text{Poids revenant au poteau de 7<sup>ème</sup> étage } G_{7\text{ème étage}} = G_{8\text{ème étage}} + 72,985 = 228,111 \text{ kN}}$$

Niveau 6<sup>ème</sup> étage (corps creux)

$$\underline{\text{Poids revenant au poteau de 6<sup>ème</sup> étage } G_{6\text{ème étage}} = G_{7\text{ème étage}} + 72,985 = 301,096 \text{ kN}}$$

Niveau 5<sup>ème</sup> étage (corps creux)

$$\underline{\text{Poids revenant au poteau de 5<sup>ème</sup> étage } G_{5\text{ème étage}} = G_{6\text{ème étage}} + 72,985 = 374,081 \text{ kN}}$$

Niveau 4<sup>ème</sup> étage (corps creux)

$$\underline{\text{Poids revenant au poteau de 4<sup>ème</sup> étage } G_{4\text{ème étage}} = G_{5\text{ème étage}} + 72,985 = 447,066 \text{ kN}}$$

Niveau 3<sup>ème</sup> étage (corps creux)

$$\underline{\text{Poids revenant au poteau de 3<sup>ème</sup> étage } G_{3\text{ème étage}} = G_{4\text{ème étage}} + 72,985 = 520,051 \text{ kN}}$$

Niveau 2<sup>ème</sup> étage (corps creux)

$$\underline{\text{Poids revenant au poteau de 2<sup>ème</sup> étage } G_{2\text{ème étage}} = G_{3\text{ème étage}} + 72,985 = 593,036 \text{ kN}}$$

Niveau 1<sup>er</sup> étage (corps creux)

$$\underline{\text{Poids revenant au poteau de 1<sup>ème</sup> étage } G_{1\text{er étage}} = G_{2\text{ème étage}} + 72,985 = 666,021 \text{ kN}}$$

Niveau RDC (corps creux)

Poids revenant au poteau de RDC  $G_{RDC} = G_{1^{er} \text{ étage}} + 72,985 = 739,01 \text{ kN}$

Niveau de l'entre sol (corps creux)

- Poids de plancher (corps creux) .....  $05,63 \times 06,96 = 39,18 \text{ kN}$ .
- Poids de poteau .....  $(0,30)^2 \times 25 \times (3,40 - 0,45) = 06,64 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre porteuse .....  $(2,58 - 0,40) \times (0,45) \times (0,30) \times 25 = 7,36 \text{ kN}$ .
- Poids de poutre non porteuse .....  $(02,18) \times (0,35) \times (0,20) \times 25 = 3,815 \text{ kN}$ .
- Poids des murs extérieurs .....  $05,63 \times 02,76 = 15,54 \text{ kN}$ .

---

$G = 72,535 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau de l'entre sol  $G_{\text{entre sol}} = G_{RDC} + G = 811,545 \text{ kN}$

Tableau II.9. Calcul et choix des sections des poteaux d'angle carrés.

Poteaux	Etages	$N_G$ [kN]	$N_Q$ [kN]	$N_U$ [kN]	$Br$ [cm <sup>2</sup> ]	$a=b$ [cm]	<u>RPA99</u> [cm <sup>2</sup> ]	<u>Choix</u> [cm <sup>2</sup> ]
<u>D'angles carrés.</u>	<i>Terrasse<sub>INACC</sub></i>							
	<i>Terrasse<sub>ACC</sub></i>	82,141	14,075	132,00	87,12	09,33	30×30	30×30
	8 <sup>ème</sup> étage	155,126	27,024	249,96	164,97	12,84	30×30	30×30
	7 <sup>ème</sup> étage	228,11	38,57	365,80	241,43	14,64	30×30	30×30
	6 <sup>ème</sup> étage	301,096	48,70	479,53	316,49	17,97	30×30	30×30
	5 <sup>ème</sup> étage	374,081	57,43	591,15	390,16	19,75	30×30	30×30
	4 <sup>ème</sup> étage	447,066	64,75	700,66	462,44	21,50	30×30	30×30
	3 <sup>ème</sup> étage	520,051	71,95	809,99	534,59	23,12	30×30	30×30
	2 <sup>ème</sup> étage	593,036	79,44	919,76	607,04	24,64	30×30	30×30
	1 <sup>er</sup> étage	666,021	86,70	1029,18	679,26	26,06	30×30	30×30
	RDC	739,01	93,46	1137,85	750,98	27,40	30×30	30×30
	Entre sol	811,545	101,11	1247,25	823,19	28,69	30×30	30×30

➤ Vérification de critère de résistance

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15 \times B} \leq 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Tableau II.10. Vérification de critère de résistance des poteaux d'angle carrés à l'ELS.

Poteaux	Etages	Choix [cm <sup>2</sup> ]	N <sub>ser</sub> [KN]	σ <sub>ser</sub> [MPa]	Conditions
<u>D'angles carrés.</u>	<i>Terrasse<sub>INACC</sub></i>				
	<i>Terrasse<sub>ACC</sub></i>	30×30	96,216	0,929	<u>Vérifiée</u>
	<i>8<sup>ème</sup> étage</i>	30×30	182,15	01,76	<u>Vérifiée</u>
	<i>7<sup>ème</sup> étage</i>	30×30	326,681	03,16	<u>Vérifiée</u>
	<i>6<sup>ème</sup> étage</i>	30×30	349,80	03,38	<u>Vérifiée</u>
	<i>5<sup>ème</sup> étage</i>	30×30	431,511	04,17	<u>Vérifiée</u>
	<i>4<sup>ème</sup> étage</i>	30×30	511,816	04,95	<u>Vérifiée</u>
	<i>3<sup>ème</sup> étage</i>	30×30	591,99	05,71	<u>Vérifiée</u>
	<i>2<sup>ème</sup> étage</i>	30×30	672,48	06,50	<u>Vérifiée</u>
	<i>1<sup>er</sup> étage</i>	30×30	752,721	07,27	<u>Vérifiée</u>
	<i>RDC</i>	30×30	832,47	08,04	<u>Vérifiée</u>
	<i>Entre sol</i>	30×30	912,655	08,81	<u>Vérifiée</u>

II.3.6. PRE 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 sommes basés sur les recommandations du **RPA99 version 2003**.

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.

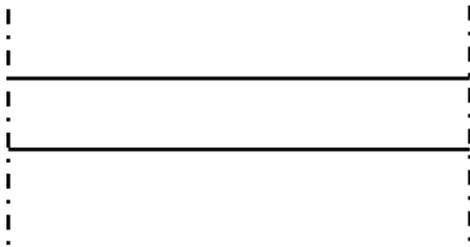


Figure II.9. Coupe de voile en plan.

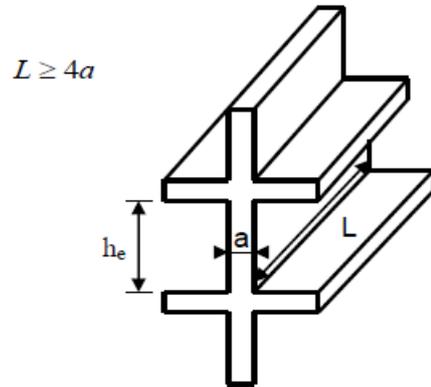


Figure II.10. Coupe de voile en élévation.

Dans notre cas

$$a_{min} \geq \text{Max} \left\{ 15 \text{ cm} ; \frac{h_e}{20} \right\} [2].$$

$h_e$ : Hauteur d’étage.

$a_{min}$ : Épaisseur de voile.

- Pour l’entre Sol  $h_e = (3,40 - 0,45) = 2,95 \text{ m}$ .

$$a_{min} \geq \text{Max} \{ 15 \text{ cm} ; 14,75 \text{ cm} \} \rightarrow a_{min} \geq 15 \text{ cm}.$$

- Pour les étages courants  $h_e = (3,6 - 0,45) = 3,15 \text{ m}$ .

$$a_{min} \geq \text{Max} \{ 15 \text{ cm} ; 15,75 \text{ cm} \} \rightarrow a_{min} \geq 15,75 \text{ cm}.$$

- Conclusion

On opte pour  $a = 20 \text{ cm}$ .

Tableau II.11. Choix d’épaisseur du voile.

Etage	Entre sol	Etage courant
$h_e [m]$	2,95	3,15
$a [cm]$	15	15.75
Choix [cm]	20	20

**Note** Pour des raisons de sécurité on a pris  $e = 30 \text{ cm}$  du voile comme un choix final.

# **CHAPITRE III**

## **CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES**

# **CHAPITRE IV**

## **ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE**

### III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

#### III.1. Acrotère

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé 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  $Q=1kN/ml$ .

Le calcul se fait pour une bande de  $1m$  de largeur dont les dimensions sont les suivantes

- Largeur  $b=100cm$ .
- Hauteur  $H=60cm$ .
- Epaisseur  $e=10cm$ .

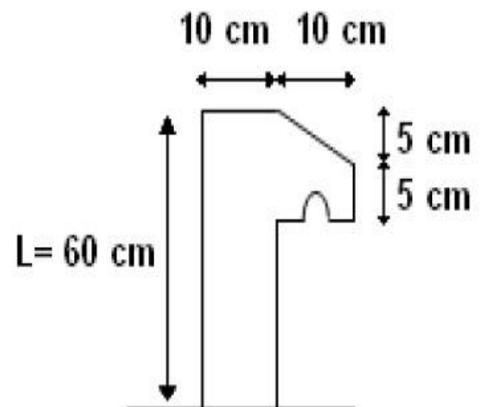


Figure III.1. Acrotère.

#### III.1.2. Evaluation des charges

##### a. Charges permanentes

$$S = \frac{0,1 \times 0,05}{2} + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,0675 \text{ m}^2.$$

D'où

Le poids des éléments en béton armé

$$G_1 = 25 \times 0,0675 = 01,69 \text{ kN/ml.}$$

Enduit au mortier de ciment ( $e=2 \text{ cm}$  ;  $\rho=14 \text{ kN/m}^3$ )

$$G_2 = \rho \times e \times P = 14 \times 0,02 \times 1,46 = 0,41 \text{ kN/ml.}$$

Le poids total de l'acrotère

$$G = G_1 + G_2 = 2,10 \text{ kN/ml.}$$

##### b. Charges d'exploitation

$$Q=1,00 \text{ kN/ml.}$$

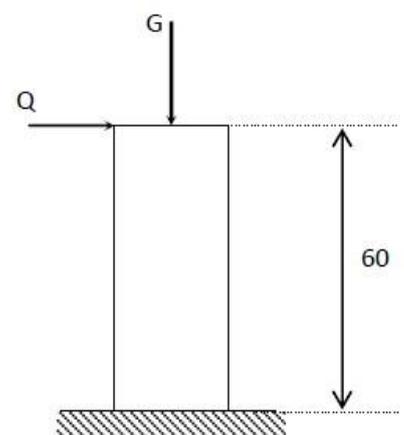


Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère.

➤ L'action des forces horizontales  $Q_h$  : ( $F_p$ )

L'action des forces horizontales est donnée par  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$  [2]

Avec

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés [ $A=0,25$ ]..... (groupe 2) [2].
- $C_p$  : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [ $C_p=0,8$ ].
- $W_p$  : Poids de l'acrotère = **2,10kN**.

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,10 = \mathbf{1,68kN}.$$

➤  $Q_u = \text{Max}(1,5Q ; F_p)$

-  $F_p = \mathbf{1,68 kN}$ .

-  $1,5 \times Q = \mathbf{1,5 kN}$ .

On adopte  $Q_u = Q_h = \mathbf{1,68 kN}$ .

Donc pour une bande de 1m de largeur, on a

$$G = \mathbf{02,10 kN/ml}$$
 et  $Q = \mathbf{01,68 kN/ml}$ .

### III.1.3. Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur, on a

➤ A l'ELU

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 2,10 = \mathbf{2,835 kN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q_h \times h = 1,5 \times 1,68 \times 0,6 = \mathbf{1,512 kN.m}$$

$$T_u = 1,5 \times Q_h = 1,5 \times 1,68 = \mathbf{2,52 kN}$$

➤ A l'ELS :

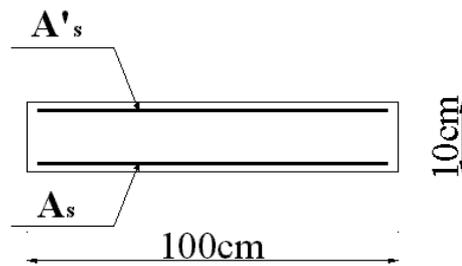
$$N_s = G = \mathbf{2,10 kN}$$

$$M_s = Q_h \times h = \mathbf{1,008 kN.m}$$

$$T_s = Q_h = \mathbf{1,68 kN}$$

**III.1.4. Ferrailage de l'acrotère**

$h=10\text{cm}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $c=c'=2\text{cm}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$ .



**Figure III.3.** Disposition des armatures de l'acrotère.

➤ **Calcul de l'excentricité:**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,512}{2,835} = 0,53 \text{ m} = 53,33 \text{ cm} ; \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}.$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \rightarrow \text{Section partiellement comprimée (SPC)}.$$

➤ **Calcul de moment fictif**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 1,512 + 2,835 \left( \frac{0,10}{2} - 0,02 \right)$$

$$M_f = 01,597 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{01,597 \times 10^6}{1000 \times 90^2 \times 14,17} \rightarrow \mu = 0,014$$

$$\mu = 0,014 < \mu_R = 0,392$$

→  $A's = 0$  (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,014)})$$

$$\alpha = 0,0176$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) \rightarrow Z = 90 \times (1 - 0,4 \times 0,0176)$$

$$Z = 89,37 \text{ mm}.$$

$$\mu = 0,014 < 0,186 \rightarrow \zeta_s = 10\%$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f) \rightarrow A_{sf} = \frac{M_f}{Z \times \sigma_s} = \frac{01,597 \times 10^6}{90 \times 348}$$

$$A_{sf} = 50,99 \approx 51 \text{ mm}^2.$$

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

$$A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 51 - \frac{2,835 \times 10^3}{348}$$

Donc

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

$$A_{s2} = 42,85 \text{ mm}^2.$$

### III.1.5. Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 MODIFIÉ 99 »

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

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} [1].$$

Avec

$$f_{t28}=2,1 \text{ MPa} ; f_e=400 \text{ MPa} ; b=100 \text{ cm} ; h=10 \text{ cm} ; d=0,9 \times h \rightarrow d = 9 \text{ cm}.$$

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \left\{ \left( \frac{1000 \times 100}{1000} \right) ; \left( 0,23 \times 1000 \times 90 \times \frac{2,1}{400} \right) \right\}$$

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \{ 100 \text{ mm}^2 ; 108,675 \text{ mm}^2 \}$$

$$A_s^{min} = 108,675 \text{ mm}^2 = 1,086 \text{ cm}^2.$$

Donc on opte finalement pour **6T6=1,70cm<sup>2</sup>**

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

### III.1.6. Les armatures de répartitions

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r \geq \frac{1,70}{4}$$

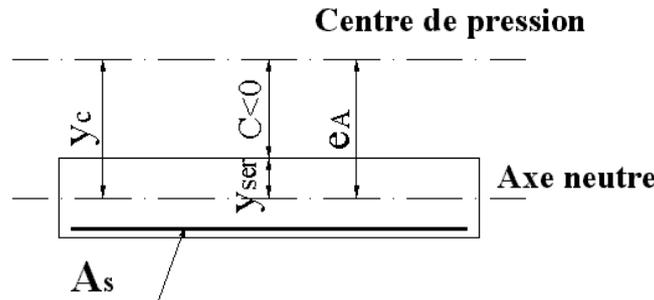
$$A_r \geq 0,425 \text{ cm}^2.$$

On choisi **4T6 = 1,13cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $S_t = \frac{60 - 4}{3} = \frac{56}{3} = 18 \text{ cm}.$

**III.1.7. Vérification à l'ELS**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,008}{2,1} = 0,48 \text{ m} = \mathbf{48,00 \text{ cm.}}$$



**Figure III.4. Distance de l'axe neutre**

On a

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \rightarrow \mathbf{48 \text{ cm}} > \frac{10}{2} - 2 = \mathbf{3 \text{ cm.}} \rightarrow \text{Section partiellement comprimée (SPC).}$$

$C$  : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée avec  $C = d - e_A$ .

Avec

$$e_A = \frac{M_s}{N_s} + \left( d - \frac{h}{2} \right) = \frac{1,008}{2,10} + \left( 0,09 - \frac{0,1}{2} \right)$$

$$e_A = \mathbf{0,52 \text{ m} = 52 \text{ cm.}}$$

$$C = 9 - 52 = \mathbf{-43 \text{ cm.}}$$

**D'après le « BAEL 91 modifié 99 », On résous l'équation du troisième degré**

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \text{ [1].}$$

$y_c \rightarrow c'$  est la distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec

$$p = -3c^2 + 6n(c - c') \times \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \times \frac{A_s}{b}$$

$$q = -2c^3 + 6n(c - c')^2 \times \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \times \frac{A_s}{b}$$

Et  $n = 15$

$$p = -3(-43)^2 + (6 \times 15)(-43 - 2) \times \frac{1,70}{100} + (6 \times 15)(9 - (-43)) \times \frac{1,70}{100}$$

$$q = -2(-43)^3 + (6 \times 15)(-43 - 2)^2 \times \frac{1,70}{100} - (6 \times 15)(9 - (-43))^2 \times \frac{1,70}{100}$$

On obtient

$$p = -5536,29$$

$$q = 157975,13$$

Donc, l'équation de 3<sup>ème</sup> degré devient

$$y_c^3 - 5536,29y_c + 157975,13 = 0$$

La solution de cette dernière est obtenue par

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = (157975,13)^2 + \left(\frac{(4 \times -5536,29^3)}{27}\right) \rightarrow \Delta = -18,31 \times 10^7$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,996351 \rightarrow \varphi = 175,10^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,92$$

$$y_1 = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85,89 \text{ cm.}$$

$$y_2 = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 45,06 \text{ cm.}$$

$$y_3 = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 40,82 \text{ cm.}$$

La solution qui convient est

$$y_c = 45,06 \text{ cm.}$$

Car

$$0 < y_{ser} = y_c + c < d \rightarrow 0 < y_{ser} = 45,06 - 43 = 02,06 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

Donc, on aura

$$y_{ser} = 02,06 \text{ cm.}$$

$$y_c = 45,06 \text{ cm.}$$

**Calcul du moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2]; \text{ avec } n = 15$$

$$I = \frac{100}{3} 02,06^3 + 15[1,70(9 - 02,06)^2 + 0(02,06 - 2)^2]$$

$$I = 1519,56 \text{ cm}^4.$$

**III.1.8. Vérification des contraintes**

**a. Contraintes du béton**

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{N_{ser}}{I} \times y_c \right) \times y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{2,10 \times 10^3}{1519,56 \times 10^4} \times 450,6 \right) \times 20,6 = 01,28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

**c. Contraintes de l'acier**

$$\sigma_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} \times y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu.}$$

$$\sigma'_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} \times y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé.}$$

Avec

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

$$\sigma_s = 15 \left( \frac{2,10 \times 10^3}{1519,56 \times 10^4} \times 450,6 \right) (90 - 20,6) = 68,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}.$$

**→ La contrainte de l'acier tendu est vérifiée.**

$$\sigma'_s = 15 \left( \frac{2,10 \times 10^3}{1519,56 \times 10^4} \times 450,6 \right) (20,6 - 20) = 0,56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}.$$

**→ La contrainte de l'acier comprimé est vérifiée.**

**III.1.9. Vérification de l'effort tranchant**

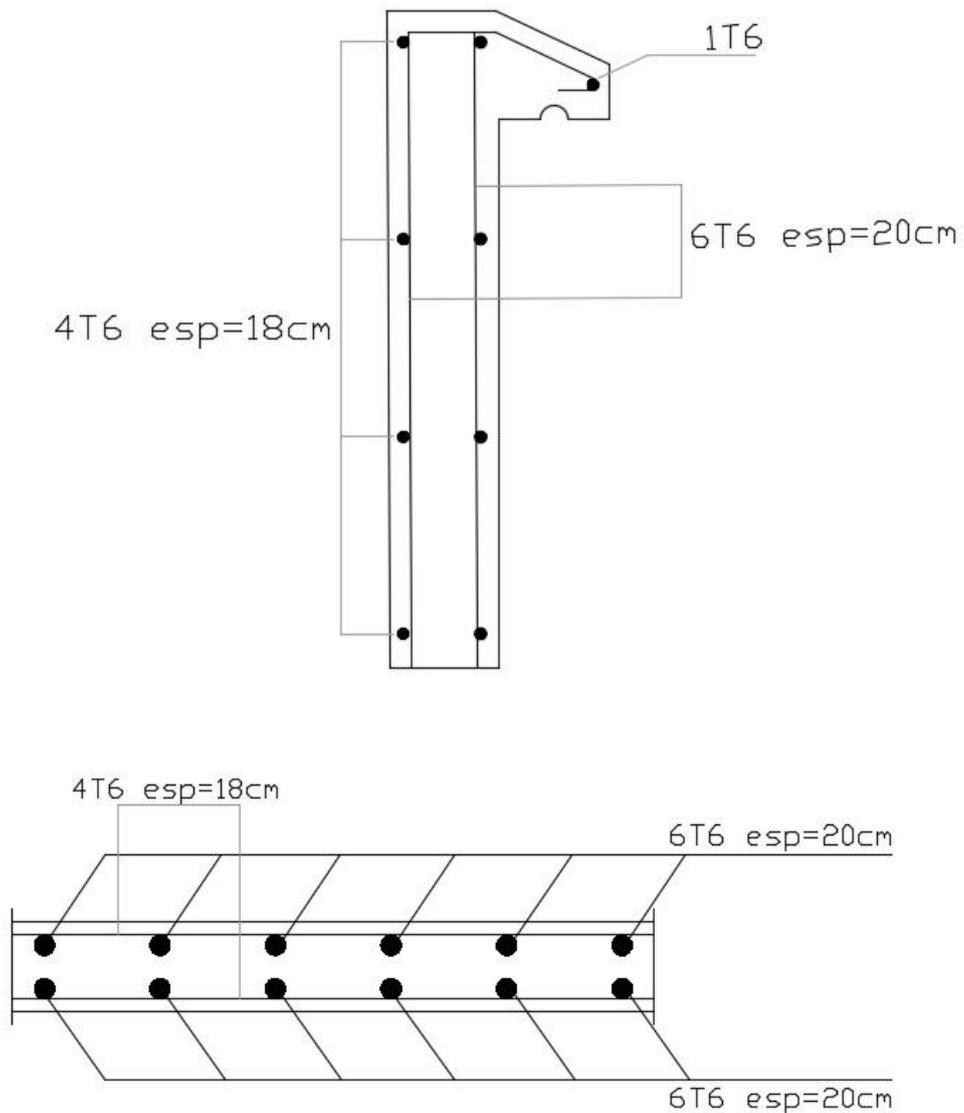
La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{2,52 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,028 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,028 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$



**Figure III.5. Schéma du ferrailage de l'acrotère.**

### III.3. LES PLANCHERS

#### III.3.1. Introduction

*Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle*

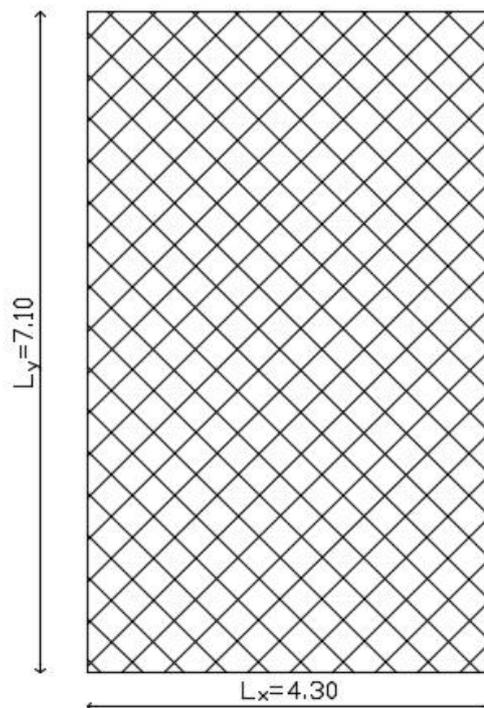
- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

#### III.3.2. PLANCHER EN DALLE PLEINE

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis et même des dalles pleines en porte à faux (console).

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.

#### III.3.1. Evaluation des charges



**Figure III.6.** Schéma de la dalle pleine (le panneau le plus sollicité).

a. Evaluation des chargesTableau III.1. Evaluation des charges.

Plancher (dalle pleine)	G [kN/m <sup>2</sup> ]	Q [kN/m <sup>2</sup> ]	ELU [kN/m <sup>2</sup> ]	ELS [kN/m <sup>2</sup> ]
Terrasse	7,77	1,5	12,47	09,27
Etage courant	06,29	2,5	12,24	08,79
RDC	06,29	2,5	12,24	08,79
Entre sol	06,29	2,5	12,24	08,79

ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = \mathbf{12,74 \text{ kN/m}^2}$$

ELS

$$q_s = G + Q = \mathbf{09,27 \text{ kN/m}^2}$$

b. Exemples de calcul

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,30}{7,10} = 0,60 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.3.2. 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

$$M_y = \mu_y M_x$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires

$$\rho = 0,60 \rightarrow \mu_x = \mathbf{0,0822} ; \mu_y = \mathbf{0,2948}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0,0822 \times 12,47 \times (4,30^2) = \mathbf{18,95 \text{ kN.m}}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,2948 \times 18,95 = \mathbf{05,59 \text{ kN.m}}$$

➤ Les moments en travées

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 14,21 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 04,19 \text{ kN.m}$$

➤ Les moments sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \times M_x = 09,475 \text{ kN.m}$$

**III.3.3. Ferrailage de la dalle pleine**

$$b=100\text{cm}; h=15\text{cm}; d=0,9h=13,5\text{cm}; f_e=400\text{MPa}; f_{c28}=25\text{MPa}; f_{t28}=2,1\text{MPa}; \sigma_s=348\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

**Tableau III.2. Ferrailage de la dalle pleine.**

	Sens	$M_u$ [kN.m]	$\mu$	$A'_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\alpha$	Z [cm]	$A_s^{cal}$ [cm <sup>2</sup> ]	Choix	$A_s^{adp}$ [cm <sup>2</sup> ]	Esp [cm]
Travée	x-x	14,21	0,055	0	0,071	13,12	03,11	T10	03,13	25
	y-y	04,19	0,016	0	0,020	13,39	0,899	T8	02,01	25
Appuis	x-x	09,475	0,037	0	0,047	13,25	2,05	T8	02,51	20
	y-y	09,475	0,037	0	0,047	13,25	2,05	T8	02,51	20

**Espacement**

➤ **En travée**

Sens x-x

$$esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Sens y-y

$$esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **Sur appuis**

Sens x-x

$$esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Sens y-y

$$esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

**III.3.4. Condition de non fragilité**

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

$$A_x \geq \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times bh = \mathbf{01,44 \text{ cm}^2}$$

$$A_y \geq \rho_0 \times bh = \mathbf{01,20 \text{ cm}^2}$$

Avec

$\rho_0 = 0,8 \text{ ‰}$  ... .. pour les barres à haute adhérence.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,60.$$

D'après le CBA 93

➤ En travée

Sens x-x

$$A_s = \mathbf{03,13 \text{ cm}^2} > A_s^{min} = \mathbf{01,44 \text{ cm}^2} \dots \dots \dots \mathbf{Vérifiée.}$$

Sens y-y

$$A_s = \mathbf{02,01 \text{ cm}^2} > A_s^{min} = \mathbf{01,20 \text{ cm}^2} \dots \dots \dots \mathbf{Vérifiée.}$$

➤ Sur appuis

Sens x-x

$$A_s = \mathbf{02,51 \text{ cm}^2} > A_s^{min} = \mathbf{01,44 \text{ cm}^2} \dots \dots \dots \mathbf{Vérifiée.}$$

Sens y-y

$$A_s = \mathbf{02,51 \text{ cm}^2} > A_s^{min} = \mathbf{01,20 \text{ cm}^2} \dots \dots \dots \mathbf{Vérifiée.}$$

**III.3.5. Armatures transversales**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous est vérifiée.

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = \mathbf{1,25 MPa}.$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = \frac{12,74 \times 4,30 \times 7,10}{(2 \times 4,30) + 7,10} \rightarrow T_x = \mathbf{24,77 kN}.$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = \frac{12,74 \times 4,30}{3} \rightarrow T_y = \mathbf{18,26 kN}.$$

$$T_y = \text{Max}(T_x ; T_y) = \mathbf{24,77 kN}.$$

$$\rightarrow \tau_u = \frac{24,77 \times 10^3}{1000 \times 135} = \mathbf{0,183 MPa} < \bar{\tau}_u = \mathbf{1,25 MPa} \dots \dots \dots \mathbf{Vérifiée}.$$

**III.3.6. Vérification à l'ELS****a. Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,60 \rightarrow \mu_x = \mathbf{0,0822} ; \mu_y = \mathbf{0,2948}.$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 0,0822 \times 09,27 \times (4,30^2) = \mathbf{14,09 kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,2948 \times 18,95 = \mathbf{04,15 kN.m}$$

Les moments en travée et sur appuis sont calculés au-dessous

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = \mathbf{11,98 kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = \mathbf{03,53 kN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = M_{ay} = 0,3 \times M_x = \mathbf{04,227 kN.m}$$

**b. Vérifications des contraintes**

- Cas de **fissuration préjudiciable**. La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations ou peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce.
- Cas de **fissuration très préjudiciable**. La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, atmosphère marine telle que embruns et brouillards salins, eau très pure, gaz ou sols particulièrement corrosifs) ou bien doivent assurer une étanchéité.
- Cas de **fissuration peu préjudiciable**. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable dans les autres cas.

Dans notre cas fissuration préjudiciable, d'après le [BAEL91 modifié 99], Il faut vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa. [1]}$$

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

y : c'est la position de l'axe neutre déterminée par l'équation (1).

I : c'est le moment d'inertie, donné par l'équation (2).

(1):  $\frac{by^2}{2} - 15A_s(d - y) + 15A'_s(y - d') = 0$  & (2):  $I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$

Les résultats trouvés sont récapitulés dans le tableau suivant

**Tableau III.3. Vérification des contraintes à l'ELS.**

	Sens	$M_{ser}$ [kN.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	y [cm]	I [cm <sup>4</sup> ]	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Vérification $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	x-x	11,98	03,13	03,12	6070,98	06,16	15	Vérifiée
	y-y	03,53	2,01	02,56	4167,70	02,17	15	Vérifiée
Appuis	x-x	04,227	02,51	02,83	5041,92	02,37	15	Vérifiée
	y-y							

**c. Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci dessous sont vérifiées simultanément [3].

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \rightarrow \frac{0,15}{4,30} = \mathbf{0,035} \geq \frac{11,98}{20 \times 14,09} = \mathbf{0,043} \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_x} = \mathbf{0,035} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} = 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{313}{1000 \times 135} = \mathbf{2,32 \cdot 10^{-3}} < \frac{2}{400} = \mathbf{5 \cdot 10^{-3}} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Constatation

La première condition et la deuxième ne sont pas vérifiées donc il faut vérifier la flèche.

**d. Calcul de la flèche**

➤ Calcul des modules de déformation

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

$$E_v = \frac{E_i}{3} = \mathbf{10721,4 MPa.}$$

➤ Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \quad \text{avec } I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3,13}{100 \times 13,5} = \mathbf{0,0023.}$$

$$\rightarrow \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta + \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0023 \left( 2 + \frac{3 \times 1000}{1000} \right)} = \mathbf{9,13.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} ; \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times d} = \frac{11,98 \times 10^6}{313 \times 135} = \mathbf{283,52 MPa.}$$

$$\rightarrow \mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,0023 \times 283,52) + 2,1} = \mathbf{0,219}.$$

$$\rightarrow I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = \mathbf{29815,20 \text{ cm}^4}.$$

$$\rightarrow I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1,1 \times 29815,20}{1 + (9,13 \times 0,219)} = \mathbf{10934,17 \text{ cm}^4}.$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{(11,98 \times 10^6) \times (4,30 \times 10^3)^2}{10 \times (32164,20) \times (10934,17 \times 10^4)}$$

$$\mathbf{f_i = 6,30 \text{ mm} = 0,63 \text{ cm}.$$

➤ Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} \text{ avec } I_0 = 29815,20 \text{ cm}^4; \mu = 0,219; \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \mathbf{3,65}.$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1,1 \times 29815,20}{1 + (3,65 \times 0,219)} = \mathbf{18226,98 \text{ cm}^4}.$$

$$I_{fv} = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{(11,98 \times 10^6) \times (4,30 \times 10^3)^2}{10 \times (10721,4) \times (18226,98 \times 10^4)}$$

$$\mathbf{f_v = 11,33 \text{ mm} = 1,13 \text{ cm}}$$

➤ Vérification de la flèche de la dalle pleine

$$\Delta f_T \leq \bar{f}$$

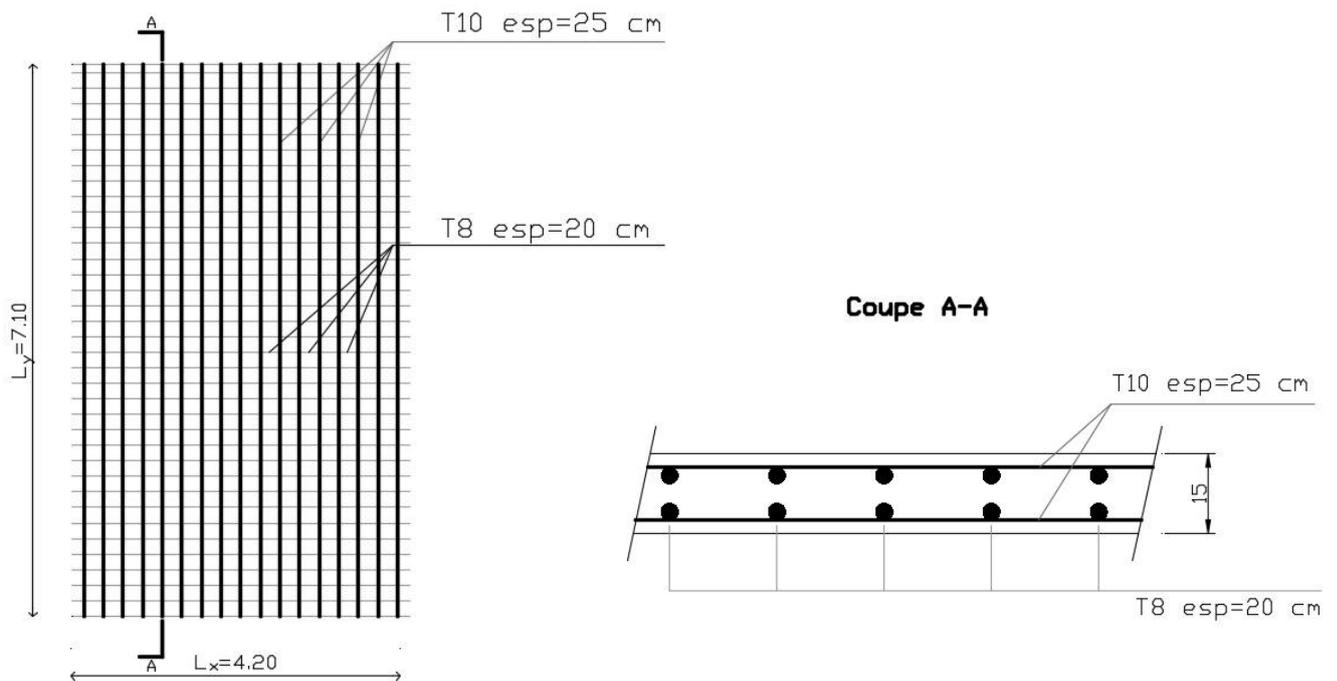
$$\Delta f_T = f_v - f_i = 1,13 - 0,63 = \mathbf{0,50 \text{ cm}.$$

$$\bar{f} = \frac{430}{500} = \mathbf{0,86 \text{ cm}.$$

$$\Delta f_T = \mathbf{0,50 \text{ cm}} < \bar{f} = \mathbf{0,86 \text{ cm}} \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

**Tableau III.4. Récapitulatif du calcul de la flèche de la dalle pleine.**

$M_{ser} [kN.m]$	11,98	$I_0 [cm^4]$	29815,20
$A_s [cm^2]$	03,13	$I_{fi} [cm^4]$	10934,17
$y [cm]$	03,12	$I_{fv} [cm^4]$	18226,98
$\delta$	0,0023	$f_i [cm]$	0,63
$\sigma_s [MPa]$	283,52	$f_v [cm]$	01,13
$\lambda_i$	09,13	$\Delta f_T [cm]$	0,50
$\lambda_v$	03,65	$\bar{f} [cm]$	0,86
$\mu$	0,219		



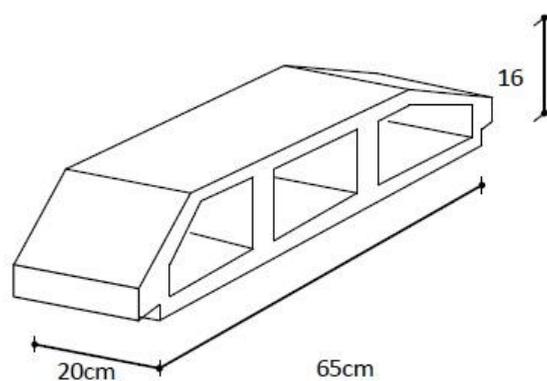
**Figure III.7. Ferrailage de la dalle pleine.**

### III.3.3. PLANCHERS À CORPS CREUX

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur **21cm**.

#### III.3.3.1. Pré dimensionnement des poutrelles

Notre ouvrage comporte un plancher constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (**corps creux**) de dimension (**16×20×65**) **cm<sup>3</sup>** avec une dalle de compression de **5cm** d'épaisseur.



**Figure III.8.** Les dimensions de corps creux (hourdis).

#### III.3.3.1.1. Etude des poutrelles

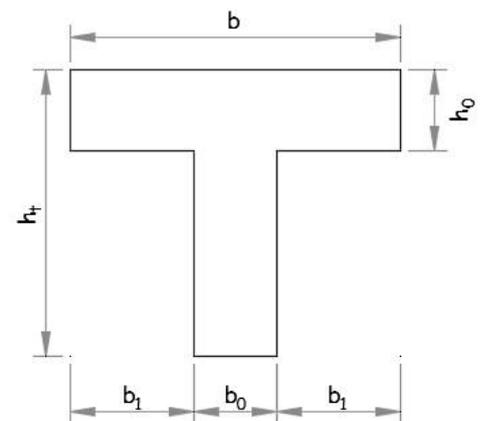
Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t$$

Avec

$h_t$  : Hauteur du plancher à corps creux.

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression.



**Figures III.9.** Schéma des poutrelles.

$$b_1 \leq \text{Min} \left( \frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right)$$

Tel que

$L_x$  : La distance entre nus d'appuis des poutrelles.

$L_y$  : La distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b = (2 \times b_1) + b_0$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t = \{(0,4 \times 21) \text{ à } (0,6 \times 21)\} = (8,40 \text{ à } 12,60) \text{ cm.}$$

→ On adopte  $b_0 = 12 \text{ cm.}$

Donc

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \text{Min} \left( \frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right) \rightarrow b \leq 2 \times \text{Min} \left( \frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right) + b_0$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

$$L_y = 396 - 30 = 366 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \text{Min} \left( \frac{53}{2} ; \frac{366}{10} \right) = 26,5 \text{ cm} \rightarrow b = (2 \times 26,50) + 12$$

→  $b = 65 \text{ cm.}$

### III.3.3.1.2. Evaluations des charges et surcharges revenants aux poutrelles

A l'ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \text{ et } p_u = 0,65 \times q_u$$

A l'ELS

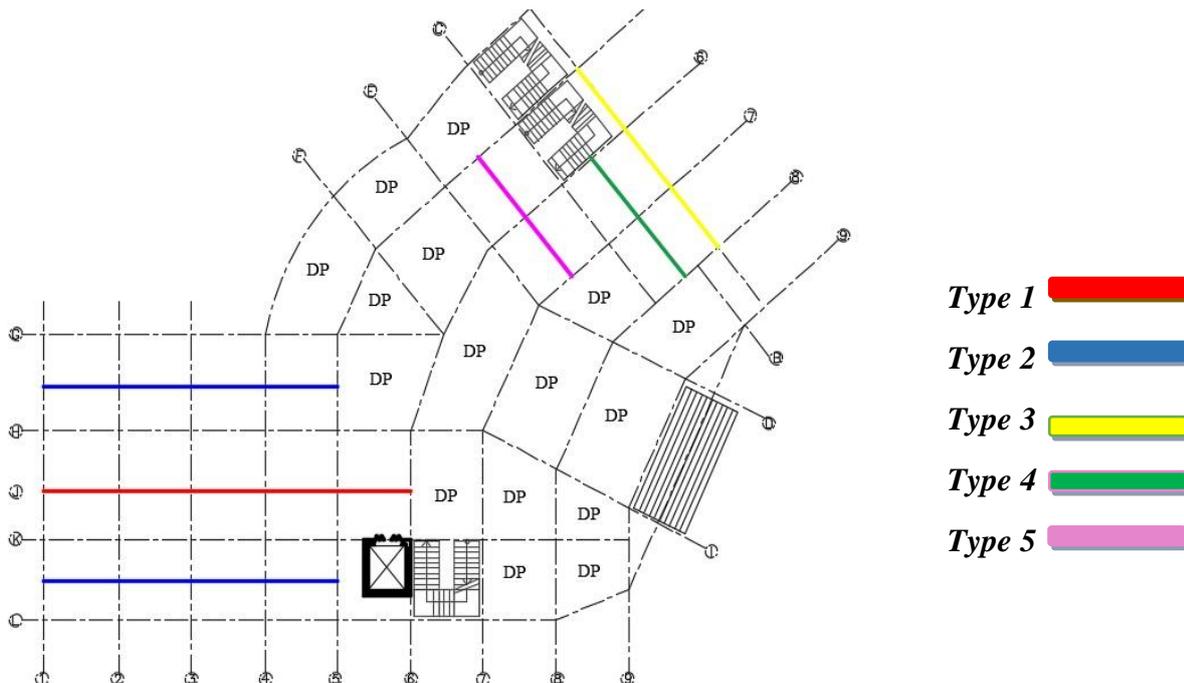
$$q_s = G + Q \text{ et } p_s = 0,65 \times q_s$$

**Tableau III.5. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.**

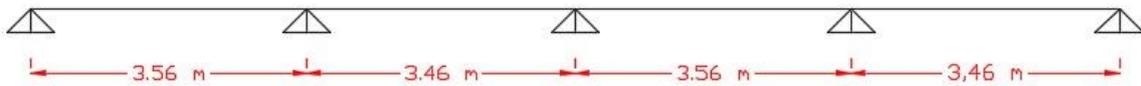
Désignation	G [kN/m <sup>2</sup> ]	Q [kN/m <sup>2</sup> ]	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	p <sub>u</sub> [kN/ml]	q <sub>s</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	p <sub>s</sub> [kN/ml]
Terrasse INACC	06,48	01,00	10,25	06,66	07,48	04,86
Terrasse ACC	06,96	01,50	11,65	07,57	08,46	05,50
Etages courants	05,48	02,50	11,15	07,25	07,98	05,19

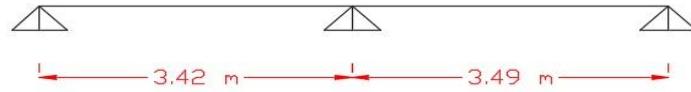
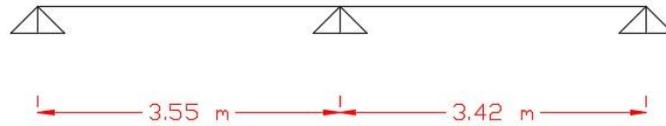
➤ Conclusion Le plancher terrasse ACC est le plus sollicité.

**III.3.3.1.3. Les différents types de poutrelles**



**Figures III.10. Vue en plan des différents types des poutrelles.**

**Type 1** (5 travées)**Figure III.11.** Poutrelle à cinq (5) travées.**Type 2** (4 travées)**Figure III.12.** Poutrelle à quatre (4) travées.**Type 3** (3 travées)**Figure III.13.** Schéma de poutrelle à trois (3) travées.

**Type 4** (2 travées)**Figure III.14.** Poutrelle à deux (2) travées.**Type 5** (2 travées)**Figure III.15.** Schéma de poutrelle à deux (2) travées.**Note**

Le type de poutrelle n°3 il n'existe que pour la terrasse inaccessible (niveau du 9<sup>ème</sup> étage).

#### **III.3.3.1.4. Méthode de calcul**

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé pour calculer les moments

- la méthode **forfaitaire**.
- méthode de **Caquot**.
- la méthode de l'**RDM**.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes

##### **a. Méthode forfaitaire**

- condition d'application

**1-** Il faut que le plancher soit à surcharge modérée  $Q \leq \text{Max} (2G ; 5 \text{ KN } /m^2)$ .

**2-** Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

**3-** Les portées successives sont dans un rapport compris entre **0,8 et 1,25**.

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$$

**4-** La fissuration est non préjudiciable.

- Note

Dans le cas ou l'une de ces conditions n'est pas vérifié on applique la méthode de **Caquot**.

**b. Méthode de CAQUOT**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

- **Exposé de la méthode**

➤ Moment sur appuis

$$M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8(l_w + l_e)} \dots \dots \dots \text{Appuis intermédiaire.}$$

➤ Moment en travée

$$M_t = M_0 = \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{16M_0}$$

➤ Avec

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

**M<sub>0</sub>** : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

**(M<sub>w</sub> ; M<sub>e</sub>)** : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

**q<sub>w</sub>** : charge répartie à gauche de l'appui considéré.

**q<sub>e</sub>** : charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul de chaque coté de l'appui les longueurs de travées fictives **l'<sub>w</sub>** à gauche et **l'<sub>e</sub>** à droite, avec

**l' = l** .....pour une travée de rive.

**l' = 0,8 × l** .....pour une travée intermédiaire.

Où « **l** » représente la portée de la travée libre.

➤ Effort tranchant

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l}$$

Avec

**T<sub>w</sub>** : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

**T<sub>e</sub>** : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

**Vérification d'application de la méthode forfaitaire**

➤ **Type 1** Poutrelle à cinq (5) travées.

Récapitulation des moments sur appuis et en travées de la poutrelle (3,56 m-3,46 m-3,56 m-3,46 m-3,46 m).

**Vérification des conditions d'application**

- **Plancher terrasse INACC**

$$G = 06,48 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 01,00 \text{ kN/m}^2$$

$$Q \leq \text{Max}(2G ; 5 \text{ kN/m}^2) \rightarrow 1 \text{ kN/m}^2 \leq \text{Max}(12,96 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2) \dots \text{Vérifiée.}$$

- **Plancher terrasse ACC**

$$G = 06,96 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 01,50 \text{ kN/m}^2$$

$$Q \leq \text{Max}(2G ; 5 \text{ kN/m}^2) \rightarrow 1,5 \text{ kN/m}^2 \leq \text{Max}(13,92 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2) \dots \text{Vérifiée.}$$

- **Plancher d'étages courants**

$$G = 05,48 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 02,50 \text{ kN/m}^2$$

$$Q \leq \text{Max}(2G ; 5 \text{ kN/m}^2) \rightarrow 2,5 \text{ kN/m}^2 \leq \text{Max}(10,96 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2) \dots \text{Vérifiée.}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité car ses sections sont constants.....**Vérifiée.**

- **Les portées successives sont dans un rapport entre 0,8 et 01,25**

$$\rightarrow \frac{03,56}{03,46} = 01,03 \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\rightarrow \frac{03,46}{03,56} = 00,97 \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\rightarrow \frac{03,56}{03,46} = 01,03 \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\rightarrow \frac{03,46}{03,46} = 01,00 \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

- La fissuration ne compromet pas la tenue de béton armé et de ses revêtements car elle Considère comme peu préjudiciable.

➤ Exposé de la méthode

Le principe consiste à autoriser le transfert de moment entre les sections sur appuis, et en travées et réciproquement.

a. Calcul des moments

Soit

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

Les moments en travées et sur appuis doivent vérifier

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max} \{((1 + 0,3\alpha) \times M_0) ; (1,05 \times M_0)\}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots \text{(cas d'une travée de rive).}$$

$$M_{t1} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots \text{(cas d'une travée intermédiaire).}$$

Avec

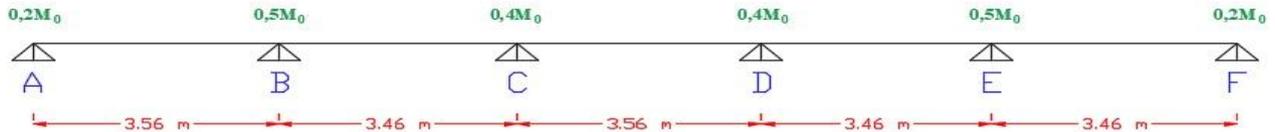
- **M<sub>0</sub>** : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (c'est le moment isostatique).
- **M<sub>g</sub>** et **M<sub>d</sub>** : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
- **M<sub>t</sub>** : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.
- **M = 0,2M<sub>0</sub>** ..... (appui de rive).
- **M = 0,6M<sub>0</sub>** ..... (pour une poutre à deux travées).
- **M = 0,5M<sub>0</sub>** ..... (pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées).
- **M = 0,4M<sub>0</sub>** ..... (pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées).

**b. Calcul des efforts tranchants**

➤ Application

Terrasse ACC On a quatre (4) types de poutrelle.

❖ Type 1 poutrelle à cinq (5) travées.



**Figure III.16.** Schéma de poutrelle à cinq (5) travées (avec les valeurs des moments sur appuis).

Avec

$$G = 06,96 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad p_u = 07,57 \text{ kN/ml.}$$

$$Q = 01,50 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad p_s = 05,50 \text{ kN/ml.}$$

**b.1. Calcul des moments isostatiques**

A l'ELU

$$M_0^{AB} = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{7,57 \times (3,56)^2}{8} = 11,99 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{7,57 \times (3,46)^2}{8} = 11,32 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{7,57 \times (3,56)^2}{8} = 11,99 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{7,57 \times (3,46)^2}{8} = 11,32 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{7,57 \times (3,46)^2}{8} = 11,32 \text{ kN.m}$$

A l'ELS

$$M_0^{AB} = \frac{p_s \times l^2}{8} = \frac{5,50 \times (3,56)^2}{8} = \mathbf{08,71 \text{ kN.m}}$$

$$M_0^{BC} = \frac{p_s \times l^2}{8} = \frac{5,50 \times (3,46)^2}{8} = \mathbf{08,23 \text{ kN.m}}$$

$$M_0^{CD} = \frac{p_s \times l^2}{8} = \frac{5,50 \times (3,56)^2}{8} = \mathbf{08,71 \text{ kN.m}}$$

$$M_0^{DE} = \frac{p_s \times l^2}{8} = \frac{5,50 \times (3,46)^2}{8} = \mathbf{08,23 \text{ kN.m}}$$

$$M_0^{EF} = \frac{p_s \times l^2}{8} = \frac{5,50 \times (3,46)^2}{8} = \mathbf{08,23 \text{ kN.m}}$$

**b.2. Calcul des moments aux appuis**A l'ELU➤ Travée AB

$$M_g = M_A = 0,2 \times 11,99 = \mathbf{02,40 \text{ kN.m}} ; M_d = M_B = 0,5 \times 11,99 = \mathbf{06,00 \text{ kN.m}}$$

➤ Travée BC

$$M_g = M_B = 0,5 \times 11,32 = \mathbf{05,66 \text{ kN.m}} ; M_d = M_C = 0,4 \times 11,32 = \mathbf{04,53 \text{ kN.m}}$$

➤ Travée CD

$$M_g = M_C = 0,4 \times 11,99 = \mathbf{04,80 \text{ kN.m}} ; M_d = M_D = 0,4 \times 11,99 = \mathbf{04,80 \text{ kN.m}}$$

➤ Travée DE

$$M_g = M_D = 0,4 \times 11,32 = \mathbf{04,53 \text{ kN.m}} ; M_d = M_E = 0,5 \times 11,32 = \mathbf{05,66 \text{ kN.m}}$$

➤ Travée EF

$$M_g = M_E = 0,5 \times 11,32 = \mathbf{05,66 \text{ kN.m}} ; M_d = M_F = 0,2 \times 11,32 = \mathbf{02,26 \text{ kN.m}}$$

A l'ELS➤ Travée AB

$$M_g = M_A = 0,2 \times 08,71 = \mathbf{01,74 \text{ kN.m}} ; M_d = M_B = 0,5 \times 08,71 = \mathbf{04,36 \text{ kN.m}}$$

➤ Travée BC

$$M_g = M_B = 0,5 \times 08,23 = \mathbf{04,12 \text{ kN.m}} ; M_d = M_C = 0,4 \times 08,23 = \mathbf{03,29 \text{ kN.m}}$$

➤ Travée CD

$$M_g = M_C = 0,4 \times 08,71 = \mathbf{03,48 \text{ kN.m}} ; M_d = M_D = 0,4 \times 08,71 = \mathbf{03,48 \text{ kN.m}}$$

➤ Travée DE

$$M_g = M_D = 0,4 \times 08,23 = \mathbf{03,29 \text{ kN.m}} ; M_d = M_E = 0,5 \times 08,23 = \mathbf{04,12 \text{ kN.m}}$$

➤ Travée EF

$$M_g = M_E = 0,5 \times 08,23 = \mathbf{04,12 \text{ kN.m}} ; M_d = M_F = 0,2 \times 08,23 = \mathbf{01,65 \text{ kN.m}}$$

**b.3. Calcul des moments en travée**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+6,96} \rightarrow \alpha = \mathbf{0,177}$$

A l'ELU➤ Travée AB (travée de rive)

$$M_t \geq 1,05 \times 11,99 - \frac{2,4 + 6}{2} = \mathbf{08,39 \text{ kN.m}}$$

$$M_t \geq \frac{1,25}{2} \times 11,99 = \mathbf{07,49 \text{ kN.m}}$$

➤ Travée BC (travée intermédiaire)

$$M_t \geq 1,05 \times 11,32 - \frac{5,66 + 4,53}{2} = \mathbf{06,79 \text{ kN.m}}$$

$$M_t \geq \frac{1,05}{2} \times 11,32 = \mathbf{05,94 \text{ kN.m}}$$

➤ Travée CD (travée intermédiaire)

$$M_t \geq 1,05 \times 11,99 - \frac{4,80 + 4,80}{2} = \mathbf{07,79 \text{ kN.m}}$$

$$M_t \geq \frac{1,05}{2} \times 11,99 = \mathbf{06,29 \text{ kN.m}}$$

➤ Travée DE (travée intermédiaire)

$$M_t \geq 1,05 \times 11,32 - \frac{4,53 + 5,66}{2} = \mathbf{06,79 \text{ kN.m}}$$

$$M_t \geq \frac{1,05}{2} \times 11,32 = \mathbf{05,94 \text{ kN.m}}$$

➤ Travée EF (travée de rive)

$$M_t \geq 1,05 \times 11,32 - \frac{5,66 + 2,26}{2} = \mathbf{07,93 \text{ kN.m}}$$

$$M_t \geq \frac{1,25}{2} \times 11,32 = \mathbf{07,08 \text{ kN.m}}$$

#### A l'ELS

➤ Travée AB (travée de rive)

$$M_t \geq 1,05 \times 08,71 - \frac{1,74 + 4,36}{2} = \mathbf{06,10 \text{ kN.m}}$$

$$M_t \geq \frac{1,25}{2} \times 08,71 = \mathbf{05,44 \text{ kN.m}}$$

➤ Travée BC (travée intermédiaire)

$$M_t \geq 1,05 \times 08,23 - \frac{4,12 + 3,29}{2} = \mathbf{04,94 \text{ kN.m}}$$

$$M_t \geq \frac{1,05}{2} \times 08,23 = \mathbf{04,32 \text{ kN.m}}$$

➤ Travée CD (travée intermédiaire)

$$M_t \geq 1,05 \times 08,71 - \frac{3,48 + 3,48}{2} = \mathbf{05,67 \text{ kN.m}}$$

$$M_t \geq \frac{1,05}{2} \times 08,71 = \mathbf{04,57 \text{ kN.m}}$$

➤ Travée DE (travée intermédiaire)

$$M_t \geq 1,05 \times 08,23 - \frac{3,29 + 4,12}{2} = \mathbf{04,94 \text{ kN.m}}$$

$$M_t \geq \frac{1,05}{2} \times 08,23 = \mathbf{04,32 \text{ kN.m}}$$

➤ Travée EF (travée de rive)

$$M_t \geq 1,05 \times 08,23 - \frac{4,12 + 1,65}{2} = \mathbf{05,76 \text{ kN.m}}$$

$$M_t \geq \frac{1,25}{2} \times 08,23 = \mathbf{05,14 \text{ kN.m}}$$

#### b.4. Calcul des efforts tranchants

##### A l'ELU

➤ Travée AB

$$M_d = 06,00 \text{ kN.m} \qquad M_t = 08,39 \text{ kN.m}$$

$$M_g = 02,40 \text{ kN.m} \qquad L = 03,56 \text{ m}$$

$$a = L \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_d + M_t}{M_g + M_t}}} = 3,56 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{6 + 8,39}{2,4 + 8,39}}} \rightarrow a = \mathbf{01,65}.$$

$$b = L - a = 3,56 - 1,65 \rightarrow b = \mathbf{01,91}.$$

$$V_A = -2 \times \frac{M_g + M_t}{a} = -2 \times \frac{2,4 + 8,39}{1,65} \rightarrow V_A = \mathbf{-13,08 \text{ kN.}}$$

$$V_B = 2 \times \frac{M_d + M_t}{b} = 2 \times \frac{6 + 8,39}{1,91} \rightarrow V_B = \mathbf{15,07 \text{ kN.}}$$

➤ Travée BC

$$M_d = 04,53 \text{ kN.m} \qquad M_t = 06,79 \text{ kN.m}$$

$$M_g = 05,66 \text{ kN.m} \qquad L = 03,46 \text{ m}$$

$$a = 01,77.$$

$$b = 01,69.$$

$$V_B = -2 \times \frac{M_g + M_t}{a} = -2 \times \frac{5,66 + 6,79}{1,77} \rightarrow V_B = \mathbf{-14,07 \text{ kN.}}$$

$$V_C = 2 \times \frac{M_d + M_t}{b} = 2 \times \frac{4,53 + 6,79}{1,69} \rightarrow V_C = \mathbf{13,40 \text{ kN.}}$$

➤ Travée CD

$$M_d = 04,80 \text{ kN.m} \qquad M_t = 07,79 \text{ kN.m}$$

$$M_g = 04,80 \text{ kN.m} \qquad L = 03,56 \text{ m}$$

$$a = 01,78.$$

$$b = 01,78.$$

$$V_C = -2 \times \frac{M_g + M_t}{a} = -2 \times \frac{4,8 + 7,79}{1,78} \rightarrow V_C = \mathbf{-14,15 \text{ kN.}}$$

$$V_D = 2 \times \frac{M_d + M_t}{b} = 2 \times \frac{4,8 + 7,79}{1,78} \rightarrow V_D = \mathbf{14,15 \text{ kN.}}$$

➤ Travée DE

$$M_d = 05,66 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 06,79 \text{ kN.m}$$

$$M_g = 04,53 \text{ kN.m}$$

$$L = 03,46 \text{ m}$$

$$a = 01,69.$$

$$b = 01,77.$$

$$V_D = -2 \times \frac{M_g + M_t}{a} = -2 \times \frac{4,53 + 6,79}{1,69} \rightarrow V_D = -13,40 \text{ kN.}$$

$$V_E = 2 \times \frac{M_d + M_t}{b} = 2 \times \frac{5,31 + 6,79}{1,77} \rightarrow V_E = 14,07 \text{ kN.}$$

➤ Travée EF

$$M_d = 02,26 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 07,93 \text{ kN.m}$$

$$M_g = 05,66 \text{ kN.m}$$

$$L = 03,46 \text{ m}$$

$$a = 01,85.$$

$$b = 01,61.$$

$$V_E = -2 \times \frac{M_g + M_t}{a} = -2 \times \frac{5,66 + 7,93}{1,85} \rightarrow V_E = -14,69 \text{ kN.}$$

$$V_F = 2 \times \frac{M_d + M_t}{b} = 2 \times \frac{2,26 + 7,93}{1,61} \rightarrow V_F = 12,66 \text{ kN.}$$

A l'ELS➤ Travée AB

$$M_d = 04,36 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 06,10 \text{ kN.m}$$

$$M_g = 01,74 \text{ kN.m}$$

$$L = 03,56 \text{ m}$$

$$a = L \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_d + M_t}{M_g + M_t}}} = 3,56 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4,36 + 6,1}{1,74 + 6,1}}} \rightarrow a = 01,65.$$

$$b = L - a = 3,56 - 1,65 \rightarrow b = 01,91.$$

$$V_A = -2 \times \frac{M_g + M_t}{a} = -2 \times \frac{1,74 + 6,1}{1,65} \rightarrow V_A = -09,50 \text{ kN.}$$

$$V_B = 2 \times \frac{M_d + M_t}{b} = 2 \times \frac{4,36 + 6,1}{1,91} \rightarrow V_B = 10,95 \text{ kN.}$$

➤ Travée BC

$$M_d = 03,29 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 04,94 \text{ kN.m}$$

$$M_g = 04,12 \text{ kN.m}$$

$$L = 03,46 \text{ m}$$

$$a = 01,77.$$

$$b = 01,69.$$

$$V_B = -2 \times \frac{M_g + M_t}{a} = -2 \times \frac{4,12 + 4,94}{1,77} \rightarrow V_B = -10,24 \text{ kN.}$$

$$V_C = 2 \times \frac{M_d + M_t}{b} = 2 \times \frac{3,29 + 4,94}{1,69} \rightarrow V_C = 09,74 \text{ kN.}$$

➤ Travée CD

$$M_d = 03,48 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 05,67 \text{ kN.m}$$

$$M_g = 03,48 \text{ kN.m}$$

$$L = 03,56 \text{ m}$$

$$a = 01,78.$$

$$b = 01,78.$$

$$V_C = -2 \times \frac{M_g + M_t}{a} = -2 \times \frac{3,48 + 5,67}{1,78} \rightarrow V_C = -10,28 \text{ kN.}$$

$$V_D = 2 \times \frac{M_d + M_t}{b} = 2 \times \frac{3,48 + 5,67}{1,78} \rightarrow V_D = 10,28 \text{ kN.}$$

➤ Travée DE

$$M_d = 04,12 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 04,94 \text{ kN.m}$$

$$M_g = 03,29 \text{ kN.m}$$

$$L = 03,46 \text{ m}$$

$$a = 01,69.$$

$$b = 01,77.$$

$$V_D = -2 \times \frac{M_g + M_t}{a} = -2 \times \frac{3,29 + 4,94}{1,69} \rightarrow V_D = -09,74 \text{ kN.}$$

$$V_E = 2 \times \frac{M_d + M_t}{b} = 2 \times \frac{4,12 + 4,94}{1,77} \rightarrow V_E = 10,24 \text{ kN.}$$

➤ Travée EF

$$M_d = 01,65 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 05,76 \text{ kN.m}$$

$$M_g = 04,12 \text{ kN.m}$$

$$L = 03,46 \text{ m}$$

$$a = 01,85.$$

$$b = 01,61.$$

$$V_E = -2 \times \frac{M_g + M_t}{a} = -2 \times \frac{4,12 + 5,76}{1,85} \rightarrow V_E = -10,68 \text{ kN.}$$

$$V_F = 2 \times \frac{M_d + M_t}{b} = 2 \times \frac{1,65 + 5,76}{1,61} \rightarrow V_F = 09,20 \text{ kN.}$$

Les résultats des sollicitations sont présentés dans les tableaux suivants

A l'ELU

**Tableau III.6. Les sollicitations dans la poutrelle type1 à l'ELU.**

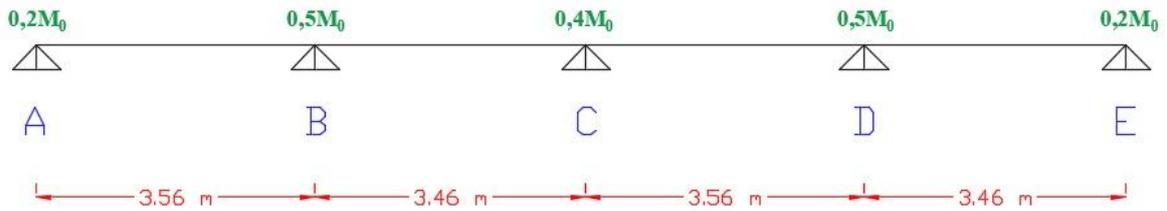
<i>Travées</i>	<i>L</i> [m]	<i>P<sub>u</sub></i> [kN/ml]	<i>M<sub>0</sub></i> [kN.m]	<i>M<sub>g</sub></i> [kN.m]	<i>M<sub>d</sub></i> [kN.m]	<i>M<sub>t</sub></i> [kN.m]	<i>V<sub>g</sub></i> [kN.m]	<i>V<sub>d</sub></i> [kN.m]
<i>AB</i>	3,56	07,57	11,99	02,40	06,00	08,39	-13,08	15,07
<i>BC</i>	3,46	07,57	11,32	05,66	04,53	06,79	-14,07	13,40
<i>CD</i>	3,56	07,57	11,99	04,80	04,80	07,79	-14,15	14,15
<i>DE</i>	3,46	07,57	11,32	04,53	05,66	06,79	-13,40	14,07
<i>EF</i>	3,46	07,57	11,32	05,66	02,26	07,93	-14,69	12,66

A l'ELS

**Tableau III.7. Les sollicitations dans la poutrelle type1 à l'ELS.**

<i>Travées</i>	<i>L</i> [m]	<i>P<sub>s</sub></i> [kN/ml]	<i>M<sub>0</sub></i> [kN.m]	<i>M<sub>g</sub></i> [kN.m]	<i>M<sub>d</sub></i> [kN.m]	<i>M<sub>t</sub></i> [kN.m]	<i>V<sub>g</sub></i> [kN.m]	<i>V<sub>d</sub></i> [kN.m]
<i>AB</i>	3,56	05,50	08,71	01,74	04,36	06,10	-09,50	10,95
<i>BC</i>	3,46	05,50	08,23	04,12	03,29	04,94	-10,24	09,74
<i>CD</i>	3,56	05,50	08,71	03,48	03,48	05,67	-10,28	10,28
<i>DE</i>	3,46	05,50	08,23	03,29	04,12	04,94	-09,74	10,24
<i>EF</i>	3,46	05,50	08,23	04,12	01,65	05,76	-10,68	09,20

❖ **Type2** Poutrelle à quatre (4) travées



**Figure III.17.** Poutrelle à quatre (4) travées (avec les valeurs des moments sur appuis).

**Vérification d'application de la méthode forfaitaire**

Récapitulation des moments sur appuis et en travées de la poutrelle (3,56 m-3,46 m-3,56 m-3,46 m).

Vérification des conditions d'application

- Plancher terrasse INACC

$G = 06,48 \text{ kN/m}^2$

$Q = 01,00 \text{ kN/m}^2$

$Q \leq \text{Max}(2G ; 5 \text{ kN/m}^2) \rightarrow 1 \text{ kN/m}^2 \leq \text{Max}(12,96 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2) \dots \text{Vérifiée.}$

- Plancher terrasse ACC

$G = 06,96 \text{ kN/m}^2$

$Q = 01,50 \text{ kN/m}^2$

$Q \leq \text{Max}(2G ; 5 \text{ kN/m}^2) \rightarrow 1,5 \text{ kN/m}^2 \leq \text{Max}(13,92 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2) \dots \text{Vérifiée.}$

- Plancher d'étages courants

$G = 05,48 \text{ kN/m}^2$

$Q = 02,50 \text{ kN/m}^2$

$Q \leq \text{Max}(2G ; 5 \text{ kN/m}^2) \rightarrow 2,5 \text{ kN/m}^2 \leq \text{Max}(10,96 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2) \dots \text{Vérifiée.}$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité car ses sections sont constants.....**Vérifiée.**

- Les portées successives sont dans un rapport entre 0,8 et 01,25

$$\rightarrow \frac{03,56}{03,46} = \mathbf{01,03} \dots \dots \mathbf{Vérifiée.}$$

$$\rightarrow \frac{03,46}{03,56} = \mathbf{00,97} \dots \dots \mathbf{Vérifiée.}$$

$$\rightarrow \frac{03,56}{03,46} = \mathbf{01,03} \dots \dots \mathbf{Vérifiée.}$$

- La fissuration ne compromet pas la tenue de béton armé et de ses revêtements car elle Considère comme peu préjudiciable.

Donc on utilise la méthode forfaitaire, avec

$$G = 06,96 \text{ kN/m}^2 ; \quad p_u = 07,57 \text{ kN/ml.}$$

$$Q = 01,50 \text{ kN/m}^2 ; \quad p_s = 05,50 \text{ kN/ml.}$$

Note

*Les valeurs des moments isostatiques, en travée, sur appuis ainsi que les valeurs des efforts tranchants pour ce type (type 2) sont représentés dans les tableaux au-dessous.*

A l'ELU

**Tableau III.8. Les sollicitations dans la poutrelle type2 à l'ELU.**

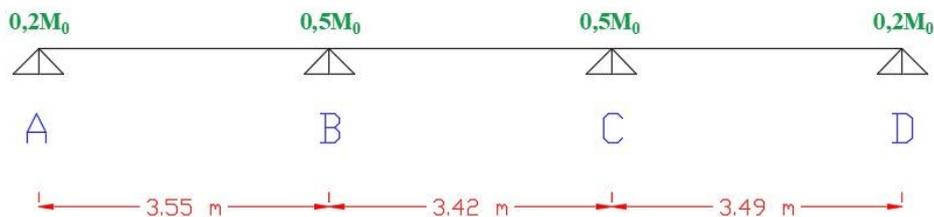
<i>Travées</i>	<i>L</i> [m]	<i>P<sub>u</sub></i> [kN/ml]	<i>M<sub>0</sub></i> [kN.m]	<i>M<sub>g</sub></i> [kN.m]	<i>M<sub>d</sub></i> [kN.m]	<i>M<sub>t</sub></i> [kN.m]	<i>V<sub>g</sub></i> [kN.m]	<i>V<sub>d</sub></i> [kN.m]
<i>AB</i>	<i>3,56</i>	<i>07,57</i>	<i>11,99</i>	<i>02,40</i>	<i>06,00</i>	<i>08,39</i>	<i>-13,08</i>	<i>15,07</i>
<i>BC</i>	<i>3,46</i>	<i>07,57</i>	<i>11,32</i>	<i>05,66</i>	<i>04,53</i>	<i>06,79</i>	<i>-14,07</i>	<i>13,40</i>
<i>CD</i>	<i>3,56</i>	<i>07,57</i>	<i>11,99</i>	<i>04,80</i>	<i>06,00</i>	<i>07,19</i>	<i>-13,78</i>	<i>14,49</i>
<i>DE</i>	<i>3,46</i>	<i>07,57</i>	<i>11,32</i>	<i>05,66</i>	<i>02,26</i>	<i>07,93</i>	<i>-14,69</i>	<i>12,66</i>

A l'ELS

**Tableau III.9. Les sollicitations dans la poutrelle type2 à l'ELS.**

Travées	L [m]	$P_s$ [kN/ml]	$M_0$ [kN.m]	$M_g$ [kN.m]	$M_d$ [kN.m]	$M_t$ [kN.m]	$V_g$ [kN.m]	$V_d$ [kN.m]
AB	3,56	05,50	08,71	01,74	04,36	06,10	-09,50	10,95
BC	3,46	05,50	08,23	04,12	03,29	04,94	-10,24	09,74
CD	3,56	05,50	08,71	03,48	04,36	05,23	-10,01	10,54
DE	3,46	05,50	08,23	04,12	01,65	05,76	-10,68	09,20

❖ **Type3** Poutrelle à trois (3) travées



**Figure III.18. Poutrelle à trois (3) travées (avec les valeurs des moments sur appuis).**

Vérification d'application de la méthode forfaitaire

Récapitulation des moments sur appuis et en travées de la poutrelle (3,55 m-3,42 m-3,49 m).

Vérification des conditions d'application

- Plancher terrasse ACC

$G = 06,96 \text{ kN/m}^2$

$Q = 01,50 \text{ kN/m}^2$

$Q \leq \text{Max}(2G ; 5 \text{ kN/m}^2) \rightarrow 1,5 \text{ kN/m}^2 \leq \text{Max}(13,92 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2) \dots \text{Vérifiée.}$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité car ses sections sont constants.....**Vérifiée.**

- Les portées successives sont dans un rapport entre **0,8** et **01,25**

$$\rightarrow \frac{03,55}{03,42} = \mathbf{01,04} \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\rightarrow \frac{03,42}{03,49} = \mathbf{00,98} \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

- La fissuration ne compromet pas la tenue de béton armé et de ses revêtements car elle Considère comme peu préjudiciable.

Donc on utilise la méthode forfaitaire, avec

$$G = 06,96 \text{ kN/m}^2 \ ; \ p_u = 07,57 \text{ kN/ml.}$$

$$Q = 01,50 \text{ kN/m}^2 \ ; \ p_s = 05,50 \text{ kN/ml.}$$

Note

Les valeurs des moments isostatiques, en travée, sur appuis ainsi que les valeurs des efforts tranchants pour ce type (type 3) sont représentés dans les tableaux au-dessous.

A l'ELU

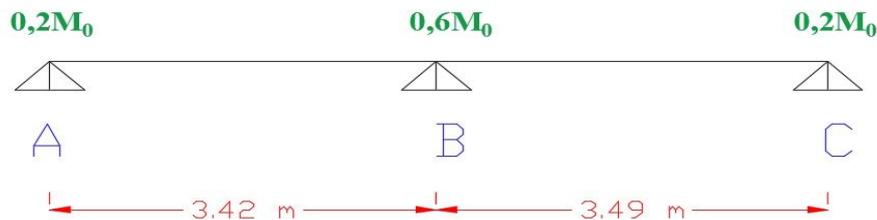
**Tableau III.10.** Les sollicitations dans la poutrelle type3 à l'ELU.

Travées	L [m]	P <sub>u</sub> [kN/ml]	M <sub>0</sub> [kN.m]	M <sub>g</sub> [kN.m]	M <sub>d</sub> [kN.m]	M <sub>t</sub> [kN.m]	V <sub>g</sub> [kN.m]	V <sub>d</sub> [kN.m]
AB	3,55	07,57	11,93	02,39	05,97	08,35	-13,02	15,07
BC	3,42	07,57	11,07	05,54	05,54	06,08	-13,59	13,59
CD	3,49	07,57	11,53	05,77	02,31	08,07	-14,80	12,81

A l'ELS

**Tableau III.11.** Les sollicitations dans la poutrelle type3 à l'ELS.

Travées	L [m]	P <sub>s</sub> [kN/ml]	M <sub>0</sub> [kN.m]	M <sub>g</sub> [kN.m]	M <sub>d</sub> [kN.m]	M <sub>t</sub> [kN.m]	V <sub>g</sub> [kN.m]	V <sub>d</sub> [kN.m]
AB	3,55	05,50	08,66	01,73	04,33	06,06	-09,44	10,94
BC	3,42	05,50	08,04	04,02	04,02	04,42	-09,87	09,87
CD	3,49	05,50	08,37	04,19	01,67	05,86	-10,75	09,30

❖ **Type4** Poutrelle à deux (2) travées

**Figure III.19.** Poutrelle à deux (2) travées (avec les valeurs des moments sur appuis).

**Vérification d'application de la méthode forfaitaire**

Récapitulation des moments sur appuis et en travées de la poutrelle (3,42 m-3,49 m).

**Vérification des conditions d'application**

- **Plancher terrasse INACC**

$$G = 06,48 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 01,00 \text{ kN/m}^2$$

$$Q \leq \text{Max}(2G ; 5 \text{ kN/m}^2) \rightarrow 1 \text{ kN/m}^2 \leq \text{Max}(12,96 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2) \dots \text{Vérifiée.}$$

- **Plancher terrasse ACC**

$$G = 06,96 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 01,50 \text{ kN/m}^2$$

$$Q \leq \text{Max}(2G ; 5 \text{ kN/m}^2) \rightarrow 1,5 \text{ kN/m}^2 \leq \text{Max}(13,92 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2) \dots \text{Vérifiée.}$$

- **Plancher d'étages courants**

$$G = 05,48 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 02,50 \text{ kN/m}^2$$

$$Q \leq \text{Max}(2G ; 5 \text{ kN/m}^2) \rightarrow 2,5 \text{ kN/m}^2 \leq \text{Max}(10,96 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2) \dots \text{Vérifiée.}$$

- Les moments d’inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité car ses sections sont constants.....**Vérifiée.**

- Les portées successives sont dans un rapport entre 0,8 et 01,25

$$\rightarrow \frac{03,42}{03,49} = \mathbf{00,98} \dots \dots \mathbf{Vérifiée.}$$

- La fissuration ne compromet pas la tenue de béton armé et de ses revêtements car elle Considère comme peu préjudiciable.

*Donc on utilise la méthode forfaitaire, avec*

$$G = 06,96 \text{ kN/m}^2 \ ; \ p_u = 07,57 \text{ kN/ml.}$$

$$Q = 01,50 \text{ kN/m}^2 \ ; \ p_s = 05,50 \text{ kN/ml.}$$

Note

*Les valeurs des moments isostatiques, en travée, sur appuis ainsi que les valeurs des efforts tranchants pour ce type (type 4) sont représentés dans les tableaux au-dessous.*

A l'ELU

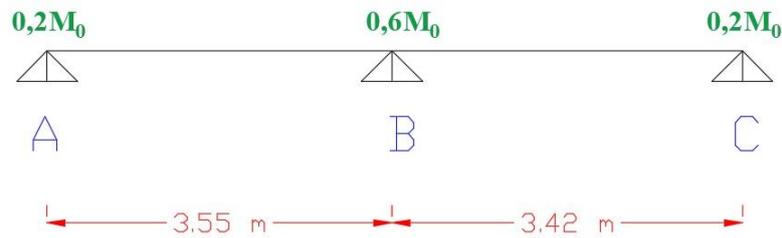
**Tableau III.12. Les sollicitations dans la poutrelle type4 à l'ELU.**

Travées	L [m]	P <sub>u</sub> [kN/ml]	M <sub>0</sub> [kN.m]	M <sub>g</sub> [kN.m]	M <sub>d</sub> [kN.m]	M <sub>t</sub> [kN.m]	V <sub>g</sub> [kN.m]	V <sub>d</sub> [kN.m]
AB	3,42	07,57	11,07	02,21	06,64	07,20	-12,14	14,80
BC	3,49	07,57	11,53	06,92	02,31	07,49	-15,09	12,41

A l'ELS

**Tableau III.13. Les sollicitations dans la poutrelle type4 à l'ELS.**

Travées	L [m]	P <sub>s</sub> [kN/ml]	M <sub>0</sub> [kN.m]	M <sub>g</sub> [kN.m]	M <sub>d</sub> [kN.m]	M <sub>t</sub> [kN.m]	V <sub>g</sub> [kN.m]	V <sub>d</sub> [kN.m]
AB	3,42	05,50	08,04	01,61	04,82	05,23	-08,83	10,75
BC	3,49	05,50	08,37	05,02	01,67	05,44	-10,95	09,00

❖ Type5 Poutrelle à deux (2) travées

**Figure III.20.** Poutrelle à deux (2) travées (avec les valeurs des moments sur appuis).

**Vérification d'application de la méthode forfaitaire**

Récapitulation des moments sur appuis et en travées de la poutrelle (3,55 m-3,42 m).

Vérification des conditions d'application

- Plancher terrasse INACC

$$G = 06,48 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 01,00 \text{ kN/m}^2$$

$$Q \leq \text{Max}(2G ; 5 \text{ kN/m}^2) \rightarrow 1 \text{ kN/m}^2 \leq \text{Max}(12,96 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2) \dots \text{Vérifiée.}$$

- Plancher terrasse ACC

$$G = 06,96 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 01,50 \text{ kN/m}^2$$

$$Q \leq \text{Max}(2G ; 5 \text{ kN/m}^2) \rightarrow 1,5 \text{ kN/m}^2 \leq \text{Max}(13,92 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2) \dots \text{Vérifiée.}$$

- Plancher d'étages courants

$$G = 05,48 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 02,50 \text{ kN/m}^2$$

$$Q \leq \text{Max}(2G ; 5 \text{ kN/m}^2) \rightarrow 2,5 \text{ kN/m}^2 \leq \text{Max}(10,96 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2) \dots \text{Vérifiée.}$$

- Les moments d’inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité car ses sections sont constants.....**Vérifiée.**
- Les portées successives sont dans un rapport entre **0,8** et **01,25**  

$$\rightarrow \frac{03,55}{03,42} = \mathbf{01,04} \dots \dots \mathbf{Vérifiée.}$$
- La fissuration ne compromet pas la tenue de béton armé et de ses revêtements car elle Considère comme peu préjudiciable.

Donc on utilise la méthode forfaitaire, avec

$G = 06,96 \text{ kN/m}^2$  ;  $p_u = 07,57 \text{ kN/ml.}$

$Q = 01,50 \text{ kN/m}^2$  ;  $p_s = 05,50 \text{ kN/ml.}$

Note

Les valeurs des moments isostatiques, en travée, sur appuis ainsi que les valeurs des efforts tranchants pour ce type (type 4) sont représentés dans les tableaux au-dessous.

A l'ELU

**Tableau III.14. Les sollicitations dans la poutrelle type4 à l'ELU.**

Travées	L [m]	$P_u$ [kN/ml]	$M_0$ [kN.m]	$M_g$ [kN.m]	$M_d$ [kN.m]	$M_t$ [kN.m]	$V_g$ [kN.m]	$V_d$ [kN.m]
AB	3,55	07,57	11,93	02,93	07,16	07,75	-12,68	15,29
BC	3,42	07,57	11,07	06,64	02,21	07,20	-14,80	12,14

A l'ELS

**Tableau III.15. Les sollicitations dans la poutrelle type4 à l'ELS.**

Travées	L [m]	$P_s$ [kN/ml]	$M_0$ [kN.m]	$M_g$ [kN.m]	$M_d$ [kN.m]	$M_t$ [kN.m]	$V_g$ [kN.m]	$V_d$ [kN.m]
AB	3,55	05,50	08,66	01,73	05,20	05,63	-09,20	11,11
BC	3,42	05,50	08,04	04,82	01,61	05,23	-10,75	08,83

**III.3.3.1.5. Ferrailage des poutrelles**

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

- Dans notre cas, le type de poutrelle le plus défavorable est **le type 1**, dont les valeurs des moments en travée et sur appuis et les efforts tranchant sont comme suit

A l'ELU

$$M_{tu}^{\max} = 08,39 \text{ kN.m}$$

$$M_{au}^{\max} = 06,00 \text{ kN.m}$$

$$T_u^{\max} = 15,07 \text{ kN}$$

A l'ELS

$$M_{tu}^{\max} = 06,10 \text{ kN.m}$$

$$M_{au}^{\max} = 04,36 \text{ kN.m}$$

$$T_u^{\max} = 10,95 \text{ kN}$$

- Le ferrailage se fait pour une section en **T** en flexion simple avec les sollicitations maximales.

**a. Ferrailage longitudinal en travée**

$$h = 21 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18,90 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}.$$

Le calcul des sections en forme de « **Té** » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si  $M_u < M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 650 \times 50 \times 14,17 \left( 189 - \frac{50}{2} \right) \rightarrow M_{tab} = 75526100 \text{ N.mm}$$

$$M_{tab} = 75,53 \text{ kN.m}$$

On a  $M_{tu} = 8,39 \text{ kN.m} < M_{tab} = 75,53 \text{ kN.m}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

- Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « **b** ». Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (**b** × **h**) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion ;

on aura

**Tableau III.16. Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.**

$M_{tu}$ [kN.m]	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\alpha$	Z [cm]	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s$ [MPa]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]
08,39	0,026	Oui	0	0,033	18,65	Oui	10%	348	1,29

- Condition de non fragilité

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max (1,29 \text{ cm}^2 ; 1,48 \text{ cm}^2 ), \text{ on prend } A_s = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix } 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2 (A_s = 2,36 \text{ cm}^2).$$

**b. Ferrailage longitudinal sur appuis**

On a  $M_{au}^{max} = 06,00 \text{ kN.m} < M_{tab} = 75,53 \text{ kN.m}$

Alors L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (**b** × **h**) en flexion simple.

**Tableau III.17. Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.**

$M_{tu}$ [kN.m]	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\alpha$	Z [cm]	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s$ [MPa]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]
6,00	0,018	Oui	0	0,023	18,70	Oui	10%	348	0,92

➤ Condition de non fragilité

$$A_s^{min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max(0,92 \text{ cm}^2 ; 0,27 \text{ cm}^2), \text{ on prend } A_s = 0,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix } 1T12 = 1,13 \text{ cm}^2 (A_s = 1,13 \text{ cm}^2).$$

c. Vérifications

- Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire  $T_u^{max} = 15,07 \text{ kN}$ .

➤ On doit vérifier que

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}.$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{15,07 \times 10^3}{120 \times 189} \rightarrow \tau_u = 0,66 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,66 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa (Vérifiée)}.$$

- Au voisinage des appuis

▪ Appuis de rives (vérification de la compression du béton)

Avec  $T_u = 13,08 \text{ kN (appuis de rive)}$ .

$$\sigma_b = \frac{13,08 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,64 \text{ MPa} < 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \rightarrow \text{(Vérifiée)}.$$

▪ **Appuis intermédiaires (vérification de la contrainte de compression)**

Avec  $T_u^{max} = 15,07 \text{ kN}$ .

$$\sigma_b = \frac{15,07 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,73 \text{ MPa} < 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \rightarrow (\text{Vérifiée}).$$

▪ **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 1,13 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{max} - \frac{M_{au}}{0,9d}}{\sigma_s} = -0,58 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 1,13 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\gamma_s} = -0,38 \text{ cm}^2.$$

❖ **Vérification à l'ELS**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

**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

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

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

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

Avec

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

➤ **Détermination de l'axe neutre**

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

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

$$I = \frac{1}{3}by^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2$$

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

- Si  $y < h_0$  l'hypothèse est vérifiée.
- Si  $y > h_0$  la distance « y » et le moment d'inertie « I » se calcule par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} \frac{b}{2}y^2 - (b - b_0) \cdot \frac{(y - h_0)^2}{2} + \eta A'_s \cdot (y - c') - \eta A_s \cdot (d - y) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A'_s \cdot (y - c')^2 + \eta A_s (d - Y)^2. \end{cases}$$

**Tableau III.18. Vérification des contraintes du béton à l'ELS.**

	$M_{ser}$ [kN.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$Y$ [cm]	$I$ [cm <sup>4</sup> ]	$\sigma_{bc}$ [MPa]	Vérification
<b>Travée</b>	6,10	2,36	4,02	9245,86	2,65	Vérifiée
<b>Appui</b>	4,36	1,13	2,89	4867,69	2,58	Vérifiée

**Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

**Les conditions à vérifier : [4]**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,21}{3,56} = 0,059 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée. (1)}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{2,36}{12 \times 18,9} = 0,0104 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée. (2)}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{0,21}{3,56} = 0,059 < \frac{6,10}{10 \times 8,71} = 0,070 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée. (3)}$$

Avec

$$h = 21 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; d = 18,90 \text{ cm} ; L = 3,56 \text{ m} ; M_{t\text{ ser}} = 13,46 \text{ kN.m} ; M_{a\text{ ser}} = 4,36 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 ; f_e = 400 \text{ MPa}.$$

Alors

Puisque les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

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

Tel que

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{356}{500} = 0,71 \text{ cm} ; \text{ avec } (L < 5\text{m}).$$

$f_i$  : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$  : La flèche due aux charges de longues durée.

➤ **Position de l'axe neutre «  $y_1$  »**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left( \frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

➤ **Moment d'inertie de la section totale homogène «  $I_0$  »**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3} (y_1-h_0)^3 + 15A_s (d-y_1)^2$$

➤ **Calcul des moments d'inerties fictifs**

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

Avec

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

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

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

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

$\sigma_s$  : 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

**Tableau III.19.** Calcul de la flèche.

$M_{ser}$ [kN.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$Y_1$ [cm]	$\delta$	$\sigma_s$ [MPa]	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_{fi}$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_{fv}$ [cm <sup>4</sup> ]
6,10	2,36	7,20	0,010	136,75	4,11	1,64	0,485	23257,13	8546,55	12953,73

➤ Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,19 \text{ MPa.}$$

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

➤ Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$L = 3,56 \text{ m.}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{6,10 \times 10^6 \times 3560^2}{10 \times 32164,19 \times (8546,55 \times 10^4)} \rightarrow f_i = 0,28 \text{ cm.}$$

➤ Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{6,10 \times 10^6 \times 3560^2}{10 \times 10721,40 \times (12953,73 \times 10^4)} \rightarrow f_i = 0,55 \text{ cm.}$$

$$\Delta f_T = 0,55 - 0,28 = 0,27 \text{ cm} < \bar{f} = 0,71 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée.}$$

➤ Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24.

Tel que  $f_e=235\text{MPa}$ .

- Selon le C.B.A 93

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} ; (K = 1 \rightarrow \text{pas de reprise de bétonnage}).$$

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPA} \right)$$

- Selon le RPA 99 version 2003[2]

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

Avec

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right)$$

$\phi_l$  : diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min(0,60 \text{ cm} ; 1,00 \text{ cm} ; 6,5 \text{ cm}) \rightarrow \phi_t = \mathbf{0,60 \text{ cm}}.$$

$$\phi_t = \mathbf{6 \text{ mm}}.$$

Donc

➤ Selon le « RPA99 version 2003 »

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036$$

$$S_t \leq \min(5,25 \text{ cm} ; 7,2 \text{ cm}) = 5,25 \text{ cm}.$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 10,5 \text{ cm}.$$

Choix des armatures

On adopte

$$A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2.$$

Choix des espacements

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \rightarrow S_t \leq \frac{0,57}{0,036} \rightarrow S_t \leq 15,83$$

Donc

**$S_t = 5 \text{ cm}$**  ..... Zone nodale.

**$S_t = 10 \text{ cm}$**  ..... Zone courante.

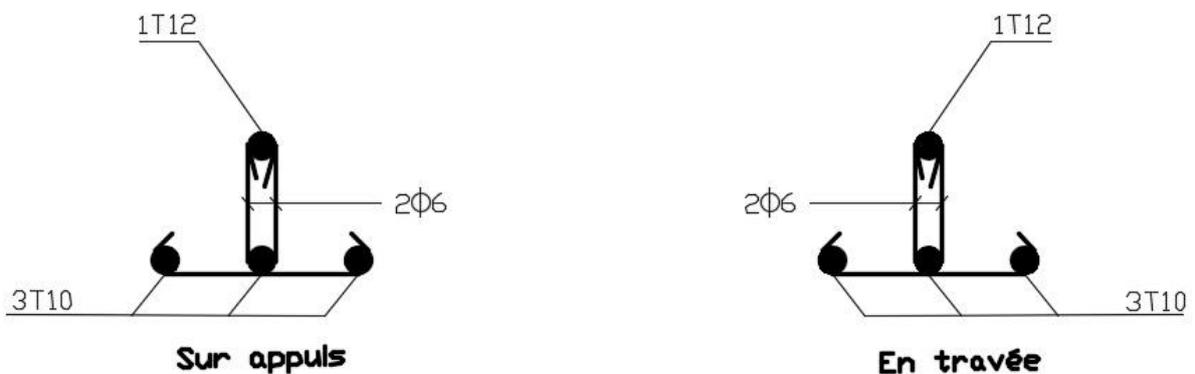


Figure III.21. Schéma de ferrailage des poutrelles en travée et sur appuis.

**Ferrailage de la dalle de compression**

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser

- 20 cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30 cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{f_e} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec

$L_1$  : Distance entre axes des poutrelles ( $L_1 = 65 \text{ cm}$ ).

$A_1$  : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP).

$A_2$  : Armatures parallèles aux poutrelles (AR).

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$f_e = 235 \text{ MPa}$  (Aciers ronds lisses).

On a :  $L = 65 \text{ cm} \rightarrow$  on obtient :  $A_1 = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$  On prend  $6 \phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2$ .

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}.$$

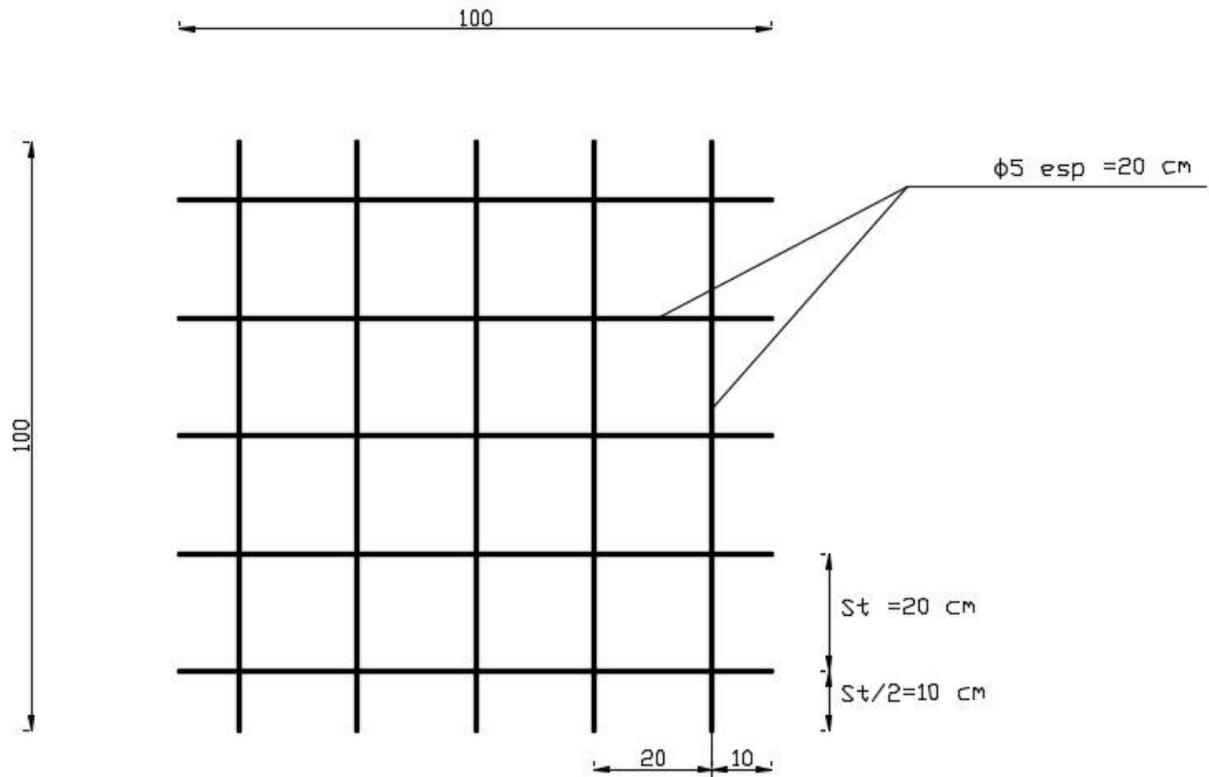
**Armatures de répartitions**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,56 \text{ cm}^2.$$

Soit  $6 \phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$ .

**➤ Conclusion**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à **20 cm** suivant les deux sens.



**Figure III.22.** Schéma de la disposition constrictive des armateurs de la table de compression.

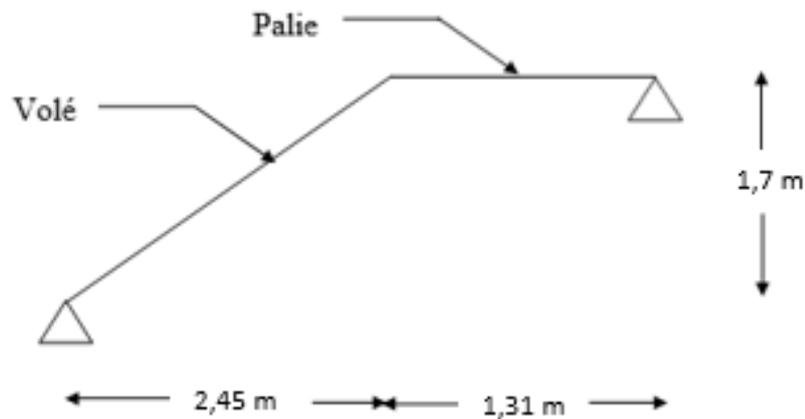
### III.4. Escalier

#### III.4.1 Escalier type 1

##### III.4.1.1. Introduction

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

Notre bâtiment comporte deux types d'escaliers.



**Figure III.23.** Schéma statique de l'escalier type 1.

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir  $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes

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

#### Avec

- $n$  : Le nombre des contre marches
- $(n-1)$  : Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient

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

**Avec**

➤  $n$  : La racine de l'équation

Les valeurs de H et L

$H = 170 \text{ cm} ; L = 245 \text{ cm}$

$64 n^2 - 649 n + 2(170) = 0$

**Solution**

$n_1 = 0,55 \dots\dots\dots$  refusée.

$n_2 = 9,58 \dots\dots\dots$  Accepté.

**Donc on prend**

- le nombre de contre marche .....  $n = 10$ .
- le nombre des marches .....  $n - 1 = 9$ .

**Alors**

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

$g = \frac{L}{n - 1} = 27,22 \approx 27 \text{ cm}.$

**a. Vérification de l'équation de « BLONDEL »**

$$\left\{ \begin{array}{l} 59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \\ 16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} g + 2h = 58 \\ h = 17 \\ g = 27 \end{array} \right. \quad (\text{Vérifiée})$$

**b. Détermination de l'épaisseur de la paille**

$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \qquad \frac{2,982}{30} \leq e \leq \frac{2,982}{20} \qquad 9,94 \leq e \leq 14,91$

**Avec :**

$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,2 = \sqrt{(2,45)^2 + (1,70)^2} + 1,2 = 2,982 \text{ m}.$

On prend donc l'épaisseur  $e = 14 \text{ cm}$ .

**N.B** Le palier aura la même épaisseur que la paille.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.



**III.4.1.3. Combinaison des charges**➤ **E.L.U**

$$q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1$$

$$q_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

➤ **E.L.S**

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1$$

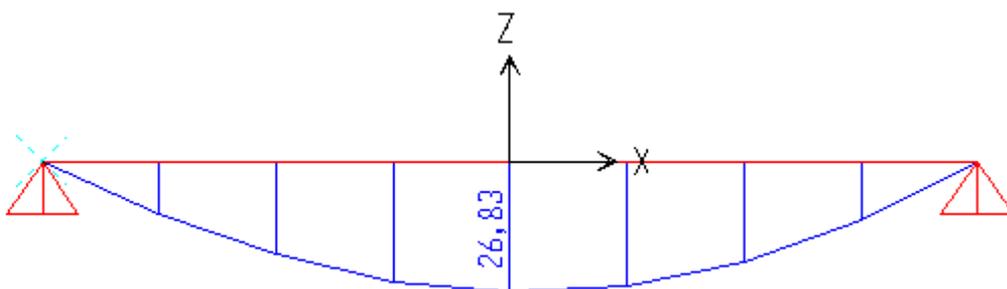
$$q_{ser2} = G_2 + Q_2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de **1m** est donné par le tableau suivant :

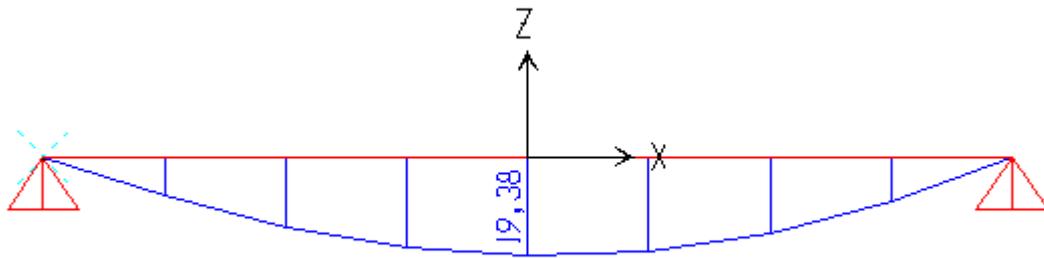
**Tableau III.20. Résultat de combinaisons de charges du type1.**

	<b>q<sub>1</sub> (KN/ml)</b>	<b>q<sub>2</sub> (KN/ml)</b>
<b>E.L.U</b>	<b>10,77</b>	<b>16</b>
<b>E.L.S</b>	<b>7,7</b>	<b>11,58</b>

- Du fait que le système est hyperstatique on a opté pour modéliser et calculer notre élément sur le logiciel de calcul **SAP2000**.

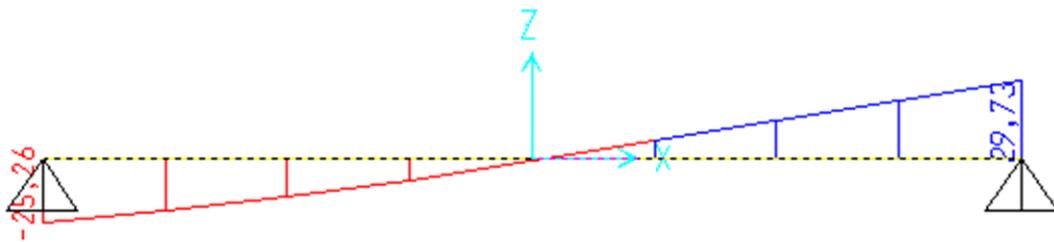
- **Le moment fléchissant****A'ELU**

**Figure III.25. Diagramme de moment fléchissant du type1 à l'ELU.**

**A'ELS**

**Figure III.26.** Diagramme de moment fléchissant du type 1 à l'ELS.

- **L'effort tranchant**



**Figure III.27.** Diagramme de l'effort tranchant du type 1.

➤ Moment

$M_t = 0,85 M_0$

$M_a = 0,5 M_0$

III.4.1.4. Calcul des armatures

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (**b x h**)

Tel que **b = 100 cm ; h = 14 cm.**

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

$f_{c28} = 25 MPa ; f_{bc} = 14,17 MPa ; f_{i28} = 2,10 MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d = 0,9h = 12,6cm$

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

Tableau III.21. Ferrailage de l'escalier type 1.

	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\mu$ < $\mu_R$	$A_s'$ (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>	<b>22,80</b>	<b>0,101</b>	<b>oui</b>	<b>0</b>	<b>0,133</b>	<b>119,27</b>	<b>5,49</b>	<b>5T12</b>	<b>5,65</b>
<b>Appuis</b>	<b>13,41</b>	<b>0,059</b>	<b>oui</b>	<b>0</b>	<b>0,078</b>	<b>122,99</b>	<b>3,13</b>	<b>4T12</b>	<b>4,52</b>

Espacement

➤ En travée  $esp \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm.}$

On prend **esp = 20 cm.**

➤ Sur appui  $esp \leq \frac{100}{4} = 25.$

On prend **esp = 25 cm.**

Armatures de répartition

➤ En travée  $\frac{A_s^{adp}}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s^{adp}}{2}$   $1,41 \text{ cm}^2/ml \leq A_r \leq 2,82 \text{ cm}^2/ml.$

Le choix est de **4T8 = 2,01cm<sup>2</sup>** avec **St = 25 cm.**

➤ Sur appui  $\frac{A_s^{adp}}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s^{adp}}{2}$   $1,13 \text{ cm}^2/ml \leq A_r \leq 2,26 \text{ cm}^2/ml.$

Le choix est de **3T8 = 1,51cm<sup>2</sup>** avec **St = 25cm.**

**III.4.1.5. Vérifications**

**a. Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

➤ **En travée**  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,41 \text{ cm}^2$  ..... **Vérifiée.**

➤ **Sur appui**  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,41 \text{ cm}^2$  ..... **Vérifiée.**

**b. Effort tranchant**

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 33,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible) [1].}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{29,73 \times 10^3}{1000 \times 126} = 0,235 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 33,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

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

Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0$  il faut satisfaire la condition suivante  $A_s \geq \left( \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right)$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 29,73 \times 10^3 - \frac{13,41 \times 10^6}{0,9 \times 126} = -88,52 \text{ KN} < 0.$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

➤ Vérification des armatures transversales

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{29,73 \times 10^3}{1000 \times 126} = 0,235 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**c. Vérification à l'E.L.S**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

**c. 1. Vérifications des contraintes du béton**

➤ Position de l'axe neutre

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

➤ Moment d'inertie

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

Avec :

$$n = 15 ; c' = 2 \text{ cm} ; d = 12,6 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; A'_s = 0.$$

On doit vérifier que :

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

**Tableau III.22. Vérifications des contraintes du béton du type 1 à L'E.L.S**

	M <sub>ser</sub> (KNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
<b>Travée</b>	16,47	5,65	3,85	8390,89	7,55	Vérifiée
<b>Appui</b>	9,69	4,52	3,30	6296,48	4,63	Vérifiée

**c.2 Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{14}{376} = 0,037 < 0,0625 \\ \frac{5,65}{100 \times 12,6} = 0,00484 \leq 0,0105 \\ 0,037 < 0,117 \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{Non vérifiée.} \\ \text{Vérifiée.} \\ \text{Non vérifiée.} \end{array}$$

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

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

Avec 
$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L = 2,45 \text{ m} < 5 \text{ m}.$$

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictif.}$$

**Avec**

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

**$E_i=32164,20\text{MPa}$  ;  $E_v=10721,40\text{MPa}$ .**

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau

**Tableau III.23. Vérification de la flèche de l'escalier type 1.**

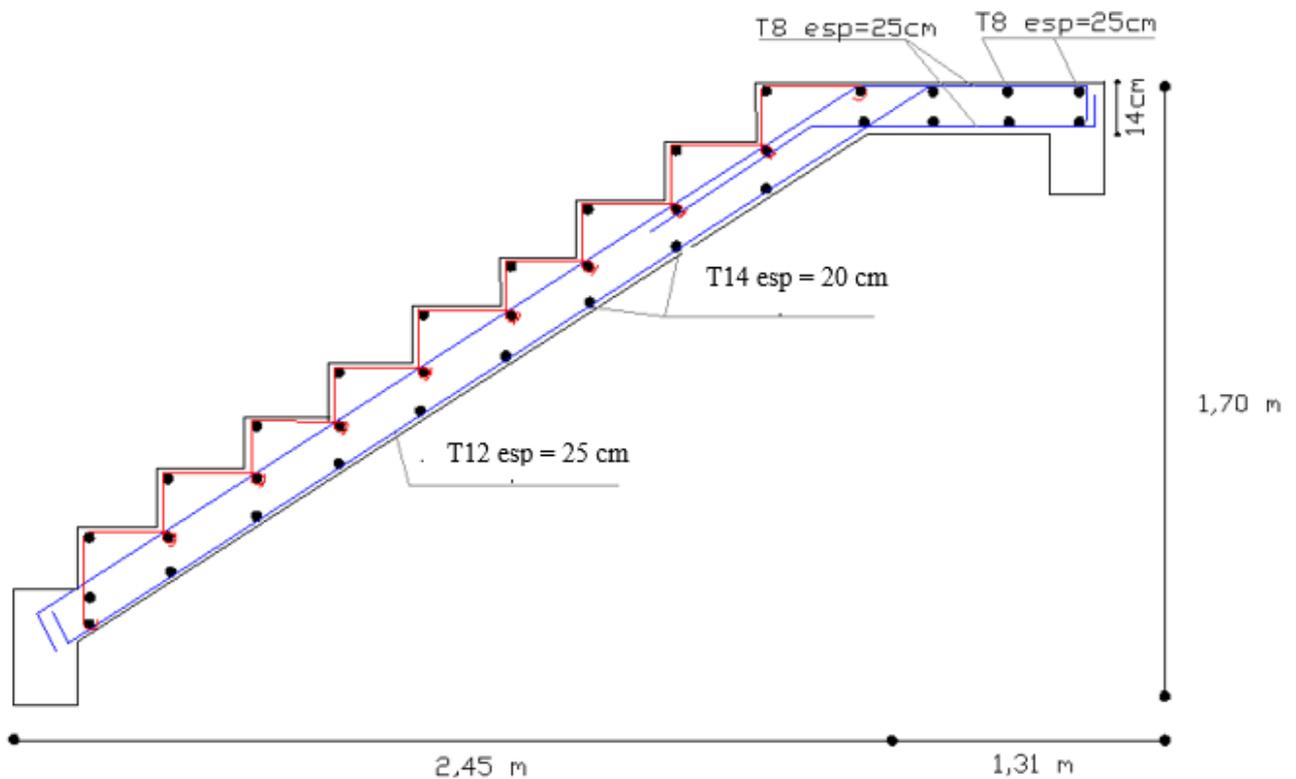
M <sub>ser</sub> (KNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	δ	σ <sub>s</sub> (MPa)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )
16,47	5,65	0,0044	231,35	4,375	1,75	0,47	25524,42	9186,70	14005,16

Donc

$$\left. \begin{aligned} f_i &= 0,334 \text{ cm} \\ f_v &= 0,583 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Delta f_T = f_v - f_i = 0,249 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{376}{500} = 0,49 \text{ cm.}$$

$\Delta f_T = 0,249 \text{ cm} < \bar{f} = 0,49 \text{ cm} \dots \dots \dots$  **Vérifié.**



**Figure III.28. Schéma de ferrailage de l'escalier type 1.**

**III.4.1.6. La poutre palière**

Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée et uniformément

Chargée sollicitée par

- Son poids propre.

**a. Pré dimensionnement**

***D'après la Règle du BAEL 91***

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

**Avec**

$L$  : la portée de la poutre.

$h$  : la hauteur de la poutre.

$b$  : la largeur de la poutre.

***La poutre palière de portée  $L_{max} = 3,45$  m.***

***Selon le règlement du BAEL 91 "modifié 99"***

- $(23 \leq h \leq 34,5)$  cm  $\Rightarrow$  ***on prend  $h = 30$  cm.***
- $(09 \leq b \leq 21)$  cm  $\Rightarrow$  ***on prend  $b = 20$  cm.***

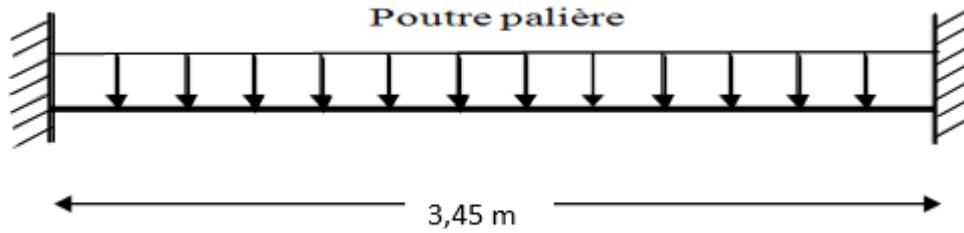
***Vérification des conditions de RPA 99 "version 2003"***

- $b \geq 20$  cm  $\rightarrow b = 20$  cm.....***Vérifiée.***
- $h \geq 30$  cm  $\rightarrow h = 30$  cm.....***Vérifiée.***
- $h/b < 4$   $\rightarrow 30/20 = 1,5 < 4$ .....***Vérifiée***

**b. Ferraillage de la poutre palière**

Elle est prévue pour reprendre la réaction du palier, elle est supposée partiellement encadrée aux poteaux et sera étudiée comme simplement appuyée avec ventilation des moments aux appuis.

Section (20 × 30) cm.



**Figure III.29.** Schéma statique de la poutre palière de l'escalier type 1.

#### III.4.1.6.1 Charges revenant à la poutre

- Poids propre de la poutre  $0,30 \times 0,20 \times 25 = 1,50 \text{ KN/ml}$ .
- Murs (RDC)  $(3,4-0,45) \times 2,76 = 8,14 \text{ KN/ml}$ .
- Réaction du palier (ELU) :  $24,23 \text{ KN/ml}$ .
- Réaction du palier (ELS) :  $17,87 \text{ KN/ml}$ .

#### III.4.1.6.2. Combinaison des charges

$$q_u = 1,35 \times 1,5 + 24,23 = 26,25 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 1,5 + 17,87 = 19,37 \text{ KN/ml.}$$

**Tableau III.24.** Résultat de la combinaison des charges de la poutre palière de l'escalier type

	ELU (KN/m)	ELS (KN/m)
q (kN/ml)	26,25	19,37

#### ➤ Moment isostatique

$$M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{26,25 \times (3,45)^2}{8} = 39,05 \text{ kN.m}$$

$$M_{0ser} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{19,37 \times (3,45)^2}{8} = 28,81 \text{ kN.m}$$

➤ L'effort tranchant

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{26,25 \times 3,45}{2} = 45,28 \text{ kN.}$$

$$T_{ser} = \frac{q_s l}{2} = \frac{19,37 \times 3,45}{2} = 33,41 \text{ kN.}$$

En tenant compte des semi encastres on aura

$$M_{app} = (-0,3) M_o$$

$$M_t = (0,85) M_o$$

III.4.1.6.3. Calcul des efforts

Tableau III.25. Calcul des efforts ( $M_t$  ;  $M_a$  ;  $T_u$ ) de la poutre palière de l'escalier type 1.

	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$T_u$ (KN)
<i>E.L.U</i>	33,19	-11,72	45,28
<i>E.L.S</i>	25,50	9,00	33,41

III.4.1.6.4 Diagramme des sollicitations

➤ Moment fléchissant

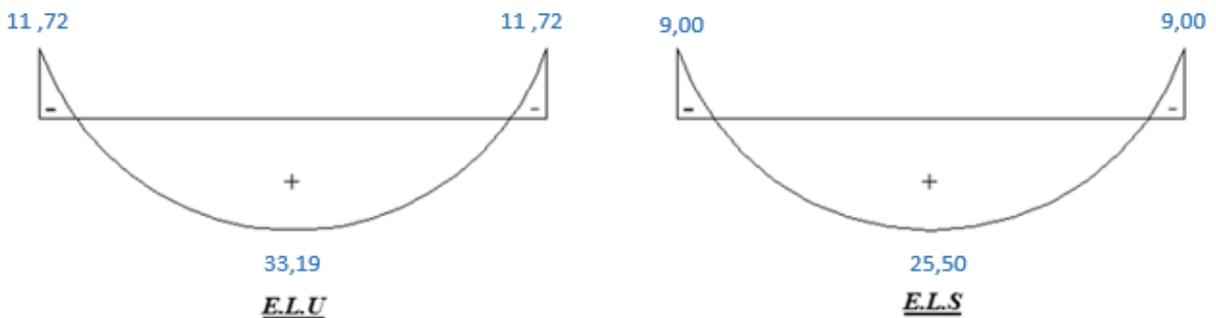


Figure III.30. Diagrammes des moments fléchissant de la poutre palière de l'escalier type 1.

➤ Effort tranchant

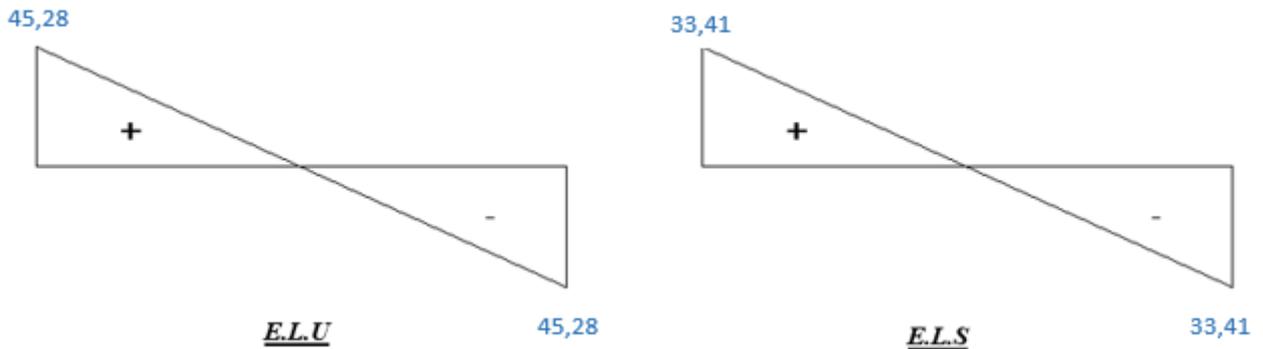


Figure III.31. Diagrammes des efforts tranchant de la poutre palière de l'escalier type 1.

III.4.1.6.5 Calcul du ferrailage

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de **1 m**.
- Les armatures principales sont calculées par l'organigramme **I (Annexe)**.

Les données

$b = 20 \text{ cm}; h = 30 \text{ cm}; d = 27 \text{ cm}.$

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}; \gamma_b = 1,15; f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}; f_e = 400 \text{ Mpa}; \gamma_s = 1,5; \sigma_s = 348 \text{ Mpa}.$

Tableau.III.26. Ferrailage de la poutre palière du l'escalier type1.

	$M_u$ (KN. m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal} / ml$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A_s^{adp} / ml$ ( $\text{cm}^2$ )
<b>Travée</b>	40,12	0,194	Oui	0	0,272	24,06	4,79	5T12	5,65
<b>Appuis</b>	14,16	0,068	Oui	0	0,088	26,04	1,56	3T12	3,39

III.4.1.7. Vérifications

a. Condition de non fragilité

$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,65 \text{ cm}^2.$

- En travée :  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 0,65 \text{ cm}^2$  .....vérifiée.
- Sur appui :  $A_s = 3,39 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 0,65 \text{ cm}^2$  .....vérifiée.

**b. Effort tranchant**

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible) [1].}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{54,76 \times 10^3}{200 \times 270} = 1,014 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **L'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 :  $T_U - \frac{M_U}{0,9d} < 0$  les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

➤ Si :  $T_U - \frac{M_U}{0,9d} > 0$  il faut satisfaire la condition suivante  $A_s \geq \left( \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right)$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 54,76 \times 10^3 - \frac{14,16 \times 10^6}{0,9 \times 270} = -3,51 \text{ KN} < 0.$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

**c. Vérification des armatures transversales**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{54,76 \times 10^3}{200 \times 270} = 1,014 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**d. Vérification à L'E.L.S**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

**d.1. Vérification des contraintes du béton**

- **Position de l'axe neutre**

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

**Moment d'inertie**

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

**Avec**

$$n=15 ; c'=2cm ; d=27 cm ; b=20cm ; A'_s = 0$$

**On doit vérifier que**

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

**Tableau III.27. Vérification à l' ELS des contraintes du béton de la poutre palière de l'escalier type 1.**

	M <sub>ser</sub> (KNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub>
<b>Travée</b>	25,50	5,65	19,94	57079,016	8,90	<i>vérifiée</i>
<b>Appui</b>	09.00	3,39	9,44	21287,99	3,99	<i>vérifiée</i>

**d.2. Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{30}{345} = 0,086 > 0,0625 \\ \frac{5,65}{20 \times 27} = 0,0104 \leq 0,0105 \\ 0,87 > 0,117 \end{array} \right. \begin{array}{l} \textit{vérifiée.} \\ \textit{vérifiée.} \\ \textit{non vérifiée.} \end{array}$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L = 3,45 \text{ m} < 5 \text{ m.}$$

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec

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

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

**Tableau III.28. Vérification de la flèche de la poutre palière de l'escalier type 1.**

$M_{ser}$ (KNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
29,08	5,65	0,0101	190,62	2,079	0,83	0,62	57204	27490,14	37768,38

Donc

$$f_i = 0,3914 \text{ cm}$$

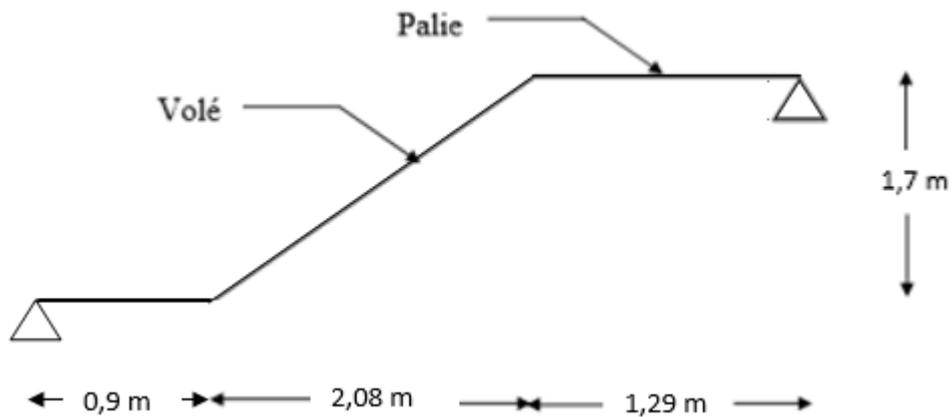
$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,462 \text{ cm}$$

$$f_v = 0,854 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{345}{500} = 0,69 \text{ cm.}$$

$$\Delta f_T = 0,462 \text{ cm} < \bar{f} = 0,69 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**III.4.2. Escalier type 2**



**Figure III.32. Schéma statique de l'escalier type 2.**

Après le pré dimensionnement de ce type, On a trouvé comme solution

$$n_1 = 0,59 \dots\dots\dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 8,97 \dots\dots\dots \text{Accepté.}$$

Donc on prend

- le nombre de contre marche .....  $n = 9$ .
- le nombre des marches .....  $n - 1 = 8$ .

Alors

- $h = \frac{H}{n} = 18,88 \approx 18 \text{ cm.}$
- $g = \frac{L}{n-1} = 23,11 \approx 23 \text{ cm.}$

**a. Vérification de l'équation de « BLONDEL »**

$$\left\{ \begin{array}{l} 59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \\ 16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} g + 2h = 59 \\ h = 18 \\ g = 23 \end{array} \right. \quad (\text{Vérifiée}).$$

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

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$\frac{3,886}{30} \leq e \leq \frac{3,886}{20}$$

$$12,95 \leq e \leq 19,43$$

Avec

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,2 = \sqrt{(2,08)^2 + (1,70)^2} + 1,2 = 3,886 \text{ m.}$$

On prend donc l'épaisseur  $e = 15 \text{ cm}$ .

**N.B** Le palier aura la même épaisseur que la paillasse. Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

**Angle d'inclinaison de la paillasse**

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{208} = 0,81 \quad \alpha = 39^\circ$$

**III.4.2.1. Evaluation des charges**

**III.4.2.1.1. Palier**

**a. Charges permanentes**

- 1- Carrelage(e=2cm) ..... 0,40KN/m<sup>2</sup>
- 2- Mortier de pose (e=2cm) ..... 0,40KN/m<sup>2</sup>
- 3- Lit de sable (e=3cm) ..... 0,54KN/m<sup>2</sup>
- 4- Dalle pleine(e=15cm) .....3,75KN/m<sup>2</sup>
- 5- Enduit en ciment (e=2cm).....0.36KN/m<sup>2</sup>

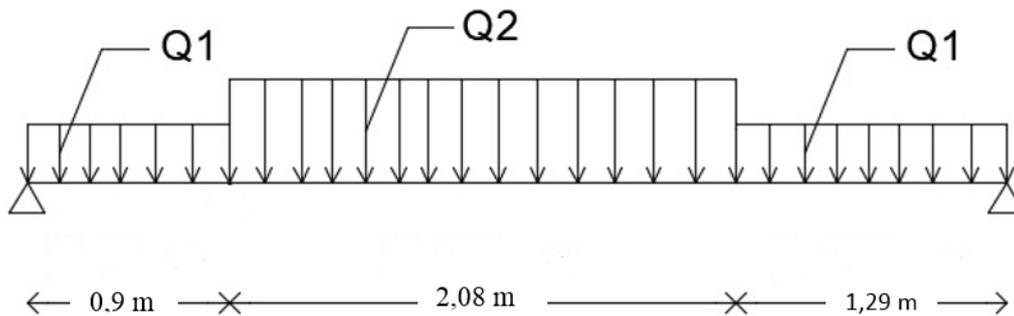
**b. Charge d'exploitation**     $Q_1=2,50\text{KN/m}^2$                        $G_1=5,45\text{KN/m}^2$

**III.4.2.1.2. Paillasse**

a. Charges permanentes

3- Carrelage(e=2cm) .....	0,40KN/m <sup>2</sup>
4- Mortier de pose (e=2cm) .....	0,40KN/m <sup>2</sup>
5- Lit de sable (e=3cm) .....	0,54KN/m <sup>2</sup>
6- Poids propre de la marche $\left[ \frac{25 \times 0,19}{2} \right]$ .....	2,375 KN/m <sup>2</sup>
7- Poids propre de la paillasse $\left[ \frac{25 \times 0,15}{\cos 39} \right]$ .....	4,82KN/m <sup>2</sup>
8- Garde-corps .....	1,00KN/m <sup>2</sup>
9- Enduit en ciment (e=2cm) .....	0,36KN/m <sup>2</sup>
<b>G<sub>2</sub> = 9,90 KN/m<sup>2</sup></b>	

b. Charge d'exploitation    **Q<sub>2</sub> = 2,50KN/m<sup>2</sup>**



**Figure III.33.** Schéma statique du chargement de l'escalier type 2.

**III.4.2.2. Combinaison des charges**

Le chargement de la rampe pour une bande de **1m** est donné par le tableau suivant

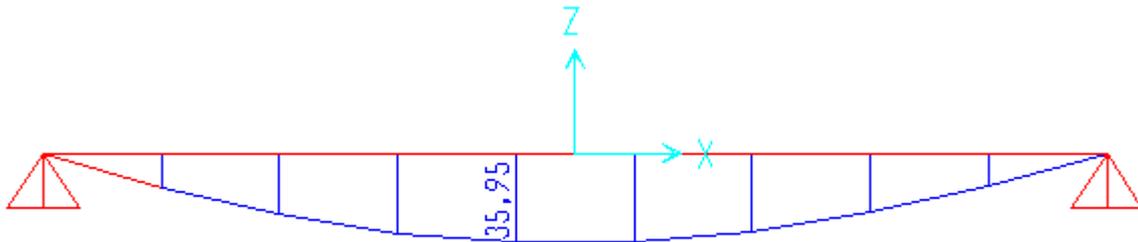
**Tableau III.29.** Résultats des combinaisons de charges.

	q <sub>1</sub> (KN/ml)	q <sub>2</sub> (KN/ml)
<b><u>E.L.U</u></b>	<b>11,10</b>	<b>17,12</b>
<b><u>E.L.S</u></b>	<b>7,95</b>	<b>12,40</b>

- Du fait que le système est hyperstatique on a opté pour modéliser et calculer notre élément sur le logiciel de calcul **SAP2000**.

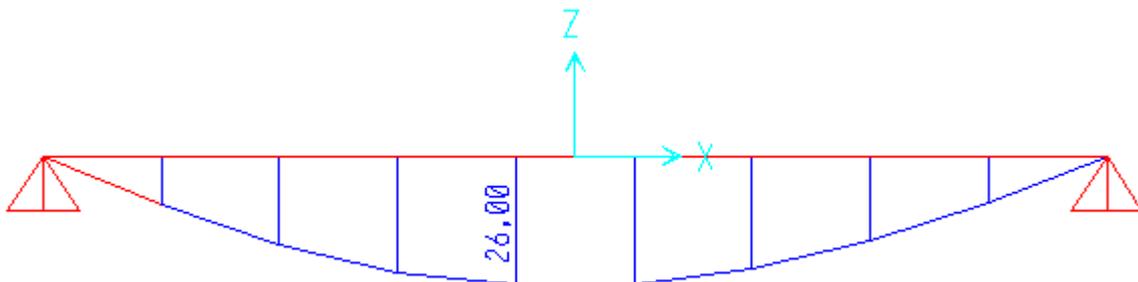
- Le moment fléchissant

A'ELU



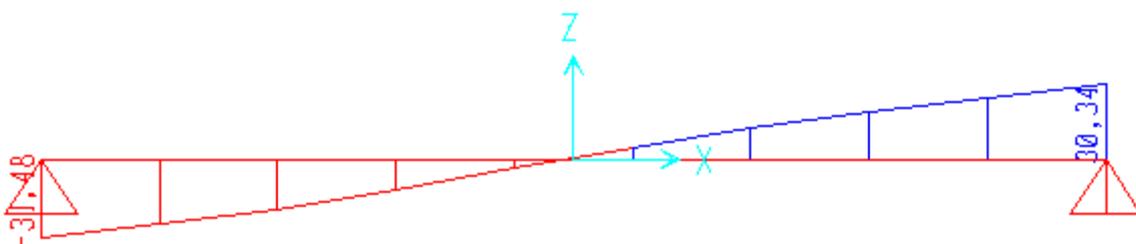
*Figure III.34. Diagramme du moment fléchissant de l'escalier type 2 à l'ELU.*

A'ELS



*Figure III.35. Diagramme du moment fléchissant de l'escalier type 2 à l'ELS.*

- L'effort tranchant



*Figure III.36. Diagramme de l'effort tranchant de l'escalier type 2.*

**III.4.2.3. Calcul des armatures**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (**b × h**)

Tel que **b= 100 cm ; h=15 cm.**

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

- Le résultat de ferrailage de **l'escalier type 2** est récapitulé dans le tableau ci-après.

**Tableau III.30. Ferrailage de l'escalier type 2.**

	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ /ml (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}/m$ l (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	30,55	0,101	oui	0	0,133	119,27	6,93	7T12	7,91	15
<b>Appuis</b>	17,98	0,059	oui	0	0,078	122,99	3,96	5T12	5,65	20

Avec

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,10 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_b = 1,5$  ;  $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$   
 $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_s = 1,15 \text{ Mpa}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .

**Armatures de répartition**

➤ En travée  $\frac{A_s^{adp}}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s^{adp}}{2}$        $1,97 \text{ cm}^2/ml \leq A_r \leq 3,95 \text{ cm}^2/ml$ .

Le choix est de **4T10 = 3,14 cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 25 cm**.

➤ Sur appui  $\frac{A_s^{adp}}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s^{adp}}{2}$        $1,41 \text{ cm}^2/ml \leq A_r \leq 2,82 \text{ cm}^2/ml$ .

Le choix est de **3T8 = 1,51 cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 25 cm**.

**III.4.2.4. Vérifications**

**a. Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

➤ **En travée**  $A_s = 7,91 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,41 \text{ cm}^2$  ..... **Vérifiée.**

➤ **Sur appui**  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,41 \text{ cm}^2$  ..... **Vérifiée.**

**b. Effort tranchant**

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 33,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible) [1].}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{31,48 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,233 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 33,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

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

➤ Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0$  il faut satisfaire la condition suivante  $A_s \geq \left( \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right)$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 31,48 \times 10^3 - \frac{17,98 \times 10^6}{0,9 \times 135} = -116,50 \text{ KN} < 0.$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

➤ Vérification des armatures transversales

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{31,48 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,233 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c. Vérification à l'E.L.S**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

**c. 1. 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

$$n = 15 ; c' = 2 \text{ cm} ; d = 13,3 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; A'_s = 0.$$

On doit vérifier que

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

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

**Tableau III.31. Vérification des contraintes du béton de l'escalier type 2 à L'E.L.S.**

	M <sub>ser</sub> (KNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
<i>Travée</i>	22,10	7,91	4,53	12391,75	8,09	Vérifiée
<i>Appui</i>	13,00	5,65	3,65	8199,03	5,78	Vérifiée

**d.2. Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{427} = 0,035 < 0,0625 \\ \frac{7,70}{100 \times 13,5} = 0,00683 \leq 0,0105 \\ 0,035 < 0,117 \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{Non vérifiée.} \\ \text{Vérifiée.} \\ \text{Non vérifiée.} \end{array}$$

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

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

Avec 
$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L = 2,08 \text{ m} < 5 \text{ m.}$$

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau

**Tableau III.32. Vérification de la flèche de l'escalier type 2.**

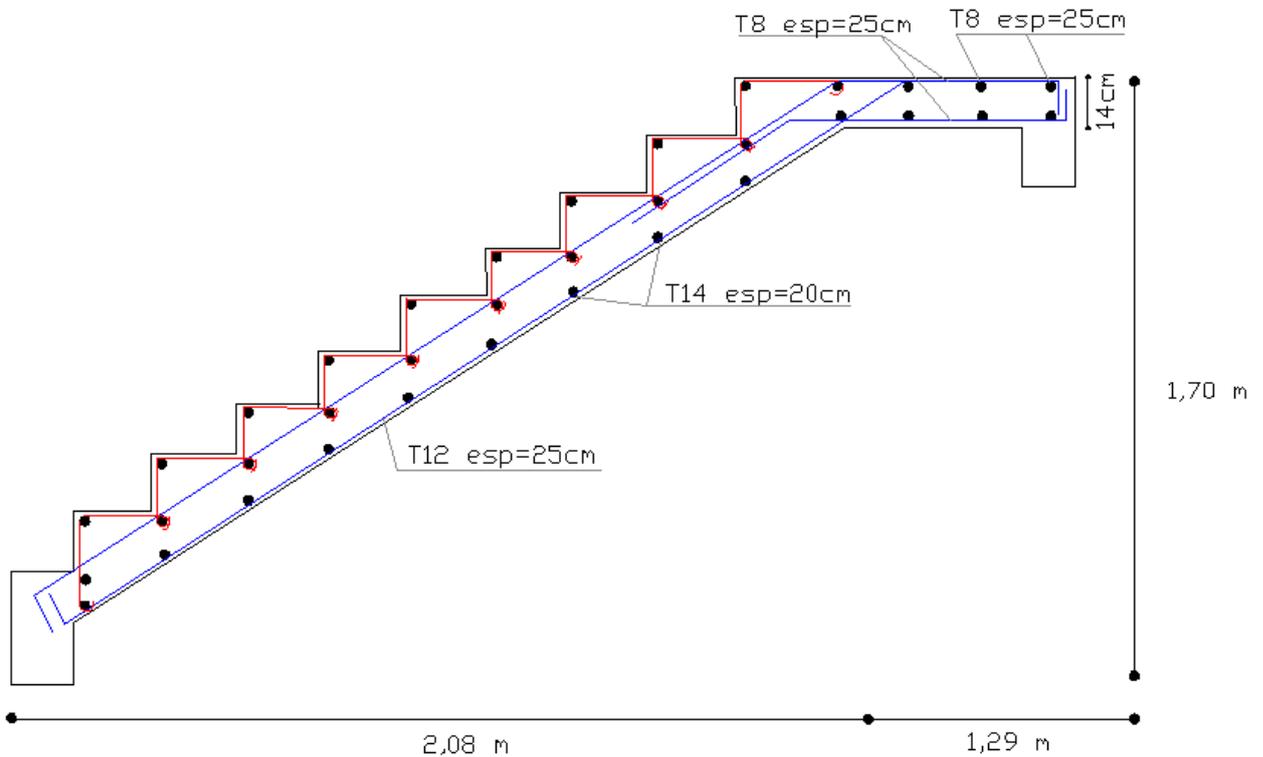
$M_{ser}$ (KNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
22,10	7,91	0,0057	198,5	3,684	1,47	0,47	32283	13000,75	19092,199

Donc

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,22 \text{ cm} \\ f_v = 0,467 \text{ cm} \end{array} \right\} \Delta f_T = f_v - f_i = 0,247 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{208}{500} = 0,416 \text{ cm.}$$

$\Delta f_T = 0,247 \text{ cm} < \bar{f} = 0,416 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Vérifiée.



**Figure III.37.** Schéma du ferrailage de l'escalier type 2.

**III.4.2.6. La poutre palière**

Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée et uniformément chargée sollicitée par

- Son poids propre.

**a. Pré dimensionnement**

**D'après la Règle du BAEL 91**

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

Avec

- L : la portée de la poutre.
- h : la hauteur de la poutre.
- b : la largeur de la poutre.

La poutre palière de portée  $L_{max} = 3,55 \text{ m}$ .

***Selon le règlement du BAEL 91 "modifié 99"***

- $(23 \leq h \leq 34,5) \text{ cm} \Rightarrow$  on prend **h = 30 cm.**
- $(09 \leq b \leq 21) \text{ cm} \Rightarrow$  on prend **b = 20 cm.**

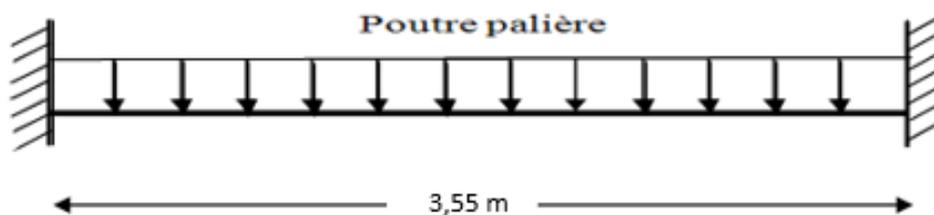
***Vérification des conditions de RPA 99 "version 2003"***

- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$  ***Vérifiée.***
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$  ***Vérifiée.***
- $h/b < 4 \rightarrow 30/20 = 1,5 < 4 \dots\dots\dots$  ***Vérifiée.***

***b. Ferrailage de la poutre palière***

Elle est prévue pour reprendre la réaction du palier, elle est supposée partiellement encastree aux poteaux et sera étudiée comme simplement appuyée avec ventilation des moments aux appuis.

**Section (20 × 30) cm.**



***Figure III.38. Schéma statique de la poutre palière de l'escalier type 2.***

**III.4.2.6.1. Charges revenant à la poutre**

- Poids propre de la poutre  $0,30 \times 0,20 \times 25 = 1,50 \text{ KN/ml}$ .
- Murs (RDC)  $(3,55-0,45) \times 2,76 = 8,55 \text{ KN/ml}$ .
- Réaction du palier (ELU)  $25,12 \text{ KN/ml}$ .
- Réaction du palier (ELS)  $18,33 \text{ KN/ml}$ .

$$q_u = 1,35 \times 1,5 + 25,12 = 27,15 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 1,5 + 18,33 = 19,83 \text{ KN/ml}$$

**III.4.2.6.2. Combinaison des charges****Tableau III.33. Résultats de la combinaison des charges de la poutre palière de l'escalier type 2.**

	ELU (KN/m)	ELS (KN/m)
$q$ (kN/ml)	<b>27,15</b>	<b>19,83</b>

➤ **Moment isostatique**

$$M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{27,15 \times (3,55)^2}{8} = 42,76 \text{ kN.m}$$

$$M_{0ser} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{19,83 \times (3,55)^2}{8} = 31,24 \text{ kN.m}$$

➤ **L'effort tranchant**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{27,15 \times 3,55}{2} = 48,19 \text{ kN}$$

$$T_{ser} = \frac{q_s l}{2} = \frac{19,83 \times 3,55}{2} = 35,20 \text{ kN}$$

En tenant compte des semi encastresments, on aura

$$M_{app} = (-0,3) M_0$$

$$M_t = (0,85) M_0$$

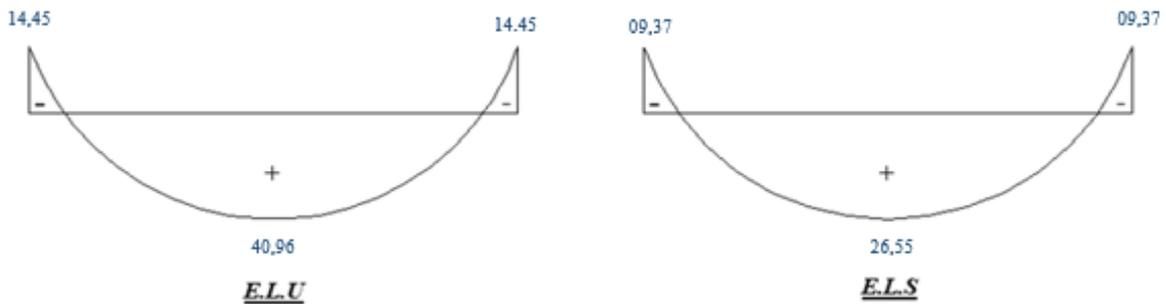
III.4.2.6.3. Calcul des efforts

**Tableau III.34.** Calcul des efforts ( $M_t$  ;  $M_a$  ;  $T_u$ ) de la poutre palière de l'escalier type 2.

	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$T_u$ (KN)
<b>E.L.U</b>	40,96	-14,45	48,19
<b>E.L.S</b>	26,55	-09,37	35,20

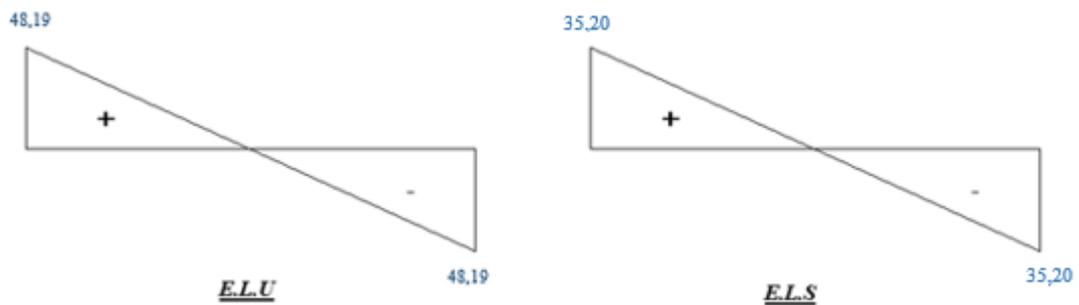
III.4.2.6.4. Diagramme des sollicitations

➤ Moment fléchissant



**Figure III.39.** Diagrammes des moments fléchissant de la poutre palière de l'escalier type 2.

➤ Effort tranchant



**Figure III.40.** Diagrammes des efforts tranchants de la poutre palière de l'escalier type 2.

**III.4.2.6.5. Calcul du ferrailage**

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de **1 m**.
- Les armatures principales sont calculées par l'organigramme **I (Annexe)**.

Les données

$b = 20 \text{ cm}; h = 30 \text{ cm}; d = 27 \text{ cm}.$

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}; \gamma_b = 1,15; f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}; f_e = 400 \text{ Mpa}; \gamma_s = 1,5; \sigma_s = 348 \text{ Mpa}.$

**Tableau III.35. Ferrailage de la poutre palière de l'escalier type 2.**

	$M_u$ (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>	40,96	0,198	Oui	0	0,279	24,00	4,90	5T12	5,65
<b>Appuis</b>	14,45	0,070	Oui	0	0,090	26,02	1,59	3T12	3,39

**III.4.2.7. Vérifications**

**a. Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,65 \text{ cm}^2$$

- **En travée**  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 0,65 \text{ cm}^2$  ..... **Vérifiée.**
- **Sur appui**  $A_s = 3,39 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 0,65 \text{ cm}^2$  ..... **Vérifiée.**

**b. Effort tranchant**

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{48,19 \times 10^3}{200 \times 270} = 0,892 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

➤ 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 :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0$  les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.
- Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$  il faut satisfaire la condition suivante  $A_s \geq \left( \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right)$   

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 48,19 \times 10^3 - \frac{14,45 \times 10^6}{0,9 \times 270} = -11,27 \text{ kN} < 0.$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

**c. Vérification des armatures transversales**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{48,19 \times 10^3}{200 \times 270} = 0,892 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**d. Vérification à L'E.L.S**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

**d.1. Vérification des contraintes du béton**

Position de l'axe neutre

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

Moment d'inertie

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

Avec

n = 15 ; c' = 2cm ; d = 27 cm ; b = 20cm ; A'\_s = 0

On doit vérifier que

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

**Tableau III.36. Vérification des contraintes du béton de la poutre palière de l'escalier type 2.**

	M <sub>ser</sub> (KNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub>
<i>Travée</i>	26,55	5,65	11,47	30500,10	9,98	<i>Vérifiée</i>
<i>Appui</i>	09,37	3,39	8,17	16187,33	4,73	<i>Vérifiée</i>

**d.2. Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{30}{355} = 0,084 > 0,0625 \\ \frac{5,65}{20 \times 27} = 0,0104 \leq 0,0105 \\ 0,84 > 0,117 \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{vérifiée.} \\ \text{vérifiée.} \\ \text{non vérifiée.} \end{array}$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

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

Avec  $\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L = 3,55 \text{ m} < 5 \text{ m.}$

**Moment d'inertie de la section homogène I<sub>0</sub>**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictif.}$$

Avec

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

**E<sub>i</sub> = 32164,20MPa ; E<sub>v</sub> = 10721,40MPa.**

**Tableau III.37. Vérification de la flèche de la poutre palière de l'escalier type 2.**

M <sub>ser</sub> (KNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	δ	σ <sub>s</sub> (MPa)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>f<sub>i</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>f<sub>v</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )
26,55	5,65	0,0104	174,04	2,019	0,81	0,61	57204	28197,11	38286,59

Donc

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,369 \text{ cm} \\ f_v = 0,815 \text{ cm} \end{array} \right\} \Delta f_T = f_v - f_i = 0,446 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{355}{500} = 0,71 \text{ cm.}$$

$$\Delta f_T = 0,446 \text{ cm} < \bar{f} = 0,71 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

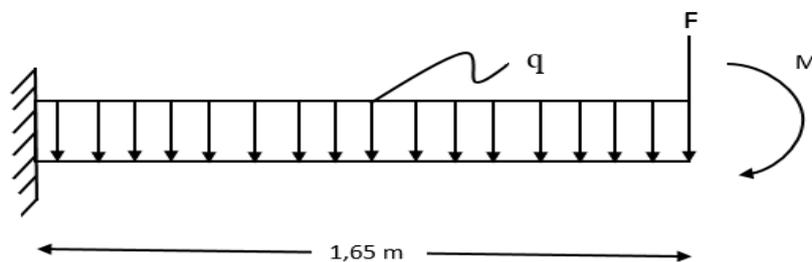
### III.5. Etude des balcons

#### III.5.1. Introduction

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, et se calcule comme une console en dalle pleine encastrée à une extrémité et libre à l'autre, soumise à

- Un poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.
- Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps.

Le calcul se fait pour une bande de **1 m** de largeur.



**Figure III.41.** Schéma statistique du chargement du balcon.

- Epaisseur du balcon

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{165}{10} = 16,5 \text{ cm}$$

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

#### III.5.2. Calcul des charges sollicitant le balcon

##### a. Charge permanente

- Carrelage (ép=2cm) .....0,4kN/m<sup>2</sup>
- Mortier de pose .....0,4 kN/m<sup>2</sup>
- Lit de sable .....0,36kN/m<sup>2</sup>
- Dalle en B.A (ép=17cm) .....4,25 kN/m<sup>2</sup>
- Enduit au ciment (ép=2cm).....0,36 kN/m<sup>2</sup>

$$\Sigma G = 5,77 \text{ kN/ m}^2$$

➤ Pour une bande de 1m

$$G \times 1m = 5,77 \times 1 = 5,77 \text{ KN/ml.}$$

b. Charge d'exploitation

$$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m.

$$Q \times 1m = 3,50 \times 1 = 3,50 \text{ KN/ml.}$$

c. Charge concentrée

- Enduit au ciment .....0,36kN/m<sup>2</sup>
- Maçonnerie (ép = 10cm) .....0,90 kN/m<sup>2</sup>
- Enduit au ciment .....0,36kN/m<sup>2</sup>

$$F = 1,62 \text{ kN/m}^2$$

➤ Pour une bande de 1m

$$F \times 1m = 1,62 \times 1 = 1,62 \text{ KN/ml.}$$

Moment due à la main courante

$$M_{mc} = Q \times L = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ kN/ml.}$$

Combinaisons des charges

Tableau III.38. Les combinaisons des charges dues au balcon.

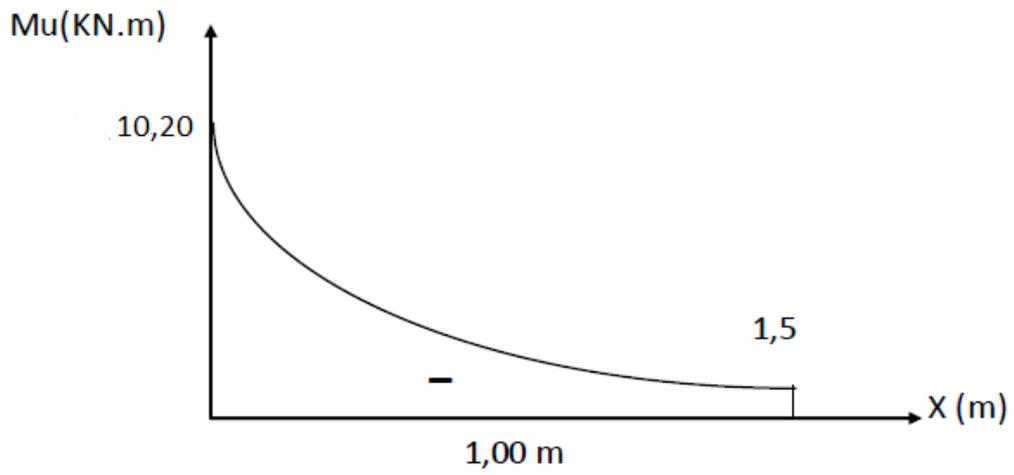
	ELU	ELS
q (kN/m)	13,03	9,27
F (kN)	2,19	1,62
M <sub>mc</sub> (kN.m)	1,5	1,00

d. Calcul des efforts internes

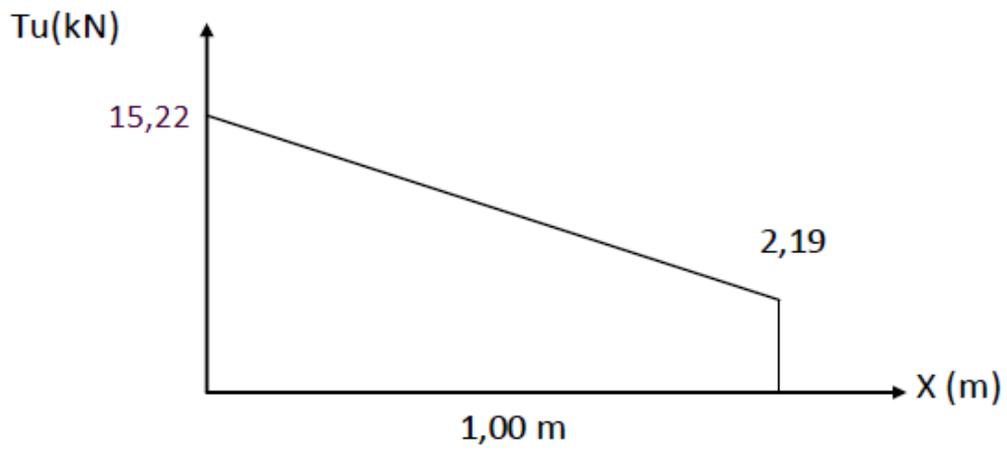
Le diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant seront déterminés par les formules de la R.D.M suivantes

$$M(x) = - \left[ F_X + \frac{q_x^2}{2} + M_{mc} \right] \dots \dots \dots (1).$$

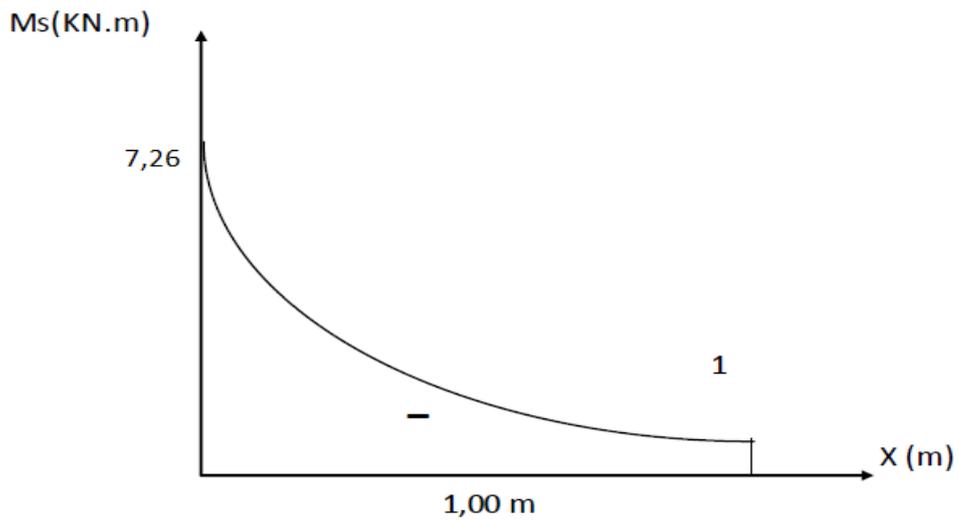
$$T(x) = -[F + q_x] \dots \dots \dots (2).$$



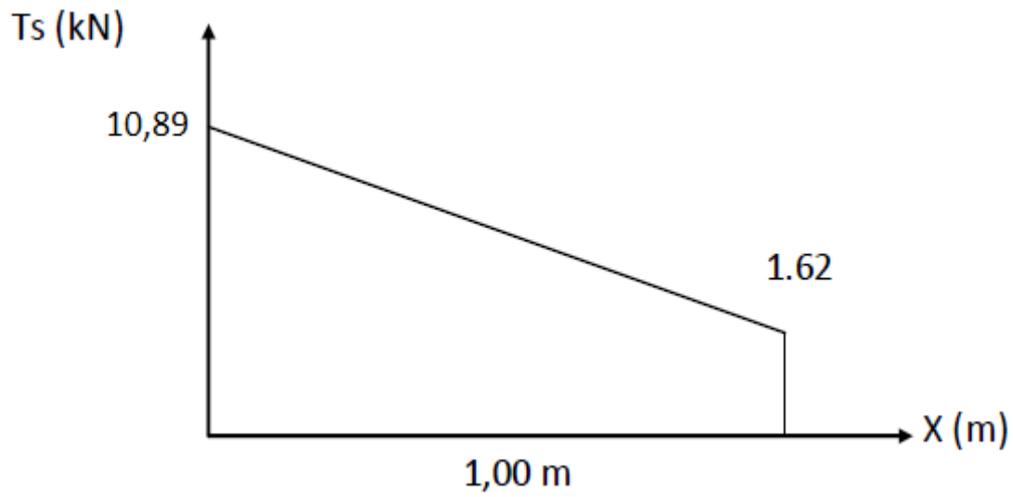
**Figure III.42.** Diagramme du moment fléchissant du balcon à l'ELU.



**Figure III.43.** Diagramme de l'effort tranchant du balcon à l'ELU.



**Figure III.44.** Diagramme du moment fléchissant du balcon à l'ELS.



**Figure III.45.** Diagramme de l'effort tranchant du balcon à l'ELS.

**III.5.3 Calcul du ferrailage**

**a. Armatures principales**

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire (b × h) = (100 × 17) cm<sup>2</sup>.

Avec

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; d = 15,3 \text{ cm} ; f_e = 400 \text{ MPa}.$$

**Tableau III.39. Ferrailage du balcon.**

MU (kN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_r$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
10,20	0,030	oui	0	0,039	12,91	2,27	5T10	3,93	20

➤ **L'espacement**

$$S_t < \min \left\{ \begin{array}{l} (33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie.} \\ (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée.} \end{array} \right.$$

$$S_t < \min \left\{ \begin{array}{l} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{array} \right. \quad S_t = 20 \text{ cm} \dots\dots \text{Espacement vérifié.}$$

**b. Armatures de répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_s \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 0,98 \text{ cm}^2 \leq A_s \leq 1,97 \text{ cm}^2$$

On adopte 3T8 = 1.51 cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub> = 20cm.

**III.5.4. Vérification**

**a. Condition de non fragilité**

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

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_s^{min} = 1,84 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**b. Vérification à l'effort tranchant**

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

Avec

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{15,22 \times 10^3}{1000 \times 153} = 0,01\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

**c. Vérification des contraintes**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

**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

$$n = 15 ; c' = 2 \text{ cm} ; d = 15,3 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; A'_s = 0 ; \eta = 1,6 \text{ (H.A.)}$$

On doit vérifier que

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

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I}(d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{nf_{t28}})\right) = 201,6 \text{ MPa}.$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

**Tableau III.40. Vérification des contraintes du béton du balcon.**

$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
7,26	3,93	3,70	9309,31	2,86	Vérifiée	135,70	Vérifiée

d. Vérification de la flèche

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser de la vérification de la flèche.

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{17}{145} = 0,117 > 0,0625 \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{3,93}{100 \times 15,3} = 0,00256 \leq 0,0105 \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Donc

- La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

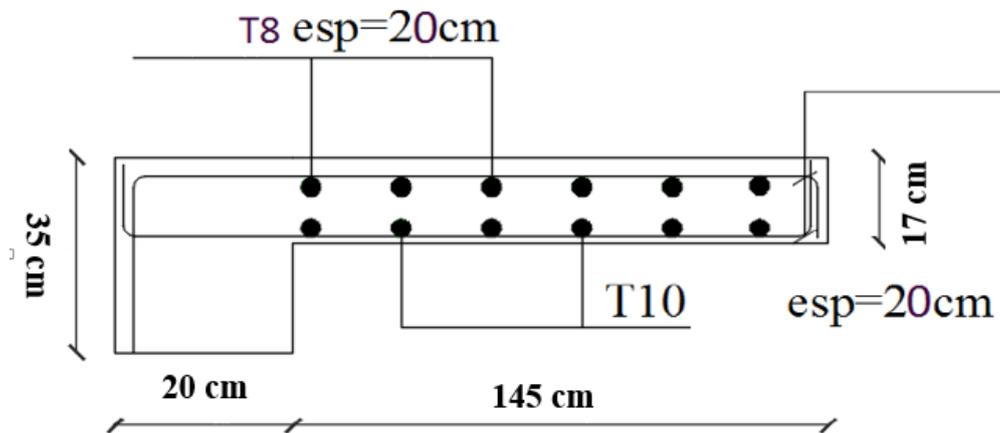


Figure III.46. Schéma de ferrailage du balcon.

# **CHAPITRE VI**

## **ETUDE DES FONDATIONS**

## VI.1. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent une partie essentielle de l'ouvrage.

## VI.2. Fonction assurée par les fondations

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, dû à l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction. Fonction
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

## VI.3. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes ou radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits ou pieux).

## VI.4. Choix de type de fondation

Le choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible =2,50 bars)

Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

## VI.5. 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 :  $\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Avec

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol  $\sigma_{sol} = 2,50 \text{ bar}$  .

$S_{néc}$  : Surface de la fondation.

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué sur la fondation.

## VI.6. Choix de type des semelles

### VI.6.1. Semelles isolées

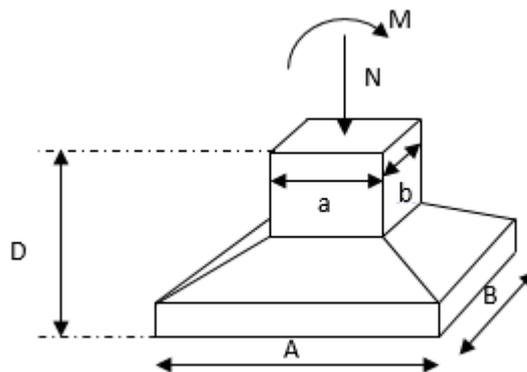
On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés :  $a = b$  donc :  $A = B \rightarrow S = A^2$

A est déterminé par :  $S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$  d'où  $S_{néc} = \left\lceil \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \right\rceil$

Avec

$A = \sqrt{S}$  ;  $\sigma_{sol} = 2,50 \text{ bars}$



**Figure VI.1. Semelle isolée.**

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau VI.1. Sections des semelles isolées.**

<i>N° Poteaux</i>	<i>N(kN)</i>	<i>S(m<sup>2</sup>)</i>	<i>A(m)</i>	<i>A<sup>choisie</sup>(m)</i>
1	141,227	0,564908	0,751603619	0,8
13	511,83	2,04732	1,430845904	1,4
37	797,417	3,189668	1,785964165	1,8
38	461,59	1,84636	1,358808301	1,4
46	627,62	2,51048	1,584449431	1,6
49	225,951	0,903804	0,950686068	1
61	1086,764	4,347056	2,084959472	2,1
69	656,365	2,62546	1,620327127	1,6
73	1819,261	7,277044	2,697599674	2,7
85	1280,033	5,120132	2,262770868	2,3
86	112,279	0,449116	0,670161175	0,7
95	1226,85	4,9074	2,215265221	2,2
97	257,023	1,028092	1,013948717	1
109	1500,601	6,002404	2,449980408	2,4
114	397,909	1,591636	1,261600571	1,3
116	3072,8	12,2912	3,505880774	3,5
121	2194,797	8,779188	2,962969456	3
129	1296,621	5,186484	2,277385343	2,3
130	2786,48	11,14592	3,338550584	3,3
133	1392,483	5,569932	2,360070338	2,4
145	257,651	1,030604	1,015186682	1
157	1637,282	6,549128	2,559126413	2,6
169	2297,905	9,19162	3,031768461	3
171	297,3	1,1892	1,09050447	1,1
173	1805,3	7,2212	2,687229056	2,7
181	1524,47	6,09788	2,469388588	2,5

193	194,326	0,777304	0,881648456	0,9
205	1537,863	6,151452	2,480212088	2,5
216	421,747	1,686988	1,298841022	1,3
217	2403,216	9,612864	3,100461901	3,1
229	2010,513	8,042052	2,835851195	2,8
273	1050,648	4,202592	2,050022439	2,1
344	2735,241	10,940964	3,307712805	3,3
368	2991,678	11,966712	3,45929357	3,5
428	2538,442	10,153768	3,186497764	3,2
575	700,389	2,801556	1,673784932	1,7
688	1801,792	7,207168	2,684616919	2,7
690	1908,096	7,632384	2,762676963	2,8
738	895,739	3,582956	1,892869779	1,9
784	709,523	2,838092	1,684663765	1,7
785	649,103	2,596412	1,611338574	1,6
786	862,084	3,448336	1,856969574	1,9
832	2020,806	8,083224	2,843101124	2,8
846	1827,327	7,309308	2,703573191	2,7
871	792,533	3,170132	1,78048645	1,8
883	1571,155	6,28462	2,506914438	2,5
943	213,779	0,855116	0,924724824	0,9
1359	690,28	2,76112	1,661661819	1,7
2262	892,661	3,570644	1,889614776	1,9
2274	810,221	3,240884	1,800245539	1,8
2286	1406,618	5,626472	2,37201855	2,4
2310	2392,627	9,570508	3,093623765	3,1
2358	755,582	3,022328	1,738484397	1,7
2370	678,729	2,714916	1,647700215	1,6

➤ **Vérification de l'interférence entre deux semelles**

Il faut vérifier que :  $L_{min} \geq 1,50 \times A$

Tel que :  $L_{min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

A: Largeur maximum de la semelle (A= 3,50 m).

On a  $L_{min} = 2,43 \text{ m} < 1,50 \times A = 5,25\text{m} \dots \dots \dots$  non vérifiée

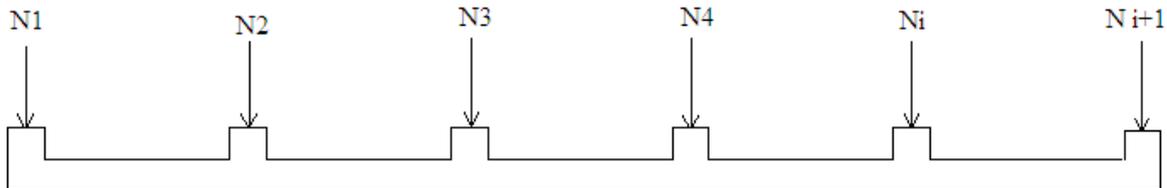
➤ **Conclusion**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

**VI.6.2. Semelles filantes**

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.



**Figure VI.2. Semelle filante.**

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que:  $\sigma_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_i$  de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur du fil considéré.

$\rightarrow B \geq \frac{N_{ser}}{L \times \sigma_{sol}}$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit

**Tableau VI.2. Sections des semelles filantes**

Files	N(kN)	S(m <sup>2</sup> )	L(m)	B(m)	B <sup>choisie</sup> (m)
1	2190,87	8,76	22,08	0,396896739	0,40
2	4809,91	19,24	22,08	0,871360507	0,90
3	5344,901	21,38	22,08	0,968279167	1,00
4	7223,98	28,89	27,67	1,044305023	1,05
5	12176,24	48,70	33,03	1,474567363	1,50
6	12845,04	51,38	28,85	1,780941421	1,80
7	12878,61	51,51	24,59	2,094934526	2,10
8	29913,29	97,65	21,9	1,642251872	1,65
9	11024,95	44,10	15,38	2,867347204	2,90
		<b>S<sub>s</sub> = 371,61</b>			

➤ **Vérification**

Il faut vérifier que :  $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{371,61}{723,82} = 51,34 \%$$

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.

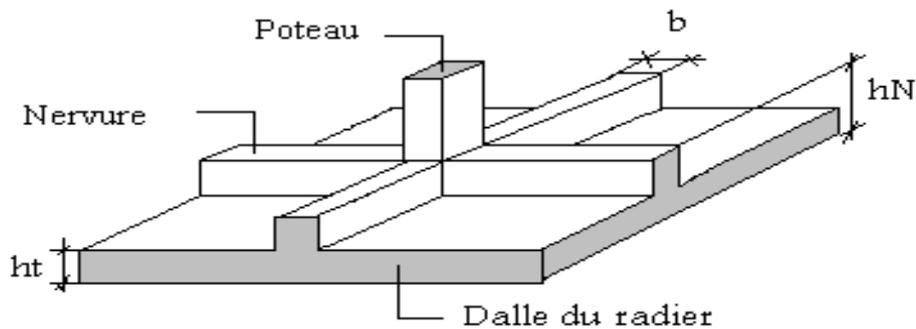
### VI.6.3. Radier nervuré

#### VI.6.3.1. 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.



**Figure VI.3.** Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

#### VI.6.3.2. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que  $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{néc}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow S_{\text{néc}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \sigma_{\max}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure et de sous-sol.

Pour :  $N_{\text{ser}} = 37998,72 \text{ kN}$  ;  $\sigma_{\text{sol}} = 2,50 \text{ bars}$

On trouve :  $S = 371,61 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment  $S_b = 723,82 \text{ m}^2$

**VI.6.3.3. Pré dimensionnement de radier**• **Dalle du radier**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

**a. Condition forfaitaire**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :  $L_{\max}$  : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5,47 \text{ m} ; h_t \geq 27,35 \text{ cm} \quad \text{On opte : } \mathbf{h = 30 \text{ cm.}}$$

**Conclusion :**  $h_1 = 30 \text{ cm}$

**b. Condition de cisaillement [1]**

$$\underline{\text{On doit vérifier que}} \quad \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

Avec

$$T_u = \frac{qL}{2} ; q = \frac{N_u \times 1\text{ml}}{S_{\text{rad}}}$$

$$N_u = 115690,56 \text{ kN} ; L = 5,47 \text{ m} ; b = 1\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{q \times L}{2 \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} \times b \times d} = \frac{N_u \times L}{2S_{\text{rad}} \times b \times (0,9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = 0,000161 \leq \bar{\tau}_u = 2,5$$

$$h_2 \geq \frac{N_u \times L}{2S_{\text{rad}} \times b \times (0,9\bar{\tau}_u)} = 0,0019 \text{ cm}$$

$$h_2 \geq 0,0019\text{cm.}$$

➤ **Conclusion :**  $h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 30 \text{ cm.}$

Pour des raisons constructives on adopte  **$h = 50 \text{ cm.}$**

• **Nervures****.1. Largeur des nervures**

➤ **Condition de coffrage**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = 54,7 \text{ cm.} \quad \text{avec : } a_{\text{poteau RDC}} = 65\text{cm.}$$

On opte  **$b = 55 \text{ cm.}$**

**.2. La hauteur de nervure**

➤ **Condition de la flèche**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

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

On a :  $L_{max} = 54,7 \text{ m} \rightarrow 36,46 \text{ cm} < h_N < 54,7 \text{ cm}$ .

On prend :  **$h_{n1} = 50 \text{ cm}$** .

➤ **Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique.

L'expression de la longueur élastique est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \dots \dots \dots (2)$$

Si les charges sont transmises à la poutre par l'intermédiaire des poteaux de largeur "a" non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale à :  $(\frac{\pi}{2} L_e + a)$ .

Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcule, alors comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

Si l'entre axe des poteaux est supérieur à  $(\frac{\pi}{2} L_e + a)$  le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

• **Application numérique**

On veut que :  $(\frac{\pi}{2} L_e + a \geq l_{entre \text{ axe}})$  or :  $a = 65 \text{ cm}$  (largeur du poteau) et  $l_{entre \text{ axe}} = 5,47 \text{ m}$

→  $L_e = ?$

A partir de la formule (2) on calcule la valeur de 'h' :

$$\text{On aura : } h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3K(L_e)^4}{E}}$$

**I** : Inertie de la section transversale du radier :  $I = \frac{bh^3}{12}$

**E** : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne  $E = 20000 \text{ MPa}$ ).

**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 :

- $K = 0,5[\text{kg}/\text{cm}^3] \rightarrow$  pour un très mauvais sol.
- $K = 4 [\text{kg}/\text{cm}^3] \rightarrow$  pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 [\text{kg}/\text{cm}^3] \rightarrow$  pour un très bon sol.

**A.N**

$K = 4[\text{kg}/\text{cm}^3] ; L_{\text{max}} = 5,47 \text{ m}$

$$h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \times \left(\frac{2 \times 5470}{\pi}\right)^4}{20000}} \rightarrow h_2 \geq 95, \text{ cm}$$

On prend  $h_{N2} = 100 \text{ cm}$ .

➤ **Condition de poinçonnement**

D'après **CBA93 (article A.5.2.4.2)** on doit vérifier la condition suivante

$$N_U \leq Q_u = 0,045 \times U_c \times h_{N3} \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad [4]$$

Avec

**N<sub>u</sub>**: Effort normal du poteau le plus sollicité ( $N_u = 4129,58 \text{ kN}$  )

**U<sub>c</sub>**: Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen  $U_c = [J \times D + 4h]$

**D**: Dimensions du poteau du sous-sol (85cm).

$$N_U \leq 0,045 \times (J \times D + 4h) \times h_{N3} \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$h_{N3} \geq \frac{4129,58 \times 10^3 \times 1,5}{0,045 \times (3,14 \times 850 + 4 \times 650) \times 25} = 1045 \text{ mm} = 104,5 \text{ cm}$$

On prend :  $h_{n3} = 105 \text{ cm}$ .

➤ Conclusion

D'où :  $h_N = \max (h_{n1} ; h_{n2} ; h_{n3})$

$\rightarrow h_N = 105 \text{ cm}$  (sens x-x).

$\rightarrow h_N = 105 \text{ cm}$  (sens y-y).

➤ **Le choix final**

Epaisseur de la dalle du radier :  $h = 50 \text{ cm}$

Les dimensions de la nervure :  $\{h_N = 105 \text{ cm}, b = 55 \text{ cm}\}$

**VI.6.3.4. Caractéristiques géométriques du radier****a. Position du centre de gravité**

$$\begin{cases} X_G = 19,56 \text{ m} \\ Y_G = 11,63 \text{ m} \end{cases}$$

**b. Moments d'inertie**

$$\begin{cases} I_{xx} = 134833,44 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 342046,00 \text{ m}^4 \end{cases}$$

**VI.6.3.5. Vérifications Nécessaires****VI.6.3.5.1. Vérification de la Stabilité du Radier**

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)** [2], quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié du central de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$e_0 = \frac{M_r}{N_r} \leq \frac{B}{4}$$

Avec

**e<sub>0</sub>** : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

**M<sub>r</sub>** : Moment de renversement dû aux forces sismique.

**N<sub>r</sub>** : effort normal de la structure.

**B** : la largeur du radier.

➤ **Suivant le sens x-x**

$$B_x = 38,50 \text{ m} \rightarrow \frac{B_x}{4} = 9,62 \text{ m}$$

➤ **Suivant le sens y-y**

$$B_y = 31,12 \text{ m} \rightarrow \frac{B_y}{4} = 7,78 \text{ m}$$

**Différents poids d'infrastructures**

➤ **Charges permanents**

- Poids du plancher.....5,48×119,93=657,21 kN
- Poids des poteaux carré (65×65)cm<sup>2</sup>.....43×(0,65)<sup>2</sup>×(3,40-0,50)×25=1317,14 kN
- Poids des poteaux circulaire (D=85)cm.....11×π×( 0,425 )<sup>2</sup>×(3,40-0,50)×25=452,54 kN
- Poids des poutres porteuses 35×50..... 203,98×0,35×0,50×25= 892,41 kN
- Poids des poutres non porteuses (25×40) cm<sup>2</sup>..... 175,51×0,25×0,40×25= 438,77 kN
- Poids de radier nervurée ...(723,82 ×0,5×25)+(0,55×0,5)×25×(203,98+175,51)=11656,74 kN

$$G_{tot} = 15414,81 \text{ kN}$$

➤ **Surcharge d'exploitation** .....Q = 2,5×723,82 = **1809,55 kN**

• Calcul des efforts

- N<sub>u</sub> entre sol = 1,35G + 1,5Q = **23524,31 kN**
- N<sub>s</sub> entre sol = G + Q = **17224,36 kN**
- N<sub>u</sub>(superstructure) = **115690,567 kN**
- N<sub>ser</sub> (superstructure) = **84172,624 kN**

Donc

- N<sub>u</sub> (structure)= N<sub>u</sub>(superstructure) + N<sub>u</sub>(infrastructure) = **139214,87 kN**
- N<sub>ser</sub> (structure)= N<sub>ser</sub> (superstructure) + N<sub>ser</sub> (infrastructure) = **101396,98 kN**

• Suivant le sens x-x :

$$M_0 = 9467,62 \text{ kN.m} ; V_0 = 8353,115 \text{ kN} ; h = 5,1 \text{ m}$$

$$M_r = M_0 + V_0 \times h$$

Donc

$$M_r = 52068,50 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_r}{N_r} = \frac{52068,50}{101396,98} = 0,51 \leq \frac{B}{4} = \frac{38,50}{4} = 9,62 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• Suivant le sens y-y :

$$M_0 = 10101,55 \text{ kN.m} ; V_0 = 8921,116 \text{ kN} ; h = 5,1 \text{ m}$$

Donc :  $M_r = 55599,24 \text{ kN.m}$

$$e_0 = \frac{M_r}{N_r} = \frac{55599,24}{101396,98} = 0,54 \leq \frac{B}{4} = \frac{31,12}{4} = 7,78 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Conclusion

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

**VI.6.3.5.2 Vérification des Contraintes Sous le Radier**

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire :  $\sigma_{sol}=2,5$  bars

Les contraintes du sol sont données par :

**a. Sollicitation du premier genre**

On doit vérifier que :  $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{101396,98}{723,82} = 140,08 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{140,08 \text{ kN}}{\text{m}^2} \leq \sigma_{sol} = \frac{250 \text{ kN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**b. Sollicitation du second genre**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1 ; \sigma_2$ )

Avec

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

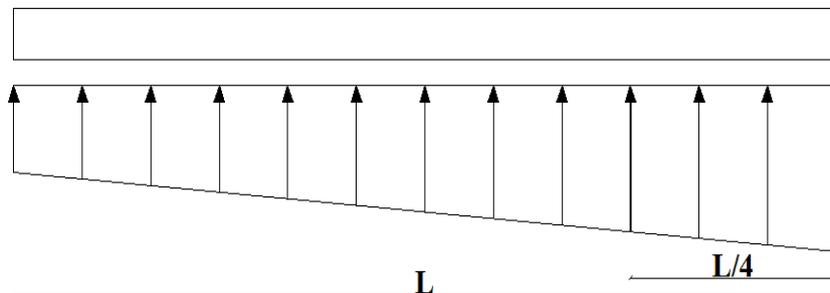
$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que :

$\sigma_1$ : Ne doit pas dépasser  $1,5\sigma_{sol}$

$\sigma_2$ : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} : \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$



**Figure VI.4. Contraintes sous le radier**

➤ **ELU:**

$$N_u = 139214,87 \text{ kN} ; M_x = 9467,62 \text{ kN.m} ; M_y = 217373,97 \text{ kN.m}$$

$$S_r = 723,82 \text{ m}^2 ; \sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$$

**Tableau VI.3. Contraintes sous le radier à l'ELU.**

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	193,70	190,95	193,01
<b>Sens y-y</b>	199,72	184,93	196,02
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{\text{sol}} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{\text{sol}} = 332,5$

➤ **Conclusion**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **ELS**

$N_{\text{ser}} = 101396,98 \text{ kN}$  ;  $M_x = 234087,46 \text{ kN.m}$  ;  $M_y = 10101,55 \text{ kN.m}$

$S_r = 723,82 \text{ m}^2$  ;  $\sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ kN/m}^2$

**Tableau VI.4. Contraintes sous le radier à l'ELS.**

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	174,03	106,12	157,05
<b>Sens y-y</b>	140,42	139,73	140,24
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{\text{sol}} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{\text{sol}} = 332,5$

➤ **Conclusion**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

**c. Détermination des sollicitations les plus défavorables**

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU} : \sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 196,02 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS} : \sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 157,05 \text{ kN/m}^2$$

**VI.6.3.6. 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 fissuration est considérée préjudiciable

**a. Ferrailage de la dalle du radier****Valeur de la pression sous radier**

$$\text{ELU} : \sigma_u = \sigma_m^u \times 1\text{m} = 196,02\text{kN/m}$$

$$\text{ELS} : \sigma_s = \sigma_m^s \times 1\text{m} = 157,05\text{kN/m}$$

**a.1. Calcul des efforts**

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

**a.2. 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 :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont en fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $\nu$ .

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

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

$$L_x = 3,85\text{m}$$

$$L_y = 5,47\text{m}$$

$$\text{ELU} : q_u = 196,02\text{kN/m}$$

$$\rho = \frac{3,85}{5,47} = 0,70 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0684 \\ \mu_y = 0,4320 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 198,73 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 85,85\text{kN.m}$$

**➤ Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,75M_x = 149,04 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 64,38 \text{ kN.m}$$

➤ **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 99,36 \text{ kNm}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 42,92 \text{ kNm}$$

**a.3. Ferrailage de la dalle**

$$b = 100\text{cm} ; h = 50\text{cm} ; d = 45\text{cm} ; f_c = 400\text{MPa} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; \sigma_s = 348\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.5. Ferrailage des panneaux du radier.**

	Sen s	M <sub>u</sub> (kNm)	μ	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	α	Z(mm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	x-x	149,04	0,052	0	0,066	437,99	9,77	7T16+4T14	20,22	10
	y-y	64,38	0,022	0	0,028	444,89	4,15	7T14	10,77	15
<b>Appuis</b>	x-x	99,36	0,034	0	0,044	442,06	6,45	6T16	10,77	16
	y-y	42,92	0,015	0	0,018	446,60	2,76	6T12	6,78	18

**a.4. Vérifications nécessaires**

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,26\text{cm}^2 < A_{s \text{ adopté}} = 10,77 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_s^{\min}$  ... .. vérifiée ;Donc la condition est vérifiée.

$$L_x = 3,85\text{m}$$

$$L_y = 5,47\text{m}$$

**ELS** :  $q_s = 157,05\text{kN/m}$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 172,96 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 100,61 \text{ kN.m}$$

➤ **Moments en travées**

$M_{tx} = 0,75M_x = 129,72 \text{ kN.m}$

$M_{ty} = 0,75M_y = 75,45 \text{ kN.m}$

➤ **Moments sur appuis**

$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 86,48 \text{ kNm}$

$M_{ay} = M_{ax} = 0,5M_x = 50,30 \text{ kNm}$

**- Vérification des contraintes à l'ELS**

**Tableau VI.6. Vérification des contraintes.**

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	Choix	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérif
<b>Trav</b>	x-x	129,72	7T16+4T14	20,22	10	5,59	15	183,6	201,63	Oui
	y-y	75,45	7T14	10,77	10	4,29	15	192,7	201,63	Oui
<b>App</b>	x-x	86,48	6T16	10,77	18	4,67	15	198,5	201,63	Oui
	y-y	50,30	6T12	6,78	10	3,5	15	198,9	201,63	Oui

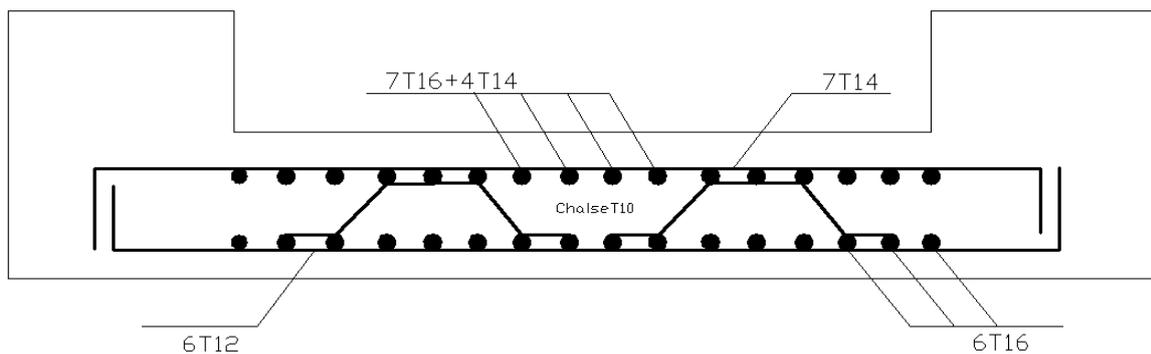
➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec  $\tau_u = \frac{T_u}{bd}$

$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{196,02 \times 5,47}{2} = 536,11 \text{ kN}$

$\tau_u = \frac{536,11 \times 10^3}{1000 \times 450} = 1,19\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$



**Figure VI.5. Schéma de ferrailage du radier.**

**b. Ferrailage des nervures****b.1. Calcul des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifier 99** » [1]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_{nt} = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0$$

**b.2. Calcul des armatures**

$$b = 55 \text{ cm; } h = 105 \text{ cm; } d = 94,5 \text{ cm.}$$

- **Sens porteur :**  $L = 5,47 \text{ m ; } q_u = 196,02 \text{ kN/ml.}$

**Tableau VI.8. Ferrailage des nervures (sens porteur).**

	$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$\alpha$	$Z$ (mm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	623,16	0,09	0,118	900,36	19,89	16T16	32,15
<b>Appuis</b>	366,56	0,053	0,068	919,25	11,46	8T16+2T14	19,15

- **Sens non porteur :**  $L = 3,85\text{m ; } q_u = 196,02 \text{ kN/ml}$

**Tableau VI.9. Ferrailage des nervures (sens non porteur).**

	$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	308,71	0,044	0,056	923,73	9,60	8T16	16,08
<b>Appuis</b>	181,59	0,026	0,032	932,55	5,60	6T14	9,23

**b.3. Vérifications nécessaires**

- **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 6,27 \text{ cm}^2$$

**Tableau VI.10. Vérification de la condition de non fragilité.**

Sens	position	$A_s^{min}(cm^2)$	$A_s^{adp}(cm^2)$	Vérification
porteur	Travée	6,27	36,05	Oui
	Appuis	6,27	20,22	Oui
Non porteur	Travée	6,27	17,14	Oui
	Appuis	6,27	14,07	Oui

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$q_{ser} = 157,05 \text{ kN/m}$$

**Tableau VI.11. Vérification des contraintes à l'ELS.**

Sens	Position	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Porteur	Travée	499,27	32,15	5,37	15	183,5	201,63	Oui
	Appuis	293,69	18,09	4,23	15	188,6	201,63	Oui
Non porteur	Travée	247,33	16,08	3,78	15	178	201,63	Oui
	Appuis	145,49	9,23	2,91	15	179,4	201,63	Oui

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton [2]**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{196,02 \times 5,47}{2} = 536,11 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{536,11 \times 10^3}{550 \times 945} = 1,03\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Armatures transversales
- BAEL 91 modifié 99 [1]

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d ; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4\text{MPa}\right) = 0,40\text{MPa} \end{cases}$$

- RPA99 version 2003 [2]

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4} ; 12\varphi_1\right) = 24\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = 52,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35} ; \varphi_1 ; \frac{b}{10}\right) = 2,00\text{cm}$$

$f_e=400\text{MPa}$  ;  $\tau_u=1,03\text{Mpa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$  ;  $b= 55 \text{ cm}$  ;  $d= 94,5 \text{ cm}$

On trouve :

$S_t=15\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale.}$

$S_t=30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$

**Tableau VI.12. Choix des armatures transversales.**

	Section	Zone	St(cm)	Φt (cm)	At calculée (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	At (cm <sup>2</sup> )
Nervures	55×105	courante	30	12	8,66	8T12	9,04
		nodale	15		3,96	6T10	4,71

• Armatures de peau

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins  $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$h = 105 \text{ cm}$

$A_p = 3 \times 1,05 = 3,15 \text{ cm}^2$

On choisit  $A_p = 4\text{T}12 = 4,52 \text{ cm}^2$

-ferraillage de la nervure sens porteur ( $55 \times 105$ )  $\text{cm}^2$

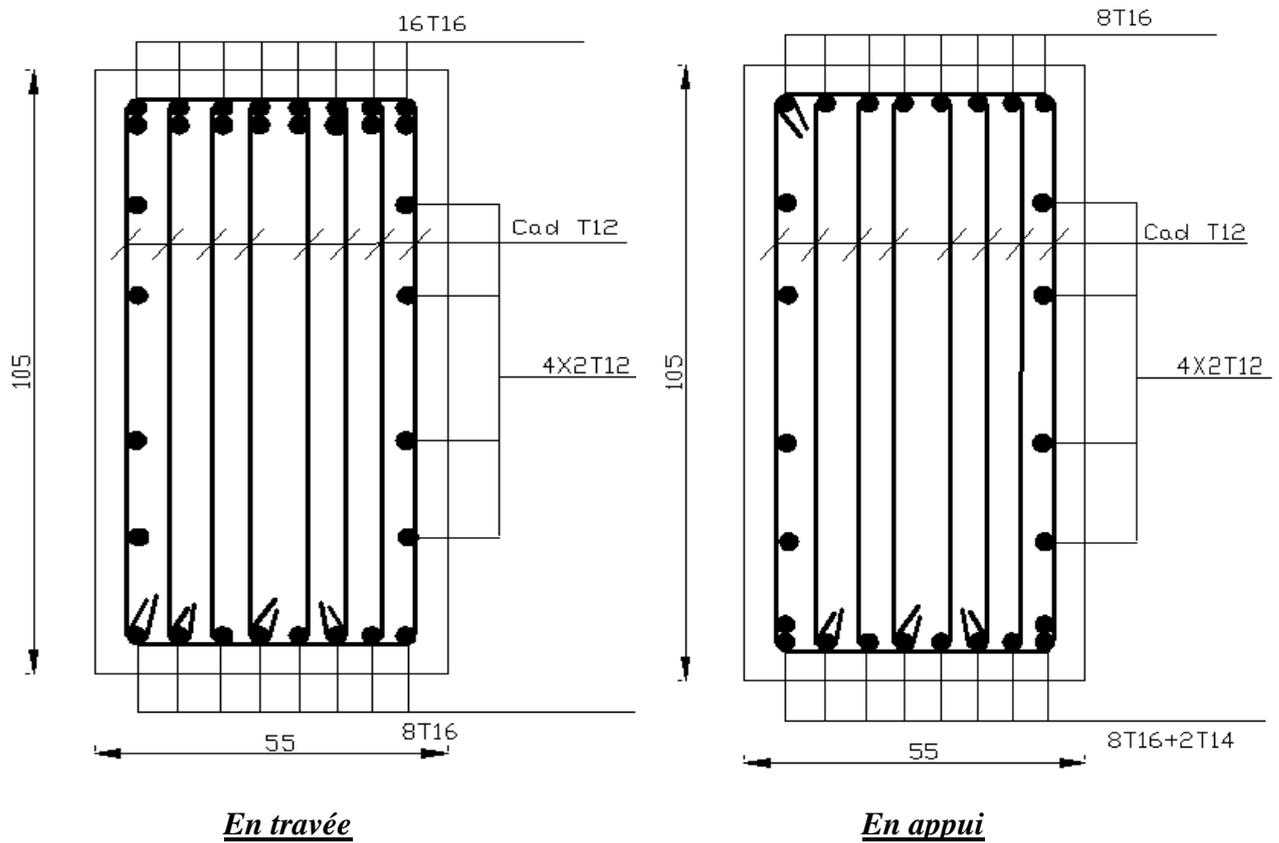
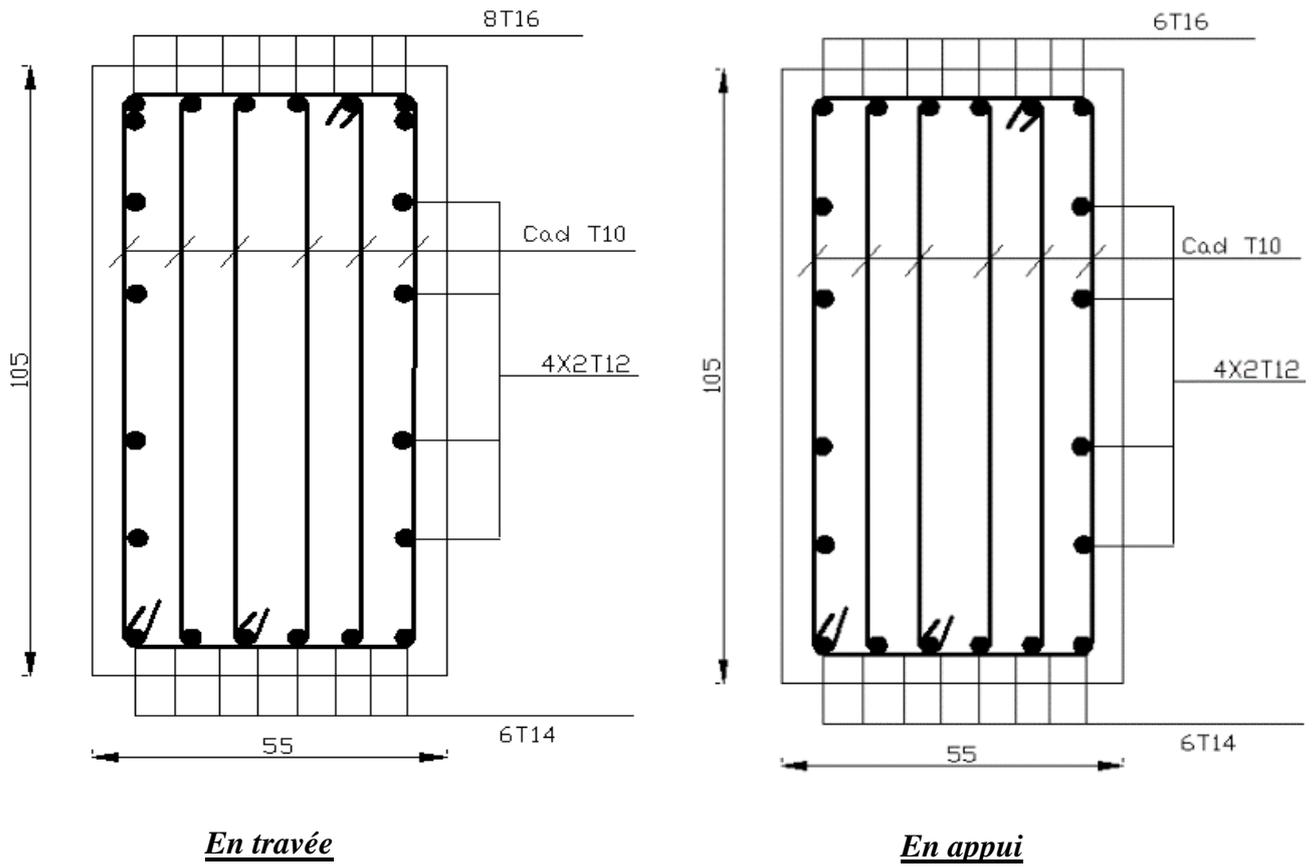


Figure VI.6. Schéma de ferraillage de la nervure sens porteur ( $55 \times 105$ )  $\text{cm}^2$ .

- ferrailage de la nervure sens non porteur ( $55 \times 105$ )  $\text{cm}^2$



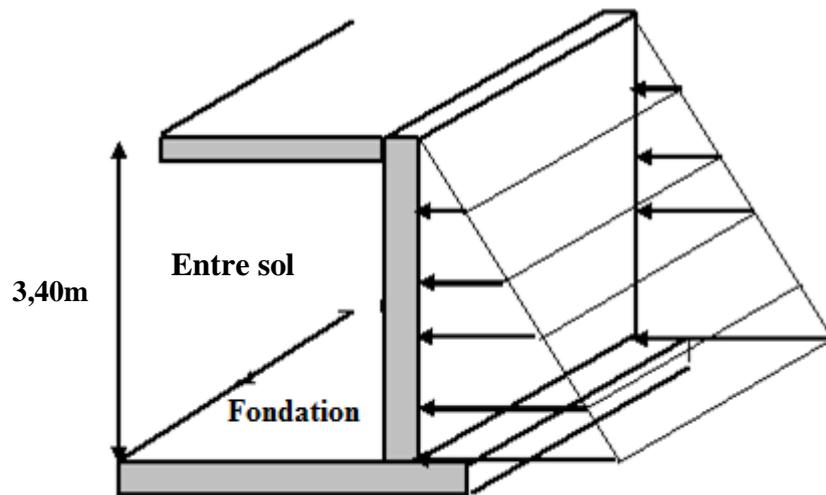
**Figure VI.7.** Schéma de ferrailage de la nervure sens non porteur ( $55 \times 105$ )  $\text{cm}^2$ .

## VI.7. Voile périphérique

### VI.7.1. 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.



*Figure VI.8. Evaluation des charges.*

### VI.7.2. Pré-dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **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.

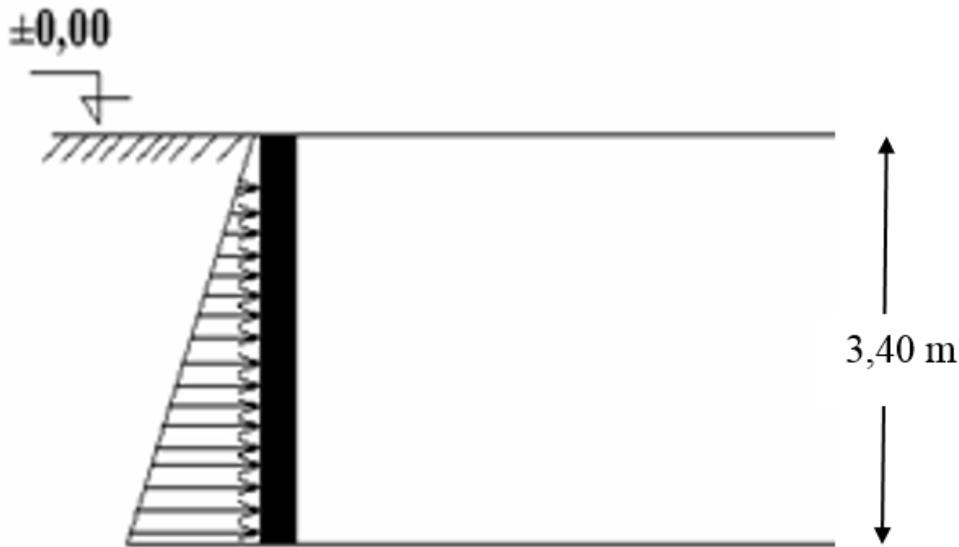
Avec  $B$  : Section du voile.

**VI.7.3. 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).

$L_x = 3,85 \text{ m}$  ;  $L_y = 5,47 \text{ m}$  ;  $e = 20\text{cm}$ .



**Figure VI.9. Poussées des terres.**

La charge de poussées des terres est donnée par

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec

**Q** : Contrainte sur une bande de 1m.

$\gamma$  : Poids spécifique des terres ( $\gamma = 20,5 \text{ KN/m}^3$ ).

**h** : Hauteur du voile.

**A** : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 26,69^\circ \rightarrow A = f(\varphi) = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,380.$$

$$Q = A \times \gamma \times h = 26,49 \text{ kN/ml} \rightarrow Q_u = 1,35 \times 26,49 = 35,76 \text{ kN/ml}$$

**VI.7.4. Effort dans le voile périphérique**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,85}{5,47} = 0,70 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- 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 en 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 rectangulaires " **BAEL91 modifié 99** "

$$\rho = 0,70 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0684 \\ \mu_y = 0,4320 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0,0684 \times 35,76 \times (3,85)^2 = 36,25 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 15,66 \text{ kN.m}$$

- **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 30,81 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 13,31 \text{ kN.m}$$

- **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 18,12 \text{ kN.m}$$

**VI.7.5. Ferrailage du voile périphérique**

$b = 100\text{cm}$ ;  $h = 20\text{cm}$ ;  $d = 0,9h = 18\text{cm}$ ;  $f_e = 400\text{MPa}$ ;  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ ;  $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$ ;

$\sigma_s = 348\text{MPa}$ ;  $F_{bc} = 14,17\text{MPa}$  (organigramme I voir annexe).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.14. Ferrailage du voile périphérique.**

	Sens	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\alpha$	Z(mm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	x-x	30,81	0,067	0,086	173,75	5,10	6T12	2×6,78	18
	y-y	13,31	0,029	0,036	177,35	2,16	6T10	2×4,71	18
<b>Appuis</b>	x-x	18,12	0,039	0,049	176,41	2,95	6T10	2×4,71	18
	y-y								

**VI.7.6. Condition exigée par les RPA99/version 2003**

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposées en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

**VI.7.7. Condition de non fragilité**

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm.

On a :  $12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$  ;  $h = e = 20 \text{ cm}$ ;  $b = 100 \text{ cm}$ .

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; A_x^{\min} = \rho_0 \left[ 3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0008$  pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left[ 3 - \frac{3,85}{5,47} \right] \frac{100 \times 20}{2} = 1,83 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

**➤ En travée**

$$\begin{cases} A_x = 6,78 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,83 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,71 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad \text{vérifiée}$$

**➤ Sur appuis**

$$\begin{cases} A_x = 4,71 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,83 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,71 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad \text{vérifiée}$$

**VI.7.8. Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{35,76 \times 3,85 \times 5,47}{2 \times 3,85 + 5,47} = 57,18 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{35,76 \times 3,85}{3} = 45,89 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \max(T_x; T_y) = 57,18 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{57,18 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

**VI.7.9. Vérification à L'ELS****a. Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$Q_{\text{ser}} = 26,49 \text{ kN/m}$$

$$\rho = 0,70 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0743 \\ \mu_y = 0,5817 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 39,38 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 22,90 \text{ kN.m}$$

- **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 33,47 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 19,46 \text{ kN.m}$$

- **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 19,69 \text{ kN.m}$$

**b. Vérification des contraintes**

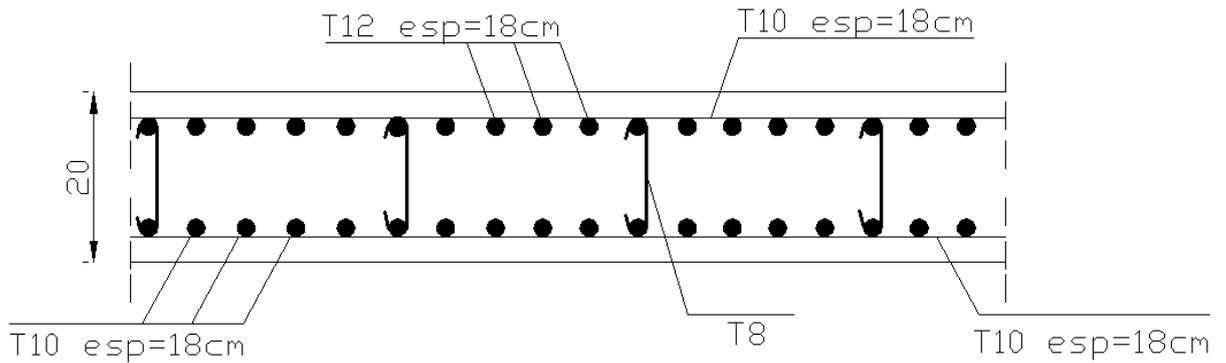
Il faut vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

**Tableau VI.15. Vérifications des contraintes.**

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	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
Travée	x-x	33,47	2×5,65	5,41	15	183,8	201,63	Ok
	y-y	19,46	2×4,71	5,55	15	156,50	201,63	Ok
Appuis	x-x	19,69	2×4,71	5,61	15	158,4	201,63	Ok
	y-y							



**Figure VI.10. Schéma du ferrailage du voile périphérique.**

## Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation des ingénieurs et c'est la meilleure occasion pour démontrer en évidence les connaissances théoriques acquises durant les cinq années.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'un des plus importants et dangereux effet à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures. Par ailleurs, la modélisation de la structure nécessite une bonne maîtrise des méthodes d'analyse des structures, notamment la méthode des éléments finis. Elle requiert aussi une bonne compréhension de l'utilisation du logiciel de calcul à savoir le **SAP2000 version 14.2.0**

La conception d'un bâtiment ayant un comportement sismique idéal est possible grâce à une disposition convenable des voiles de contreventement.

Pour justifier le choix du facteur de comportement ( $R=5$ ) lié fortement au système de contreventement on a calculé la portance des voiles, d'où on a trouvé que les voiles reprennent plus de 20% de la charge verticale ce qui se contredit avec le choix de  $R=5$  donc on a changé le système de contreventement qui correspond à un facteur de comportement  $R=3,5$  donc la structure n'est pas contreventée avec un système mixte mais avec des voiles porteurs

Le ferrailage des voiles de contreventement a été fait par la méthode simplifiée basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique **SAP2000 version 14.2.0**. Pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

Concernant la fondation du bâtiment, la solution du radier général, s'est imposée dans notre cas. Son pré dimensionnement a été fait de manière à assurer une répartition uniforme des contraintes (réaction du sol sous les nervures).

## *Références*

[1] DTU Règles « BAEL 91 révisées 99 » règle de calcul « DTU P 18-702. février 2000 ».

[2] « D.T.R – B.C. 2.48 », "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003", « C.G.S ».

[3] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, « DTR B C 2 2 ».

[4] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. « CBA93 », Ministère de l'Habitat.

[5] Philippe Fromy, « structures en béton soumises à incendie –calcul de la résistance au feu des structures en béton », décembre 1993.

## 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, toute 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.

## 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 propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

### IV.2.1. Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué 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 degré** de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœud 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 rigide dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (**6DDL bloqués**).

### IV.2.2. 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 version2003** 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  $2,5 t/m^3$ .
- 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).

## IV.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 [2]

#### 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 [2]**

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 **zone III**.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires. suivantes :

- Zone III** {
- Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
  - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
  - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux Ou 8m.

- 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**.

**IV.3.2. La méthode modale spectrale [2]**

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 repense 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20\text{sec} \dots \dots \dots (4 - 14) [2].$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et  $T_K$  la période du mode **K**.

**b. Analyse spectrale [2]**

➤ *Utilisation des spectres de réponse*

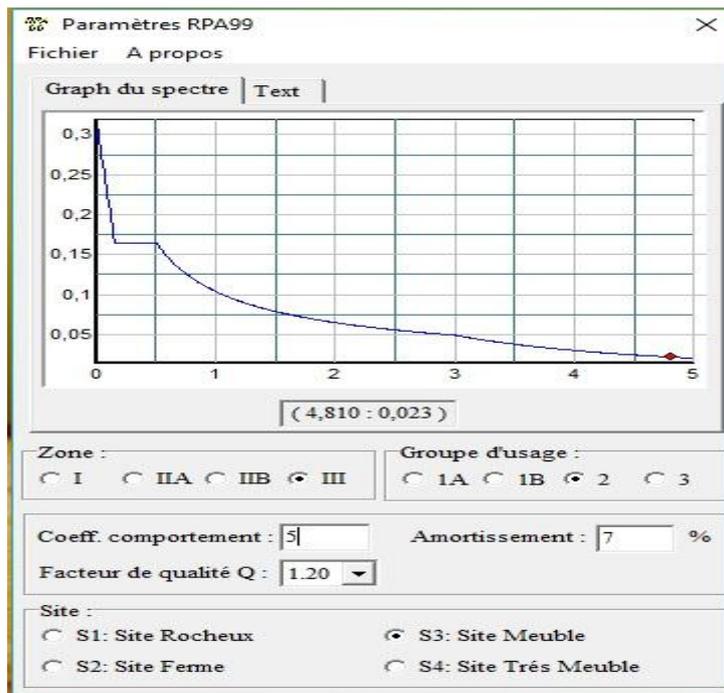
La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

- 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 accélérogrammes 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 t

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

*Représentation graphique du spectre de réponse*



**Figure IV.1. Spectre de réponse.**

Avec

**g** : accélération de la pesanteur.

**A** : coefficient d'accélération de zone.

**η** : facteur de correction d'amortissement.

**R** : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

**Q** : Facteur de qualité.

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul** [2]

L'une des premières vérifications préconisée par le « **RPA99 version 2003** » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « **V<sub>t</sub>** » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « **V** » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si **V<sub>t</sub> < 0,8V**, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments,.....) dans le rapport  $r = \frac{0,8V}{v_t}$ .

➤ Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente [2]

La force sismique totale  $V$  appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [2]$$

Avec

**A** : coefficient d'accélération de zone.

- Groupe d'usage : 2
- **A=0.25**
- Zone sismique **III**

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.**

Catégorie S3  $\longrightarrow$  site meuble  $\begin{cases} T1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T2 = 0.50 \text{ sec} \end{cases}$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

Avec  $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$

➤ **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

$$T = \min \left( T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} ; T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right) [2].$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$D$  : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

Avec

$$C_T = 0,05$$

$$h_N = 43 \text{ m}$$

$$D_x = 38,34 \text{ m}$$

$$D_y = 31,17 \text{ m}$$

➤ Calcul de T

$$1. T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times 43^{3/4} \rightarrow T = \mathbf{0,839 \text{ s}}$$
 (dans les deux directions)

$$2. T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}; \text{ d'où}$$

$$\text{Suivant la direction (x - x)} \quad T_x = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{43}{\sqrt{38,34}} \rightarrow T_x = \mathbf{0,625 \text{ s}}$$

$$\text{Suivant la direction (y - y)} \quad T_y = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{43}{\sqrt{31,17}} \rightarrow T_y = \mathbf{0,693 \text{ s}}$$

$$\text{Sens (x - x)} : T_x = \min(0,839 ; 0,625) \rightarrow T_x = \mathbf{0,625 \text{ s}}$$

$$\text{Sens (y - y)} : T_y = \min(0,839 ; 0,693) \rightarrow T_y = \mathbf{0,693 \text{ s}}$$

➤ Calcul de « D » (facteur d'amplification dynamique moyen)

$$D_x = 2,5\eta \times \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left( \frac{0,50}{0,625} \right)^{2/3} \rightarrow D_x = \mathbf{01,90}$$

$$D_y = 2,5\eta \times \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left( \frac{0,50}{0,693} \right)^{2/3} \rightarrow D_y = \mathbf{01,77}$$

**R : Coefficient de comportement**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement **R** qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. [2]

Le coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur unique est donnée par le **tableau (4.3) de RPA 99 v2003** en fonction du système de contreventement.

On prend

**R=5 (mixte portique/voiles avec interaction).**

**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** est 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".

**Tableau IV.1** Facteur de qualité.

Critère q	Observée (Oui/Non)	$P_q // xx$	Observée (Oui/Non)	$P_q // yy$
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité d'exécution	Non	0,1	Non	0,1

$$Q//xx=1+(0+0+0.05+0+0.05+0.1) = \mathbf{1.20}$$

$$Q//yy=1+(0+0+0.05+0+0.05+0.1) = \mathbf{1.20}$$

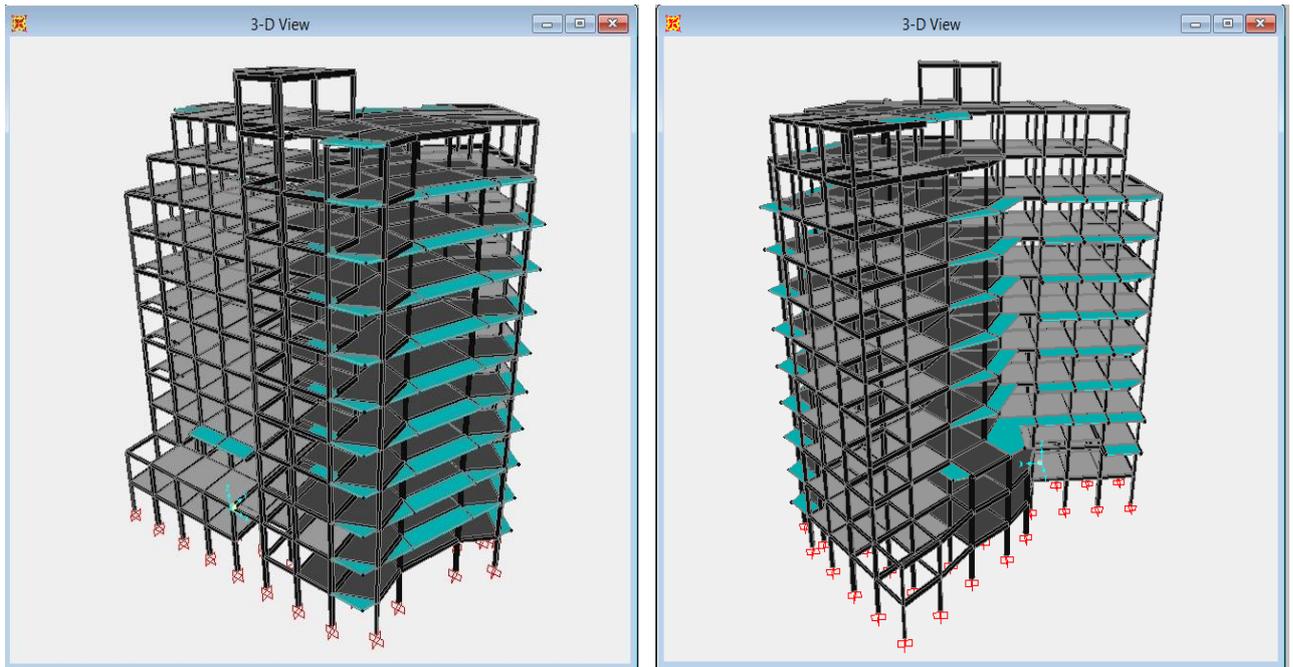
➤ Donc, la valeur de la force sismique  $V$  sera

$$V_X = \frac{A \times D_X \times Q}{R} \times W \rightarrow V_X = \frac{0,25 \times 1,90 \times 1,2}{5} \times W \rightarrow V_X = 0,114W$$

$$V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q}{R} \times W \rightarrow V_Y = \frac{0,25 \times 1,77 \times 1,2}{5} \times W \rightarrow V_Y = 0,1062W$$

**IV.4. Résultats de l'analyse sismique**

**1. Modèle initial (Voiles de la cage d'escalier).**



**Figure IV.2.** Vue en 3D du 1<sup>er</sup> modèle.

**Tableau IV.2.** Les sections du poteau carré dans les différents étages.

Etages	Eléments	Section [cm <sup>2</sup> ]
7 <sup>ème</sup> /8 <sup>ème</sup> /9 <sup>ème</sup> /10 <sup>ème</sup>	Poteaux	30×30
4 <sup>ème</sup> /5 <sup>ème</sup> /6 <sup>ème</sup>	Poteaux	35×35
2 <sup>ème</sup> /3 <sup>ème</sup>	Poteaux	40×40
entre sol /RDC/ 1 <sup>er</sup>	Poteaux	45×45

**Tableau IV.3.** Les sections du poteau circulaire dans les différents étages.

<i>Etages</i>	<i>Eléments</i>	<i>Diamètre [cm]</i>
<i>7<sup>ème</sup>/8<sup>ème</sup></i>	<i>Poteaux</i>	<i>35</i>
<i>6<sup>ème</sup></i>	<i>Poteaux</i>	<i>40</i>
<i>4<sup>ème</sup>/5<sup>ème</sup></i>	<i>Poteaux</i>	<i>45</i>
<i>3<sup>ème</sup></i>	<i>Poteaux</i>	<i>50</i>
<i>1<sup>ère</sup>/2<sup>ème</sup></i>	<i>Poteaux</i>	<i>55</i>
<i>entre sol/RDC</i>	<i>Poteaux</i>	<i>60</i>

**a. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial**

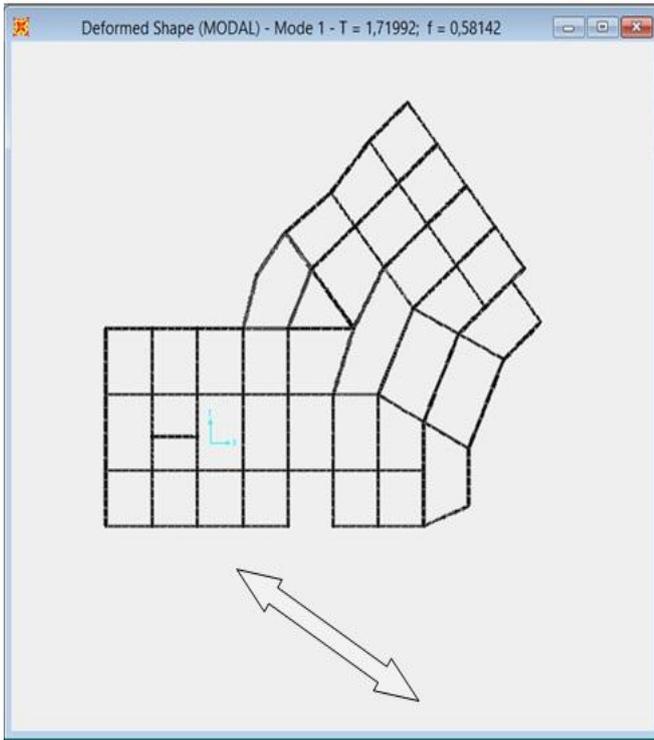
L'analyse dynamique de la structure à conduit à

- Une période fondamentale  $T=1,72$  sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **12<sup>ème</sup>** mode.

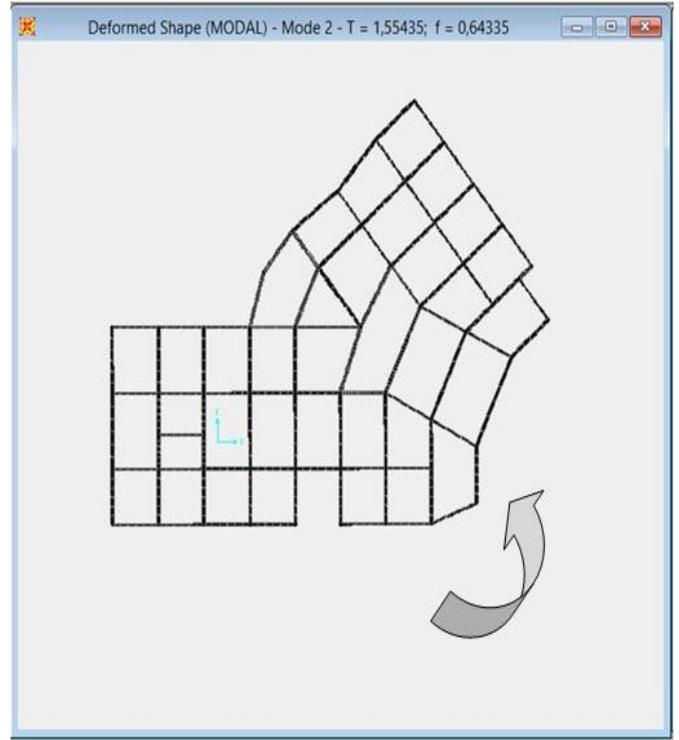
**Tableau IV.4.** La participation massique du modèle initial.

<i>OutputCase Text</i>	<i>StepType Text</i>	<i>StepNum Unitless</i>	<i>Period Sec</i>	<i>UX Unitless</i>	<i>UY Unitless</i>	<i>UZ Unitless</i>	<i>SumUX Unitless</i>	<i>SumUY Unitless</i>	<i>SumUZ Unitless</i>
MODAL	Mode	1	1,719925	0,57737	0,12586	0,000001353	0,57737	0,12586	0,000001353
MODAL	Mode	2	1,554352	0,11097	0,45582	5,677E-09	0,68834	0,58168	0,000001359
MODAL	Mode	3	1,389484	0,01601	0,10876	5,525E-08	0,70435	0,69044	0,000001414
MODAL	Mode	4	0,638142	0,10923	0,02195	0,000006499	0,81358	0,71238	0,000007913
MODAL	Mode	5	0,582616	0,01803	0,09773	0,000001528	0,83161	0,81011	0,00000944
MODAL	Mode	6	0,527411	0,00499	0,01793	2,876E-10	0,8366	0,82805	0,000009441
MODAL	Mode	12	0,256708	0,0003	0,02372	0,00017	0,91845	0,91755	0,00041

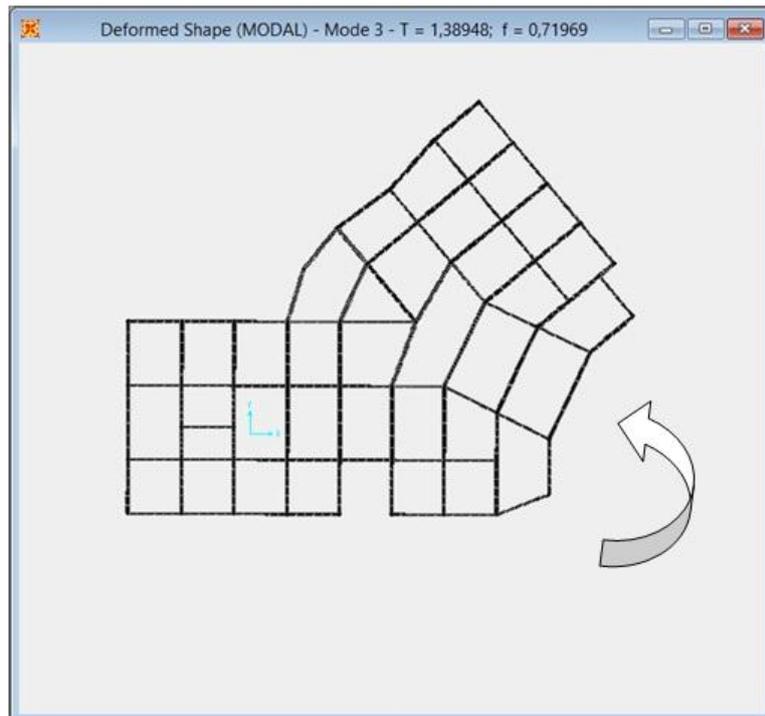
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation couplée.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation au tour de Z.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation au tour de Z.



***Figure IV.3. Mode 1 (Translation déviée).***



***Figure IV.4. Mode 2 (Torsion).***

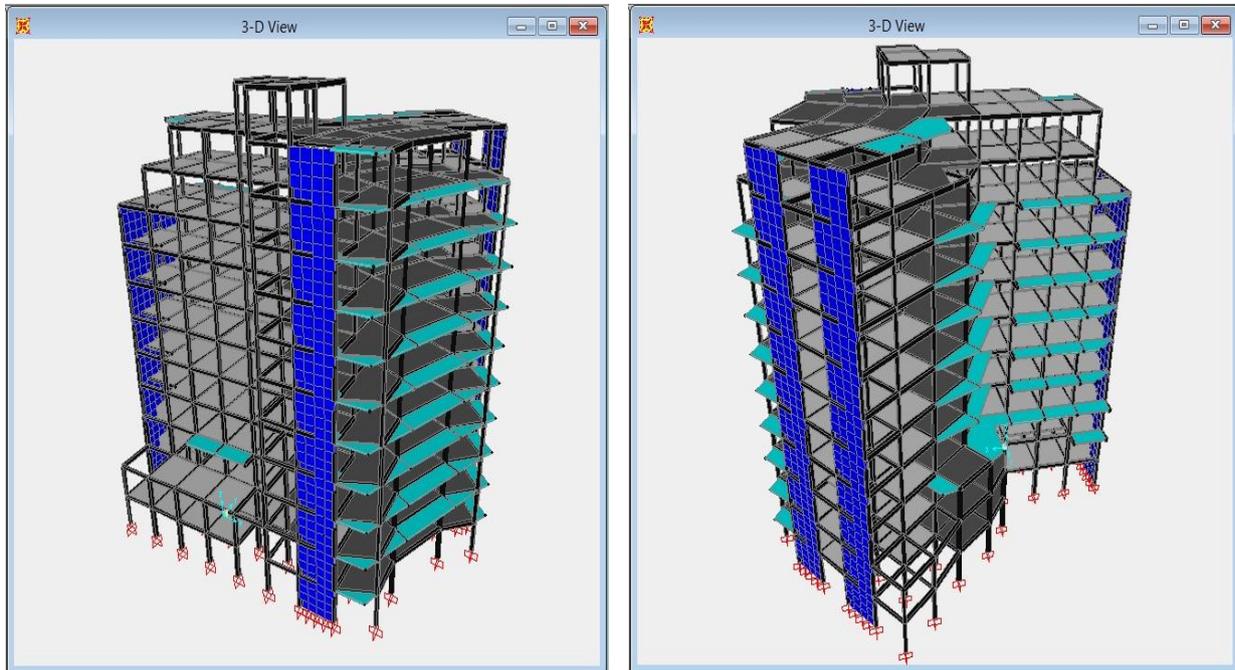


***Figure IV.5. Mode 3 (Rotation).***

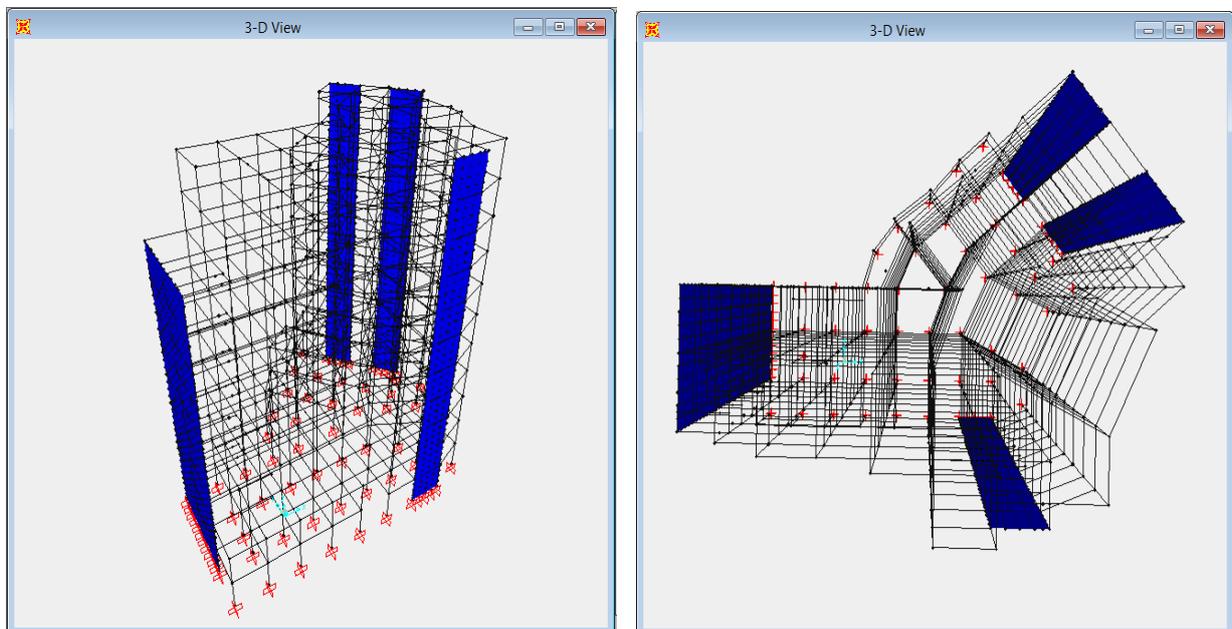
Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut soit

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.

## 2. 2<sup>ème</sup> Modèle



*Figure IV.6. Vue en 3D du 2<sup>ème</sup> modèle.*



*Figure IV.7. La disposition des voiles du 2<sup>ème</sup> modèle.*

a. Caractéristiques dynamique propres du 2<sup>ème</sup> modèle

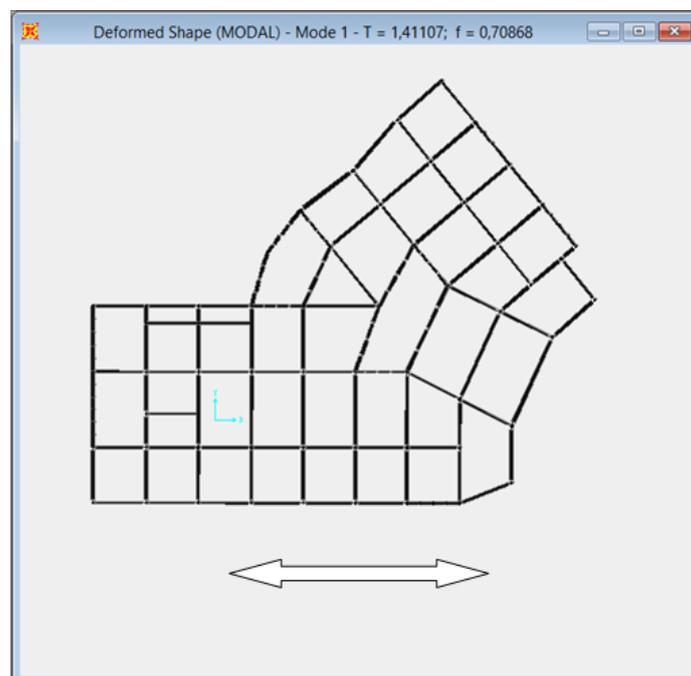
L'analyse dynamique de la structure à conduit à

- Une période fondamentale  $T=1,41$  sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **34<sup>ème</sup>** mode.

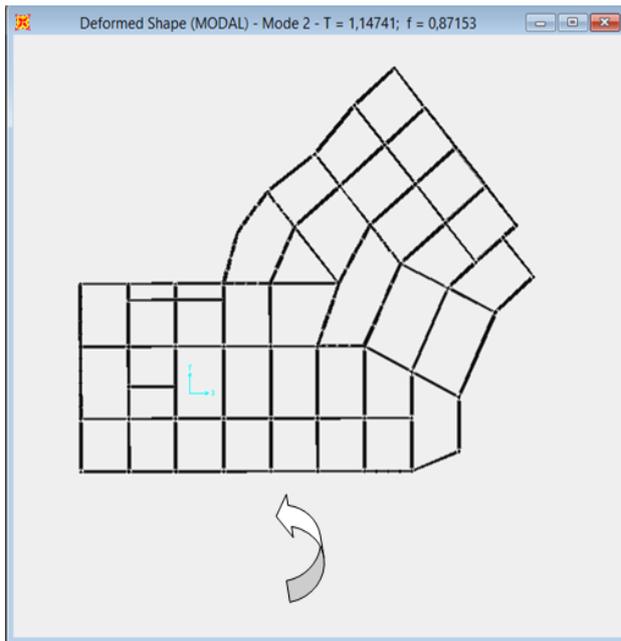
**Tableau IV.5.** La participation massique du 2<sup>ème</sup> modèle.

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
MODAL	Mode	1	1,411073	0,60184	0,04276	4,051E-07	0,60184	0,04276	4,051E-07
MODAL	Mode	2	1,147407	0,05014	0,48342	0,000003332	0,65198	0,52618	0,000003738
MODAL	Mode	3	0,544341	0,00051	0,06378	4,315E-07	0,6525	0,58996	0,000004169
MODAL	Mode	4	0,521692	7,238E-07	6,607E-07	0,0002	0,6525	0,58996	0,00021
MODAL	Mode	5	0,448651	0,11988	0,03986	8,525E-07	0,77238	0,62983	0,00021
MODAL	Mode	6	0,346608	0,04196	0,1076	0,0000273	0,81435	0,73743	0,00023
MODAL	Mode	34	0,091622	0,01162	0,00925	0,00008737	0,94549	0,90265	0,60163

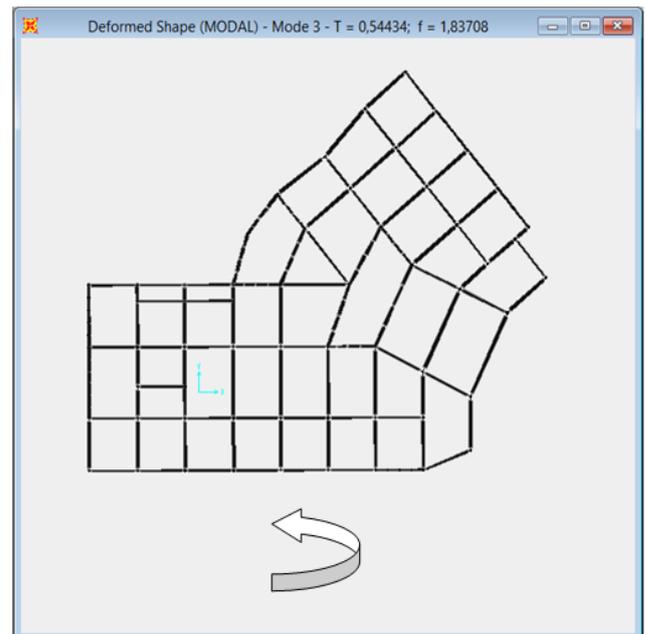
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation au tour de Z.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation au tour de Z.



**Figure IV.8.** Mode 1 (Translation parallèlement à x-x).



**Figure IV.9. Mode 2 (Torsion).**



**Figure IV.10. Mode 3 (Rotation).**

**b. Résultantes des forces sismiques**

D'après l'analyse des résultats de SAP2000, on a

**$W = 56385,72 \text{ kN}$ .**

**$V_t^x = 4478,27 \text{ kN}$  ;  $V_t^y = 4436,07 \text{ kN}$ .**

$V^x = 0,144 \times W = 0,114 \times 56385,72 \rightarrow V^x = 6427,97 \text{ kN}$ .

$V^y = 0,1062 \times W = 0,1062 \times 56385,72 \rightarrow V^y = 5988,16 \text{ kN}$ .

$\rightarrow 0,8 \times V^x = 0,8 \times 6427,97 = 5142,38 \text{ kN}$ .

$\rightarrow 0,8 \times V^y = 0,8 \times 5988,16 = 4790,53 \text{ kN}$ .

**$V_t^x = 4478,27 \text{ kN} < 0,8V^x = 5142,38 \text{ kN} \rightarrow$  condition non vérifiée.**

**$V_t^y = 4436,07 \text{ kN} < 0,8V^y = 4790,53 \text{ kN} \rightarrow$  condition non vérifiée.**

Il faut donc augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport au dessous

$$r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 01,15 ; r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 01,08.$$

c. Vérification des déplacements inter étages**Tableau IV.6.** Vérification des déplacements inter étages du 2<sup>ème</sup> modèle.

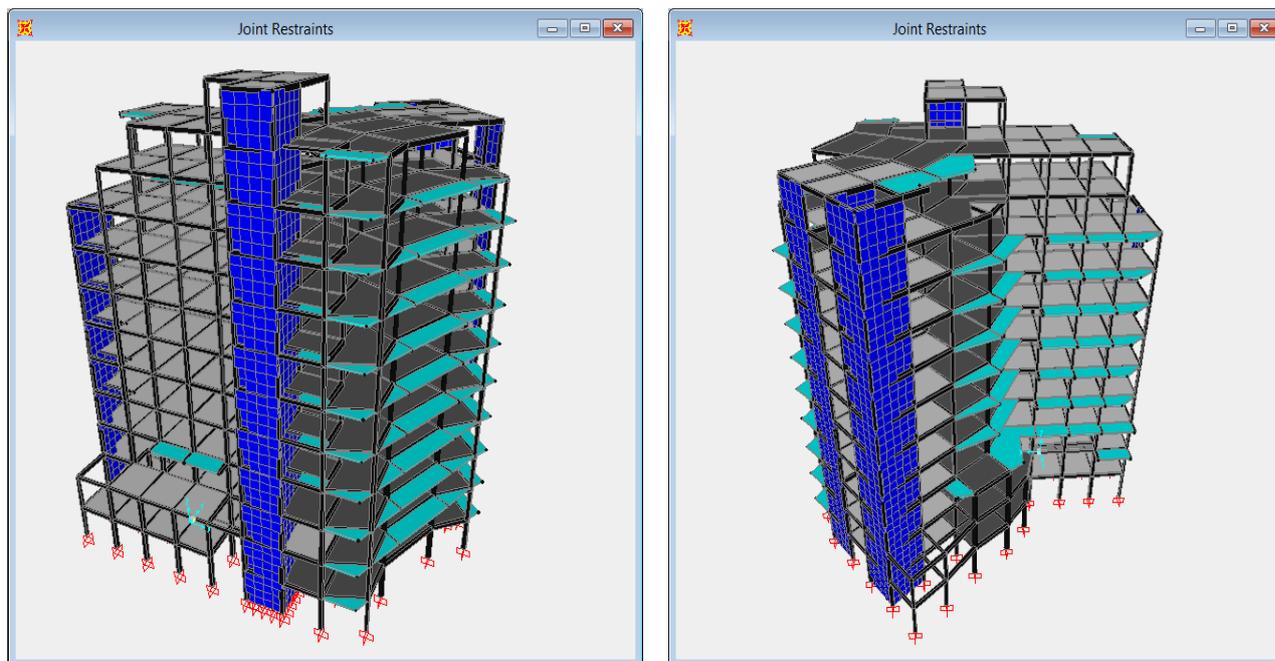
Niveaux	$\delta_{eK}^x$ [cm]	$\delta_{eK}^y$ [cm]	$\delta_K^x$ [cm]	$\delta_K^y$ [cm]	$\Delta_K^x$ [cm]	$\Delta_K^y$ [cm]	$\bar{\Delta}$ [cm]	Observation
10 <sup>ème</sup>	9,23		53,0725		2,99		3,60	Vérifiée
9 <sup>ème</sup>	8,71	7,91	50,0825	42,714	4,945	4,428	3,60	Non Vérifiée
8 <sup>ème</sup>	7,85	7,09	45,1375	38,286	5,2325	4,914	3,60	Non Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	6,94	6,18	39,905	33,372	5,405	4,968	3,60	Non Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	6	5,26	34,5	28,404	5,405	4,968	3,60	Non Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	5,06	4,34	29,095	23,436	5,5775	4,914	3,60	Non Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	4,09	3,43	23,5175	18,522	5,52	4,698	3,60	Non Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	3,13	2,56	17,9975	13,824	5,1175	4,266	3,60	Non Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	2,24	1,77	12,88	9,558	4,715	3,726	3,60	Non Vérifiée
1 <sup>er</sup>	1,42	1,08	8,165	5,832	3,91	2,916	3,60	Non Vérifiée
RDC	0,74	0,54	4,255	2,916	2,875	2,052	3,60	Vérifiée
Entre sol	0,24	0,16	1,38	0,864	1,38	0,864	3,40	Vérifiée
Base	0	0	0	0	0	0	0	Vérifiée

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles imposé par « le **RPA99 version 2003** » il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure.

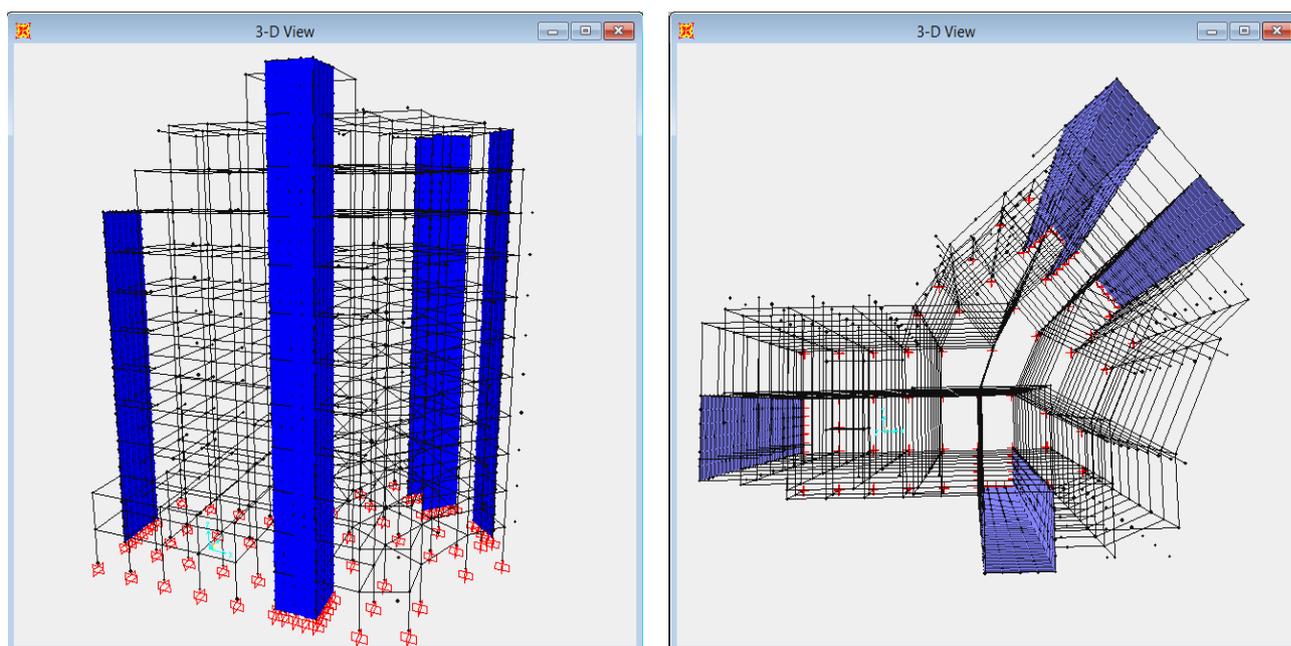
Pour cela on peut soit

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.
- Changer les dispositions des voiles.

3. 3<sup>ème</sup> Modèle (modèle final)



*Figure IV.11. Vue en 3D du 3<sup>ème</sup> modèle.*



*Figure IV.12. La disposition des voiles du 3<sup>ème</sup> modèle.*

a. Caractéristiques dynamique propres du 3<sup>ème</sup> modèle

L'analyse dynamique de la structure à conduit à

- Une période fondamentale  $T=0,98$  sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 32<sup>ème</sup> mode.

Tableau IV.7. La participation massique du 3<sup>ème</sup> modèle.

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
MODAL	Mode	1	1,038489	0,62633	0,00201	0,000003663	0,62633	0,00201	0,000003663
MODAL	Mode	2	0,970533	0,0021	0,62329	0,00002117	0,62842	0,6253	0,00002483
MODAL	Mode	3	0,672029	0,01032	0,00004289	0,000007306	0,63874	0,62534	0,00003214
MODAL	Mode	4	0,280667	0,19032	0,00016	0,00001549	0,82907	0,6255	0,00004762
MODAL	Mode	5	0,244343	0,00013	0,19174	0,00025	0,82919	0,81724	0,00029
MODAL	Mode	6	0,166777	0,00961	0,00055	0,00008042	0,8388	0,81779	0,00037
MODAL	Mode	32	0,081957	0,01616	0,00591	5,385E-08	0,93399	0,90265	0,081957

- 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.

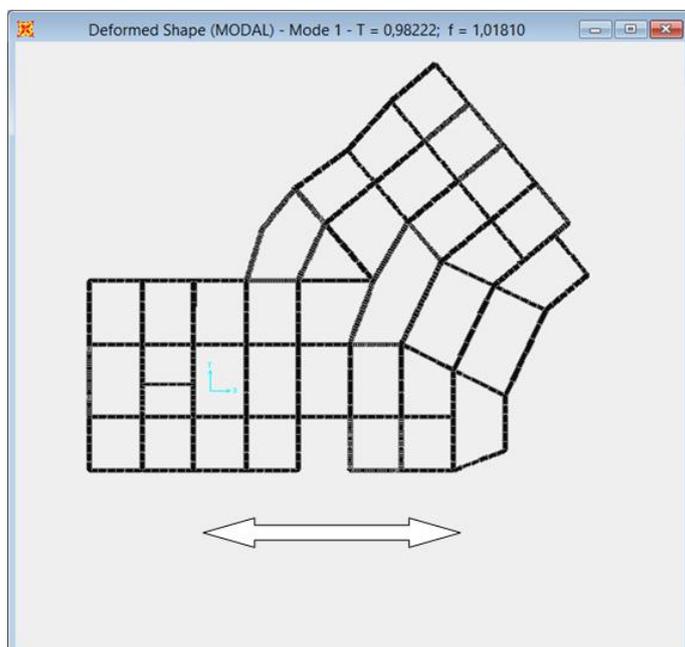


Figure IV.13. Mode 1 (Translation parallèlement à x-x).

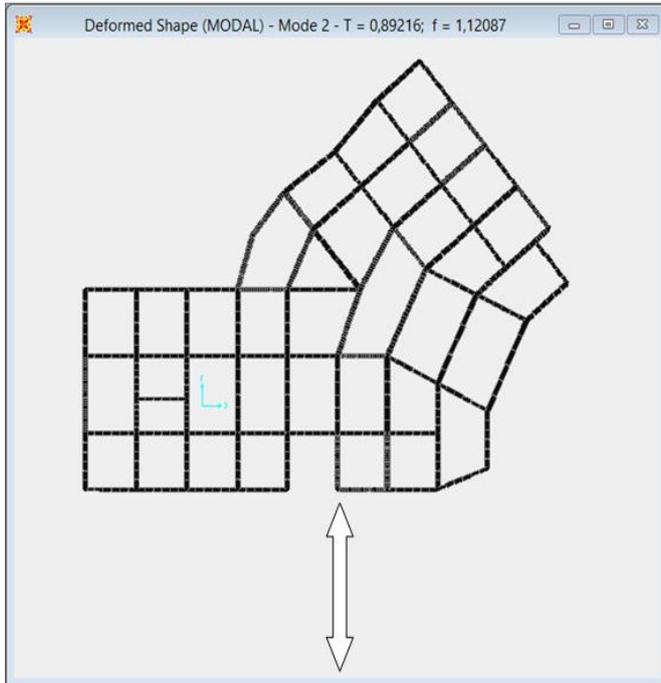


Figure IV.14. Mode 2 (Translation parallèlement à y-y).

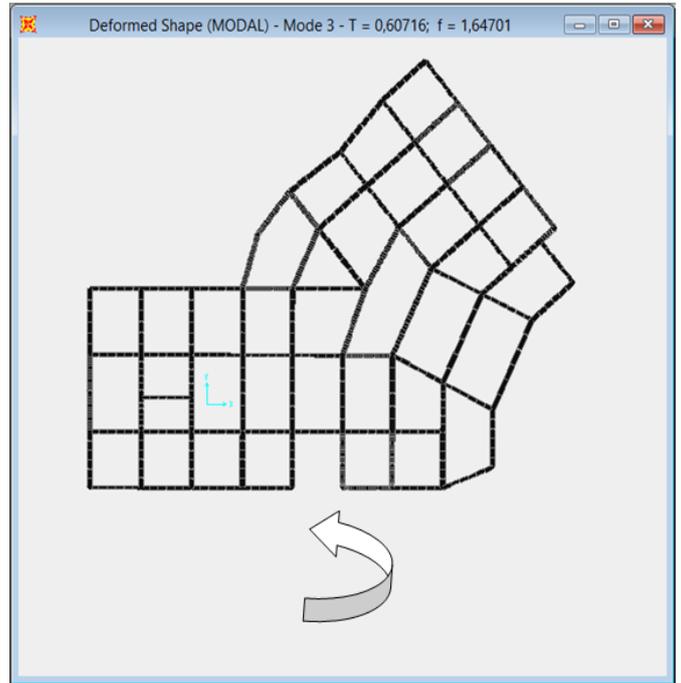


Figure IV.15. Mode 3 (Rotation).

**b. Résultantes des forces sismiques**

D'après l'analyse des résultats de SAP2000, on a

$$W = 67111,06 \text{ kN.}$$

$$V_t^x = 7156,36 ; V_t^y = 7512,82 \text{ kN.}$$

$$V^x = 0,144 \times W = 0,114 \times 67111,06 \rightarrow V^x = 7650,66 \text{ kN.}$$

$$V^y = 0,1062 \times W = 0,1062 \times 67111,06 \rightarrow V^y = 7127,19 \text{ kN.}$$

$$\rightarrow 0,8 \times V^x = 0,8 \times 7650,66 = 6120,53 \text{ kN.}$$

$$\rightarrow 0,8 \times V^y = 0,8 \times 7127,19 = 5701,75 \text{ kN.}$$

$$V_t^x = 7156,36 \text{ kN} > 0,8V^x = 6120,53 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$V_t^y = 7512,82 \text{ kN} > 0,8V^y = 5701,75 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### c. Vérification des déplacements inter étages

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

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \text{ et } \Delta_K^y \leq \bar{\Delta} \text{ [2]}$$

Avec

$\bar{\Delta} = 0,01 \times h_e$  ; où  $h_e$  représente la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x ; \text{ où } \delta_K^x = R \times \delta_{eK}^x$$

$$\Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y ; \text{ où } \delta_K^y = R \times \delta_{eK}^y$$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacements relatifs au niveau **K** par rapport au niveau **K-1**

dans le sens x-x.

$\Delta_K^y$  : Correspond au déplacements relatifs au niveau **K** par rapport au niveau **K-1**

dans le sens y-y.

$\delta_K^x$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_x$  (y compris l'effet de torsion).

$\delta_K^y$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_y$  (y compris l'effet de torsion).

**R** : Le coefficient de comportement global de la structure obtenu par RPA99 version2003.

$\delta_{eK}^x$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau **K** dans le sens x-x (obtenu par l'analyse des résultats par **SAP2000**).

$\delta_{eK}^y$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau **K** dans le sens y-y (obtenu par l'analyse des résultats par **SAP2000**).

**Tableau IV.8.** Vérification des déplacements inter étages du 2<sup>ème</sup> modèle.

Niveaux	$\delta_{eK}^x$ [cm]	$\delta_{eK}^y$ [cm]	$\delta_K^x$ [cm]	$\delta_K^y$ [cm]	$\Delta_K^x$ [cm]	$\Delta_K^y$ [cm]	$\bar{\Delta}$ [cm]	Observation
10 <sup>ème</sup>	6,54	5,46	32,7	27,3	3,3	2,9	3,60	Vérifiée
9 <sup>ème</sup>	5,88	4,88	29,4	24,4	3,35	2,95	3,60	Vérifiée
8 <sup>ème</sup>	5,21	4,29	26,05	21,45	3,4	3	3,60	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	4,53	3,69	22,65	18,45	3,45	2,9	3,60	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	3,84	3,11	19,2	15,55	3,35	2,85	3,60	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	3,17	2,54	15,85	12,7	3,3	2,75	3,60	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	2,51	1,99	12,55	9,95	3,1	2,6	3,60	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	1,89	1,47	9,45	7,35	2,85	2,3	3,60	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	1,32	1,01	6,6	5,05	2,5	2	3,60	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	0,82	0,61	4,1	3,05	2	1,55	3,60	Vérifiée
RDC	0,42	0,3	2,1	1,5	1,45	1,05	3,60	Vérifiée
Entre sol	0,13	0,09	0,65	0,45	0,65	0,45	3,40	Vérifiée
Base	0	0	0	0	0	0	0	Vérifiée

➤ Note

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version2003** », donc la condition au-dessous est **vérifiée**.

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \text{ et } \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

**d. Vérification du critère de l'effort normal réduit**

Pour vérifier le critère de l'effort normal réduit, on vérifie la condition suivante

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30. [2]$$

*Avec*

$B_c$  : La section du poteau.

$N_d$  : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (obtenu par l'analyse des résultats par **SAP2000**).

$f_{c28}$  : La résistance du béton à **28jours** (égale à **25 MPa**).

*Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant*

**1. Poteaux carrés**

**Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal pour les poteaux carrés.**

Niveaux	$N_d$ [kN]	$B_c$ [cm <sup>2</sup> ]	$v$	Observation	Section corrigée [cm <sup>2</sup> ]	$v$	Observation
<b>P10</b>	857,092	30×30	0,38	> 0,3	35×35	0,28	< 0,3
<b>P9</b>	857,092	30×30	0,38	> 0,3	35×35	0,28	< 0,3
<b>P8</b>	857,092	30×30	0,38	> 0,3	35×35	0,28	< 0,3
<b>P7</b>	857,092	30×30	0,38	> 0,3	35×35	0,28	< 0,3
<b>P6</b>	1630,811	35×35	0,53	> 0,3	50×50	0,26	< 0,3
<b>P5</b>	1630,811	35×35	0,53	> 0,3	50×50	0,26	< 0,3
<b>P4</b>	1630,811	35×35	0,53	> 0,3	50×50	0,26	< 0,3
<b>P3</b>	2174,919	40×40	0,54	> 0,3	55×55	0,29	< 0,3
<b>P2</b>	2174,919	40×40	0,54	> 0,3	55×55	0,29	< 0,3
<b>P1</b>	3049,941	45×45	0,60	> 0,3	65×65	0,29	< 0,3
<b>RDC</b>	3049,941	45×45	0,60	> 0,3	65×65	0,28	< 0,3
<b>Entre sol</b>	3049,941	45×45	0,60	> 0,3	65×65	0,28	< 0,3

*Note* Les efforts normaux réduits ont dépassé les valeurs admissibles imposées par le « **RPA99 version 2003** ». Donc on a augmenté les sections des poteaux dans la structure.

2. Poteaux circulaires**Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal pour les poteaux circulaires.**

Niveaux	$N_d$ [kN]	$B_c$ [cm <sup>2</sup> ]	$D$ [cm]	$\nu$	Obs	Section corrigée [cm <sup>2</sup> ]	$D$ [cm]	$\nu$	Obs
<b>P10</b>	/	/	/	/	/	/	/	/	/
<b>P9</b>	1014,203	961,625	35	0,42	> 0,3	1589,625	45	0,25	< 0,3
<b>P8</b>	1014,203	961,625	35	0,42	> 0,3	1589,625	45	0,25	< 0,3
<b>P7</b>	1014,203	961,625	35	0,42	> 0,3	1589,625	45	0,25	< 0,3
<b>P6</b>	1381,864	1256,00	40	0,44	> 0,3	1962,50	50	0,28	< 0,3
<b>P5</b>	2120,580	1589,625	45	0,53	> 0,3	2826,00	60	0,30	= 0,3
<b>P4</b>	2120,580	1589,625	45	0,53	> 0,3	2826,00	60	0,30	= 0,3
<b>P3</b>	2496,192	1962,50	50	0,51	> 0,3	3316,625	65	0,30	= 0,3
<b>P2</b>	3263,570	2374,625	55	0,55	> 0,3	4415,625	75	0,29	< 0,3
<b>P1</b>	3263,570	2374,625	55	0,55	> 0,3	4415,625	75	0,29	< 0,3
<b>RDC</b>	4073,319	2826,00	60	0,57	> 0,3	5671,625	85	0,28	< 0,3
<b>Entre sol</b>	4073,319	2826,00	60	0,57	> 0,3	5671,625	85	0,28	< 0,3

Note Les efforts normaux réduits ont dépassé les valeurs admissibles imposées par le « RPA99 version 2003 ». Donc on a augmenté les sections des poteaux dans la structure.

e. Caractéristiques dynamique propres du 3<sup>ème</sup> modèle (après augmentation des sections des poteaux)

L'analyse dynamique de la structure à conduit à

- Une période fondamentale  $T=0,849$  sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 46<sup>ème</sup> mode

**Tableau IV.11. Participation massique du modèle final (après vérification de l'effort normal réduit).**

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
MODAL	Mode	1	0,849669	0,61134	0,00084	0,00000365	0,61134	0,00084	0,00000365
MODAL	Mode	2	0,761188	0,00101	0,60789	0,000007098	0,61235	0,60873	0,00001075
MODAL	Mode	3	0,537274	0,01057	0,00008935	0,000003137	0,62292	0,60882	0,00001388
MODAL	Mode	4	0,231984	0,19139	0,00018	0,00001164	0,81431	0,60901	0,00002552
MODAL	Mode	5	0,199199	0,00016	0,19486	0,00009268	0,81447	0,80387	0,00012
MODAL	Mode	6	0,140759	0,0027	0,00003494	0,00088	0,81717	0,8039	0,001
MODAL	Mode	46	0,056184	0,00139	0,0375	0,00757	0,94328	0,93417	0,61149

- 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.

f. Résultantes des forces sismiques

D'après l'analyse des résultats de SAP2000, on a

$$W = 73199,16 \text{ kN.}$$

$$V_t^x = 7982,73 \text{ kN} ; V_t^y = 8526,33 \text{ kN.}$$

$$V^x = 0,144 \times W = 0,114 \times 73199,16 \rightarrow V^x = 8344,70 \text{ kN.}$$

$$V^y = 0,1062 \times W = 0,1062 \times 73199,16 \rightarrow V^y = 7773,75 \text{ kN.}$$

$$\rightarrow 0,8 \times V^x = 0,8 \times 8344,70 = 6675,76 \text{ kN.}$$

$$\rightarrow 0,8 \times V^y = 0,8 \times 7773,75 = 6219,00 \text{ kN.}$$

$$V_t^x = 7982,73 \text{ kN} > 0,8V^x = 6675,76 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$V_t^y = 8526,33 \text{ kN} > 0,8V^y = 6219,00 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**g. Vérification inter étages**

**Tableau IV.12. Vérification des déplacements inter étages du modèle final.**

Niveaux	$\delta_{eK}^x$ [cm]	$\delta_{eK}^y$ [cm]	$\delta_K^x$ [cm]	$\delta_K^y$ [cm]	$\Delta_K^x$ [cm]	$\Delta_K^y$ [cm]	$\bar{\Delta}$ [cm]	Observation
10 <sup>ème</sup>	5,26	4,21	26,30	21,08	2,63	2,25	3,60	Vérifiée
9 <sup>ème</sup>	4,73	3,76	23,66	18,83	2,65	2,27	3,60	Vérifiée
8 <sup>ème</sup>	4,20	3,31	21,01	16,56	2,72	2,30	3,60	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	3,66	2,85	18,29	14,25	2,74	2,24	3,60	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	3,10	2,40	15,54	12,00	2,66	2,18	3,60	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	2,57	1,96	12,88	9,82	2,62	2,11	3,60	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	2,05	1,54	10,26	7,71	2,51	1,98	3,60	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	1,55	1,14	7,75	5,73	2,30	1,79	3,60	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	1,08	0,78	5,44	3,93	2,03	1,53	3,60	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	0,68	0,48	3,40	2,40	1,64	1,20	3,60	Vérifiée
RDC	0,35	0,23	1,76	1,19	1,19	0,82	3,60	Vérifiée
Entre sol	0,11	0,07	0,57	0,36	0,57	0,36	3,40	Vérifiée
Base	0	0	0	0	0	0	0	Vérifiée

**h. Justification du coefficient de comportement « R » [2]**

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (**système 4.a**) ainsi définie par l'**RPA99 v2003**, Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques et les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

**h.1. Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles**

- L'effort normal total à la base de la structure  $P_{Tot} = 73199,16 \text{ kN}$ .
- L'effort normal à la base repris par les voiles  $P_{voiles} = 15589,88 \text{ kN}$ .

$$\frac{P_{voiles}}{P_{Tot}} = 21,29 \% > 20 \% [2]$$

**Remarque**

Dans notre cas les voiles reprennent plus de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales. Donc le choix qu'on a pris « **R = 5** » **n'est pas justifié**. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. [2]

On prend « **R = 3,5** ».

➤ Donc, la valeur de la force sismique **V** sera

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W \rightarrow V_x = \frac{0,25 \times 1,90 \times 1,2}{3,5} \times W \rightarrow V_x = 0,163W$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \times W \rightarrow V_y = \frac{0,25 \times 1,77 \times 1,2}{3,5} \times W \rightarrow V_y = 0,152W$$

**i. Résultantes des forces sismiques (après la correction de la valeur de « R »)**

*D'après l'analyse des résultats de SAP2000, on a*

$$W = 73199,16 \text{ kN.}$$

$$V_t^x = 7982,73 \text{ kN} ; V_t^y = 8526,33 \text{ kN.}$$

$$V^x = 0,163 \times W = 0,163 \times 73199,16 \rightarrow V^x = 11934,46 \text{ kN.}$$

$$V^y = 0,152 \times W = 0,152 \times 73199,16 \rightarrow V^y = 11126,27 \text{ kN.}$$

$$\rightarrow 0,8 \times V^x = 0,8 \times 11934,46 = 9547,57 \text{ kN.}$$

$$\rightarrow 0,8 \times V^y = 0,8 \times 11126,27 = 8901,02 \text{ kN.}$$

$$V_t^x = 7982,73 \text{ kN} < 0,8V^x = 9547,57 \text{ kN} \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$V_t^y = 8526,33 \text{ kN} < 0,8V^y = 8901,02 \text{ kN} \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

Il faut donc augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport au-dessous

$$r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 01,20 ; r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 01,04.$$

j. Vérification inter étages (après la correction de la valeur de « R »).**Tableau IV.13.** Vérification des déplacements inter étages du modèle final (après la correction de « R »).

Niveaux	$\delta_{eK}^x$ [cm]	$\delta_{eK}^y$ [cm]	$\delta_K^x$ [cm]	$\delta_K^y$ [cm]	$\Delta_K^x$ [cm]	$\Delta_K^y$ [cm]	$\bar{\Delta}$ [cm]	Observation
10 <sup>ème</sup>	5,51	4,43	23,14	18,61	2,31	2,02	3,60	Vérifiée
9 <sup>ème</sup>	4,96	3,95	20,83	16,59	2,31	1,97	3,60	Vérifiée
8 <sup>ème</sup>	4,41	3,48	18,52	14,62	2,43	2,06	3,60	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	3,83	2,99	16,09	12,56	2,4	1,98	3,60	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	3,26	2,52	13,69	10,58	2,35	1,93	3,60	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	2,7	2,06	11,34	8,65	2,31	1,85	3,60	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	2,15	1,62	9,03	6,8	2,23	1,76	3,60	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	1,62	1,2	6,8	5,04	2,01	1,6	3,60	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	1,14	0,82	4,79	3,44	1,81	1,34	3,60	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	0,71	0,5	2,98	2,1	1,43	1,05	3,60	Vérifiée
RDC	0,37	0,25	1,55	1,05	1,05	0,76	3,60	Vérifiée
Entre sol	0,12	0,07	0,5	0,29	0,5	0,29	3,40	Vérifiée
Base	0	0	0	0	0	0	0	Vérifiée

➤ Note

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** », donc la condition au-dessous est **vérifiée**.

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \text{ et } \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

**k. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet **P-Δ** peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10 [2].$$

Avec

$P_k$  : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation au dessus du niveau « k ».

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k – 1 ».

$h_k$  : hauteur de l'étage « k ».

Sens x-x

**Tableau IV.14. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ dans le Sens x.**

Niveaux [m]	$P_k$ [kN]	$\Delta_k$ [m]	$V_k$ [kN]	$h_k$ [m]	$\theta$	Vérification
43,00	1035,2	0,0231	477,79	3,60	0,01	≤ 0,1 OK
39,40	6314,92	0,0231	1940,46	3,60	0,02	≤ 0,1 OK
35,80	11451,94	0,0243	3078,06	3,60	0,03	≤ 0,1 OK
32,20	17320,5	0,024	4069,6	3,60	0,03	≤ 0,1 OK
28,60	23559,85	0,0235	4902,49	3,60	0,03	≤ 0,1 OK
25	29663,72	0,0231	5629,65	3,60	0,03	≤ 0,1 OK
21,40	36141,52	0,0223	6273,3	3,60	0,04	≤ 0,1 OK
17,80	42633,07	0,0201	6865,47	3,60	0,03	≤ 0,1 OK
14,20	49203,06	0,0181	7380,15	3,60	0,03	≤ 0,1 OK
10,60	56404,79	0,0143	7818,95	3,60	0,03	≤ 0,1 OK
7	64753,79	0,0105	8183,64	3,60	0,02	≤ 0,1 OK
3,40	73199,16	0,005	8352,12	3,40	0,01	≤ 0,1 OK

Sens y-y

**Tableau IV.14.** Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  dans le Sens y.

<b>Niveaux [m]</b>	<b><math>P_k</math> [kN]</b>	<b><math>\Delta_k</math> [m]</b>	<b><math>V_k</math> [kN]</b>	<b><math>h_k</math> [m]</b>	<b><math>\theta</math></b>	<b>Vérification</b>
43,00	1035,2	0,0202	448,68	3,60	0,01	$\leq 0,1$ OK
39,40	6314,92	0,0197	2127,86	3,60	0,02	$\leq 0,1$ OK
35,80	11451,94	0,0206	3332,36	3,60	0,02	$\leq 0,1$ OK
32,20	17320,5	0,0198	4372,08	3,60	0,02	$\leq 0,1$ OK
28,60	23559,85	0,0193	5296,71	3,60	0,02	$\leq 0,1$ OK
25	29663,72	0,0185	6098,26	3,60	0,02	$\leq 0,1$ OK
21,40	36141,52	0,0176	6794,77	3,60	0,03	$\leq 0,1$ OK
17,80	42633,07	0,016	7405,83	3,60	0,03	$\leq 0,1$ OK
14,20	49203,06	0,0134	7925,55	3,60	0,02	$\leq 0,1$ OK
10,60	56404,79	0,0105	8366,99	3,60	0,02	$\leq 0,1$ OK
7	64753,79	0,0076	8744,8	3,60	0,02	$\leq 0,1$ OK
3,40	73199,16	0,0029	8919,29	3,40	0,01	$\leq 0,1$ OK

# **CHAPITRE V**

## **FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS**

## V.1. Introduction

Le ferrailage des éléments résistant 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

- Poteaux
- Poutres
- 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. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

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 :

**Tableau 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)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	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

Situation durable **ELU : 1,35G+1,5Q [4]**  
**ELS : G+Q**

#### b. Selon RPA 99

Situation accidentelle : **G+Q+E [2]**  
**0,8G±E**

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )
- 2- Effort normal minimal et le moment correspondant ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )
- 3- Le moment maximum et l'effort correspondant ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )

### **V.2.3. Recommandation selon RPA99 version 2003**

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par

$$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 0,4\% \quad \text{Zone courante (Z.C) [2]}$$

$$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 0,6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R) [2]}$$

#### **Avec**

$A_s$  : La section d'acier.

$B$  : Section du béton [ $\text{cm}^2$ ].

- Le diamètre minimal est de **12 mm**.
- La longueur minimale de **50 Ø** en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20cm**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

N.B On utilise Le logiciel de **SOCOTEC** pour le ferrailage des sections.

### 1. Situation durable

➤ Combinaison 1,35G+1,5Q [4].

#### • Poteaux carrés

##### a. ( $N^{max}$ , $M^{corr}$ )

**Tableau V.2. Ferrailages des poteaux carrés situation durable ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ )**

Niveaux	Section ( $cm^2$ )	$N^{max}$ (KN)	$M^{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$A_{s\ min}$ RPA
Entre sol / RDC / 1 <sup>er</sup>	65×65	-3320	14,23	SEC	0	0	38,02
2 <sup>ème</sup> / 3 <sup>ème</sup>	55×55	-2354,65	25,56	SEC	0	0	27,22
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup> / 6 <sup>ème</sup>	50×50	-1763,88	-17,33	SEC	0	0	22,5
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup> / 10 <sup>ème</sup>	35×35	-922,93	14,81	SEC	0	0	11,02

##### b. ( $N^{min}$ , $M^{corr}$ )

**Tableau V.3. Ferrailages des poteaux carrés situation durable ( $N^{min}$ ,  $M^{corr}$ )**

Niveaux	Section ( $cm^2$ )	$N^{min}$ (KN)	$M^{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$A_{s\ min}$ RPA
Entre sol / RDC / 1 <sup>er</sup>	65×65	-28,94	-18,97	SPC	0,48	0	38,02
2 <sup>ème</sup> / 3 <sup>ème</sup>	55×55	-544,96	-27,22	SEC	0	0	27,22
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup> / 6 <sup>ème</sup>	50×50	-184,99	-29,90	SEC	0	0	22,5
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup> / 10 <sup>ème</sup>	35×35	-22,62	-29,89	SPC	2,76	0	11,02

##### c. ( $M^{max}$ , $N^{corr}$ )

**Tableau V.4. Ferrailages des poteaux carrés situation durable ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ )**

Niveaux	Section ( $cm^2$ )	$M^{max}$ (KN.m)	$N^{corr}$ (KN)	Sollicitation	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$A_{s\ min}$ RPA
Entre sol / RDC / 1 <sup>er</sup>	65×65	-48,25	-1432	SEC	0	0	38,02
2 <sup>ème</sup> / 3 <sup>ème</sup>	55×55	-57,80	-1090,08	SEC	0	0	27,22
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup> / 6 <sup>ème</sup>	50×50	-84,81	-623,47	SEC	0	0	22,5
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup> / 10 <sup>ème</sup>	35×35	-48,34	-139,55	SPC	3,04	0	11,02

**Poteaux circulaires****a.  $(N^{max}, M^{corr})$** **Tableau V.5. Ferrailages des poteaux circulaires situation durable  $(N^{max}, M^{corr})$** 

Niveaux	D (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )	$N^{max}$ (KN)	$M^{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min}$ RPA
Entre sol / RDC	85	5674,5	-4244,0	-10,01	SEC	0	51,07
1 <sup>er</sup> /2 <sup>ème</sup>	75	4417,8	-3362,0	-22,08	SEC	0	39,76
3 <sup>ème</sup>	65	3318,3	-2538,7	-27,44	SEC	0	29,86
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup>	60	2827,4	-2146,5	-30,36	SEC	0	25,44
6 <sup>ème</sup>	50	1963,5	-1415,9	-59,32	SEC	0	17,67
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup>	45	1590,4	-1076,1	-58,08	SEC	0	14,31

**b.  $(N^{min}, M^{corr})$** **Tableau V.6. Ferrailages des poteaux circulaires situation durable  $(N^{min}, M^{corr})$** 

Niveaux	D (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )	$N^{min}$ (KN)	$M^{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min}$ RPA
Entre sol / RDC	85	5674,5	-150,35	-68,39	Pivot A	0,78	51,07
1 <sup>er</sup> /2 <sup>ème</sup>	75	4417,8	-106,94	46,63	Pivot A	0,9	39,76
3 <sup>ème</sup>	65	3318,3	-1253,15	-28,55	SEC	0	29,86
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup>	60	2827,4	-787,56	-41,0	SEC	0	25,44
6 <sup>ème</sup>	50	1963,5	-558,16	-34,59	SEC	0	17,67
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup>	45	1590,4	-119,92	51,93	Pivot B	5,29	14,31

**c.  $(M^{max}, N^{corr})$** **Tableau V.7. Ferrailages des poteaux circulaires situation durable  $(M^{max}, N^{corr})$** 

Niveaux	D (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )	$M^{max}$ (KN.m)	$N^{corr}$ (KN)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min}$ RPA
Entre sol / RDC	85	5674,5	42,80	-150,35	SEC	0	51,07
1 <sup>er</sup> /2 <sup>ème</sup>	75	4417,8	46,63	-106,94	Pivot A	0,87	39,76
3 <sup>ème</sup>	65	3318,3	-45,18	-2021,1	SEC	0	29,86
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup>	60	2827,4	-66,68	-1409,0	SEC	0	25,44
6 <sup>ème</sup>	50	1963,5	56,39	-1125,4	SEC	0	17,67
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup>	45	1590,4	51,93	-119,92	Pivot A	5,29	14,31

## 2. Situation accidentelle

➤ Combinaison : G+Q+E [2].

### • Poteaux carrés

#### a. ( $N^{max}$ , $M^{corr}$ )

**Tableau V.8. Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ )**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$N^{max}$ (KN)	$M^{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min}$ RPA
Entre sol / RDC / 1 <sup>er</sup>	65×65	-2684,30	-149,76	SEC	0	0	38,02
2 <sup>ème</sup> / 3 <sup>ème</sup>	55×55	-948,05	-65,00	SEC	0	0	27,22
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup> / 6 <sup>ème</sup>	50×50	-1472,22	-152,42	SEC	0	0	22,5
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup> / 10 <sup>ème</sup>	35×35	-791,72	-82,35	SEC	0	0	11,02

#### b. ( $N^{min}$ , $M^{corr}$ )

**Tableau V.9. Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle ( $N^{min}$ ,  $M^{corr}$ )**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$N^{min}$ (KN)	$M^{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min}$ RPA
Entre sol / RDC / 1 <sup>er</sup>	65×65	426,75	51,05	SET	2,83	7,84	38,02
2 <sup>ème</sup> / 3 <sup>ème</sup>	55×55	-504,45	99,67	SEC	0	0	27,22
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup> / 6 <sup>ème</sup>	50×50	51,03	79,00	SPC	0	5,35	22,5
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup> / 10 <sup>ème</sup>	35×35	26,16	10,80	SPC	0	1,35	11,02

#### b. ( $M^{max}$ , $N^{corr}$ )

**Tableau V.10. Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ )**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$M^{max}$ (KN)	$N^{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min}$ RPA
Entre sol / RDC / 1 <sup>er</sup>	65×65	-215,51	-1577,75	SEC	0	0	38,02
2 <sup>ème</sup> / 3 <sup>ème</sup>	55×55	-256,66	-935,74	SEC	0	0	27,22
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup> / 6 <sup>ème</sup>	50×50	265,02	-85,87	SPC	0	15,33	22,5
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup> / 10 <sup>ème</sup>	35×35	139,11	-150,39	SPC	0	12,36	11,02

- Poteaux circulaires

- a. ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ )

**Tableau V.11. Ferrailages des poteaux circulaires situation accidentelle ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ )**

Niveaux	D (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )	$N^{max}$ (KN)	$M^{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min}$ RPA
Entre sol / RDC	85	5674,5	-3552,46	-174,48	SEC	0	51,07
1 <sup>er</sup> /2 <sup>ème</sup>	75	4417,8	-2873,98	-178,87	SEC	0	39,76
3 <sup>ème</sup>	65	3318,3	-2198,10	-201,59	SEC	0	29,86
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup>	60	2827,4	-1871,14	-205,45	SEC	0	25,44
6 <sup>ème</sup>	50	1963,5	-1240,86	-171,92	SEC	0	17,67
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup>	45	1590,4	-945,85	-156,69	SEC	0	14,31

- b. ( $N^{min}$ ,  $M^{corr}$ )

**Tableau V.12. Ferrailages des poteaux circulaires situation accidentelle ( $N^{min}$ ,  $M^{corr}$ )**

Niveaux	D (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )	$N^{min}$ (KN)	$M^{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min}$ RPA
Entre sol / RDC	85	5674,5	-58,00	105,16	Pivot A	1,06	51,07
1 <sup>er</sup> /2 <sup>ème</sup>	75	4417,8	-24,49	171,26	Pivot A	13,0	39,76
3 <sup>ème</sup>	65	3318,3	-665,54	87,56	SEC	0	29,86
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup>	60	2827,4	-421,79	103,44	SEC	0	25,44
6 <sup>ème</sup>	50	1963,5	-301,39	71,19	SEC	0	17,67
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup>	45	1590,4	-54,96	60,13	Pivot A	7,08	14,31

- b. ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ )

**Tableau V.13. Ferrailages des poteaux circulaires situation accidentelle ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ )**

Niveaux	D (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )	$M^{max}$ (KN.m)	$N^{corr}$ (KN)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min}$ RPA
Entre sol / RDC	85	5674,5	-228,48	-2928,3	SEC	0	51,07
1 <sup>er</sup> /2 <sup>ème</sup>	75	4417,8	265,52	-1358,6	SEC	0	39,76
3 <sup>ème</sup>	65	3318,3	-221,53	-1750,4	SEC	0	29,86
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup>	60	2827,4	-255,07	-1156,6	Pivot B	1,47	25,44
6 <sup>ème</sup>	50	1963,5	178,64	-745,93	Pivot B	8,79	17,67
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup>	45	1590,4	-148,81	-255,93	Pivot B	20,03	14,31

➤ Combinaison **0,8G ± E [2]**.

• **Poteaux carrés**

**a. ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ )**

**Tableau V.14. Ferrillages des poteaux carrés situation accidentelle ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ )**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$N^{max}$ (KN)	$M^{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min}$ RPA
Entre sol / RDC / 1 <sup>er</sup>	65×65	-1844,57	-121,21	SEC	0	0	38,02
2 <sup>ème</sup> / 3 <sup>ème</sup>	55×55	-1307,31	-129,43	SEC	0	0	27,22
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup> / 6 <sup>ème</sup>	50×50	-1014,29	-148,73	SEC	0	0	22,5
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup> / 10 <sup>ème</sup>	35×35	-564,16	-78,59	SEC	0	0	11,02

**b. ( $N^{min}$ ,  $M^{corr}$ )**

**Tableau V.15. Ferrillages des poteaux carrés situation accidentelle ( $N^{min}$ ,  $M^{corr}$ )**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$N^{min}$ (KN)	$M^{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min}$ RPA
Entre sol / RDC / 1 <sup>er</sup>	65×65	691,67	53,40	SET	6,03	11,26	38,02
2 <sup>ème</sup> / 3 <sup>ème</sup>	55×55	318,84	167,91	SPC	0	13,27	27,22
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup> / 6 <sup>ème</sup>	50×50	156,88	85,67	SPC	0	7,23	22,5
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup> / 10 <sup>ème</sup>	35×35	28,72	18,82	SPC	0	2,11	11,02

**b. ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ )**

**Tableau V.16. Ferrillages des poteaux carrés situation accidentelle ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ )**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$M^{max}$ (KN)	$N^{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min}$ RPA
Entre sol / RDC / 1 <sup>er</sup>	65×65	-204,61	-1172,96	SEC	0	0	38,02
2 <sup>ème</sup> / 3 <sup>ème</sup>	55×55	244,53	168,60	SPC	0	15,44	27,22
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup> / 6 <sup>ème</sup>	50×50	245,47	-15,51	SPC	0	14,9	22,5
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup> / 10 <sup>ème</sup>	35×35	127,48	-95,61	SPC	0	11,56	11,02

- Poteaux circulaires

- a. ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ )

**Tableau V.17. Ferrailages des poteaux circulaires situation accidentelle ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ )**

Niveaux	D (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )	$N^{max}$ (KN)	$M^{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min}$ RPA
Entre sol / RDC	85	5674,5	-2469,75	-169,08	SEC	0	51,07
1 <sup>er</sup> /2 <sup>ème</sup>	75	4417,8	-2011,87	-164,88	SEC	0	39,76
3 <sup>ème</sup>	65	3318,3	-1543,66	-184,69	SEC	0	29,86
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup>	60	2827,4	-1316,43	-186,78	SEC	0	25,44
6 <sup>ème</sup>	50	1963,5	-878,29	-154,37	Pivot B	0,71	17,67
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup>	45	1590,4	-676,82	-139,64	Pivot B	2,66	14,31

- b. ( $N^{min}$ ,  $M^{corr}$ )

**Tableau V.18. Ferrailages des poteaux circulaires situation accidentelle ( $N^{min}$ ,  $M^{corr}$ )**

Niveaux	D (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )	$N^{min}$ (KN)	$M^{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min}$ RPA
Entre sol / RDC	85	5674,5	9,34	54,81	Pivot A	3,79	51,07
1 <sup>er</sup> /2 <sup>ème</sup>	75	4417,8	51,94	160,5	Pivot A	11,37	39,76
3 <sup>ème</sup>	65	3318,3	-346,93	94,60	SEC	0	29,86
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup>	60	2827,4	-220,38	113,76	Pivot A	5,93	25,44
6 <sup>ème</sup>	50	1963,5	-158,96	79,87	Pivot A	5,98	17,67
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup>	45	1590,4	-25,90	69,04	Pivot A	9,34	14,31

- b. ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ )

**Tableau V.19. Ferrailages des poteaux circulaires situation accidentelle ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ )**

Niveaux	D (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )	$M^{max}$ (KN.m)	$N^{corr}$ (KN)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min}$ RPA
Entre sol / RDC	85	5674,5	-227,85	-1939,8	SEC	0	51,07
1 <sup>er</sup> /2 <sup>ème</sup>	75	4417,8	254,53	-731,00	Pivot A	2,32	39,76
3 <sup>ème</sup>	65	3318,3	-208,96	-1216,7	SEC	0	29,86
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup>	60	2827,4	-237,65	-786,84	Pivot B	7,6	25,44
6 <sup>ème</sup>	50	1963,5	163,38	-453,17	Pivot B	12,63	17,67
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup>	45	1590,4	-138,84	-179,13	Pivot B	18,85	14,31

V.2.4. Choix des armatures

• Poteaux carrés

Tableau V.20. Choix des armatures des poteaux carrés.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.R) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.C) (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Entre sol / RDC / 1 <sup>er</sup>	65×65	11,26	38,02	253,5	169	4T25+8T20	44,75
2 <sup>ème</sup> / 3 <sup>ème</sup>	55×55	15,44	27,22	181,5	121	4T20+8T16	28,64
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup> / 6 <sup>ème</sup>	50×50	14,90	22,5	150	100	4T20+8T16	28,64
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup> / 10 <sup>ème</sup>	35×35	12,36	11,02	73,5	49	12T14	18,46

• Poteaux circulaires

Tableau V.21. Choix des armatures des poteaux circulaires.

Niveaux	D (cm)	Sections (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.R) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.C) (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Entre sol / RDC	85	5674,5	3,79	51,07	340,47	226,98	12T25	58,88
1 <sup>er</sup> /2 <sup>ème</sup>	75	4417,8	14,08	39,76	265,06	176,71	6T25+4T20	42,00
3 <sup>ème</sup>	65	3318,3	0	29,86	199,09	132,73	10T20	31,40
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup>	60	2827,4	7,60	25,44	169,64	113,09	10T20	31,40
6 <sup>ème</sup>	50	1963,5	12,63	17,67	117,81	78,54	4T20+4T16	20,60
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup>	45	1590,4	18,85	14,31	95,42	63,61	4T20+4T16	20,60

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<sub>ser</sub>, N<sub>ser</sub>) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par

➤ **Béton**  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$  [1].

➤ **Acier** Fissuration peu nuisible...Pas de vérification.

• Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi_s = \text{Min} (\frac{2}{3} f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}} ) )$ .

• Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8\xi_s$ .

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

- **Poteaux carrés**

a. ( $N_{ser}^{max}$ ;  $M_{ser}^{corr}$ .)

**Tableau V.22. Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés.**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{max}$ (KN)	$M_{ser}^{corr}$ (KN.m)	Section	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Entre sol / RDC / 1 <sup>er</sup>	65×65	-2403,20	10,21	44,75	66,4	201.63	4,46	15	ok
2 <sup>ème</sup> / 3 <sup>ème</sup>	55×55	-1704,57	18,33	28,64	70,9	201.63	4,83	15	ok
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup> / 6 <sup>ème</sup>	50×50	-1278,49	-12,48	24,12	64,0	201.63	4,38	15	ok
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup> / 10 <sup>ème</sup>	35×35	-669,78	10,63	15,20	69,5	201.63	5,02	15	ok

- **Poteaux carrés**

b. ( $M_{ser}^{max}$ ;  $N_{ser}^{corr}$ .)

**Tableau V.23. Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés.**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$M_{ser}^{max}$ (KN)	$N_{ser}^{corr}$ (KN.m)	Section	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Entre sol / RDC / 1 <sup>er</sup>	65×65	-34,80	-1039,1	44,75	33,6	201.63	2,35	15	Ok
2 <sup>ème</sup> / 3 <sup>ème</sup>	55×55	-41,71	-790,83	28,64	42,0	201.63	3,06	15	Ok
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup> / 6 <sup>ème</sup>	50×50	-61,26	-452,06	24,12	43,6	201.63	3,51	15	Ok
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup> / 10 <sup>ème</sup>	35×35	-34,95	-101,68	15,20	42,5	201.63	5,28	15	Ok

- Poteaux circulairesa. ( $N_{ser}^{max}$ ;  $M_{ser}^{corr}$ .)Tableau V.24. Vérifications des contraintes pour les poteaux circulaires.

Niveaux	D (cm)	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{max}$ (KN)	$M_{ser}^{corr}$ (KN.m)	Section	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérif
Entre sol / RDC	85	5674,5	-3072,8	-7,11	56,52	72,34	201,63	4,83	15	OK
1 <sup>er</sup> /2 <sup>ème</sup>	75	4417,8	-2433,72	-15,73	41,70	76,98	201,63	5,17	15	OK
3 <sup>ème</sup>	65	3318,3	-1837,72	-19,58	31,40	81,06	201,63	5,48	15	OK
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup>	60	2827,4	-1553,93	-21,68	28,13	83,09	201,63	5,65	15	OK
6 <sup>ème</sup>	50	1963,5	-1027,03	-42,69	18,21	106,19	201,63	7,55	15	OK
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup>	45	1590,4	-3072,8	-7,11	16,08	102,23	201,63	8,42	15	OK

- Poteaux circulairesb. ( $M_{ser}^{max}$ ;  $N_{ser}^{corr}$ .)Tableau V.25. Vérifications des contraintes pour les poteaux circulaires.

Niveaux	D (cm)	Sections (cm <sup>2</sup> )	$M_{ser}^{max}$ (KN)	$N_{ser}^{corr}$ (KN.m)	Section	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérif
Entre sol / RDC	85	5674,5	30,80	-108,88	56,52	9,34	201,63	0,68	15	OK
1 <sup>er</sup> /2 <sup>ème</sup>	75	4417,8	-32,22	-1699,9	41,70	59,15	201,63	4,01	15	OK
3 <sup>ème</sup>	65	3318,3	-32,63	-1463,6	31,40	71,43	201,63	4,89	15	OK
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup>	60	2827,4	-45,26	-1020,6	28,13	70,23	201,63	4,92	15	OK
6 <sup>ème</sup>	50	1963,5	-63,26	-452,06	18,21	94,11	201,63	7,17	15	OK
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup>	45	1590,4	37,50	-87,21	16,08	72,11	201,63	6,32	15	OK

**V.2.6. Vérification De L'effort Tranchant**

➤ **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  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$  [1].....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**

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13f_{c28}, 5MPa)$  .....Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}, 4MPa)$ .....Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

➤ **Selon RPA99 version 2003**

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d=0,075$ .....si l'élancement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d=0,040$ .....si l'élancement  $\lambda < 5$

Avec

$\lambda$ : L'élancement du poteau  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

i : Rayon de giration.  $i = \left(\frac{I}{B}\right)^{\frac{1}{2}}$

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

$L_f$ : Longueur de flambement.

$f_e$  : 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

$$S_t \leq 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale (zone III). [2]}$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone courante (zone III). [2]}$$

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite

$$\begin{cases} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau carré } \left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

$$: \text{L'élancement géométrique du poteau circulaire } \lambda_g = \frac{4L_f}{D}$$

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).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

- **Poteaux carrés**

**Tableau V.26. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.**

Niveaux	Sections (cm)	$T_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda$	$p_d$	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\tau_{uBAEL}$ (MPa)	Vérif
Entre sol	65x65	- 49,08	0,129	12,68	0.075	1,875	2,50	OK
RDC / 1 <sup>er</sup>	65x65	- 49,08	0,129	13,43	0.075	1,875	2,50	OK
2 <sup>ème</sup> / 3 <sup>ème</sup>	55x55	- 46,65	0,171	15,87	0.075	1,875	2,50	OK
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup> / 6 <sup>ème</sup>	50x50	- 55,99	0,248	17,45	0.075	1,875	2,50	OK
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup> / 10 <sup>ème</sup>	35x35	- 46,48	0,421	24,94	0.075	1,875	2,50	OK

- Poteaux circulairesTableau V.27. Vérification de la contrainte de cisaillement poteaux.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ	p <sub>d</sub>	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	τ <sub>u</sub> BAEL (MPa)	Vérif
Entre sol /	85	24,50	0,04	11,20	0.075	1,875	2,50	<b>OK</b>
RDC	85	24,50	0,04	12,60	0.075	1,875	2,50	<b>OK</b>
1 <sup>er</sup> /2 <sup>ème</sup>	75	26,13	0,06	13,44	0.075	1,875	2,50	<b>OK</b>
3 <sup>ème</sup>	65	24,95	0,08	15,50	0.075	1,875	2,50	<b>OK</b>
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup>	60	36,46	0,14	16,8	0.075	1,875	2,50	<b>OK</b>
6 <sup>ème</sup>	50	-32,36	0,18	20,16	0.075	1,875	2,50	<b>OK</b>
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup>	45	29,47	0,20	11,20	0.075	1,875	2,50	<b>OK</b>

**V.2.7. Ferrailage transversal des poteaux**

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit

➤ Selon BAEL91 modifié 99

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right. \quad [1]$$

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 2003Tableau V.28. Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	barres	Ø <sub>t</sub> [mm]	S <sub>t</sub> (cm)	
				ZN	ZC
Entre sol / RDC / 1 <sup>er</sup>	65×65	4T25+8T20	25 et 20	10	15
2 <sup>ème</sup> / 3 <sup>ème</sup>	55×55	4T20+8T16	20 et 16	10	15
4 <sup>ème</sup> /5 <sup>ème</sup> /6 <sup>ème</sup>	50×50	12T16	16	10	15
7 <sup>ème</sup> /8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> / 10 <sup>ème</sup>	35×35	4T14+8T12	14 et 12	10	15

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e} [2].$$

Avec

A<sub>t</sub> : Section d'armatures transversales.

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

T<sub>u</sub> : Effort tranchant à l'ELU.

### V.2.8. Exemple de calcul

#### Espacement

D'après le RPA 99 article 7.4.22.

La valeur maximale est fixée comme suit

**En zone nodale :** (zone III)

**S<sub>t</sub> ≤ 10cm**

On prend une valeur de S<sub>t</sub> = 10cm

Calcul de λ<sub>g</sub> :

$$\lambda_g = \frac{4L_f}{D} = \frac{0.7 \times 4 \times 360}{45} = 22,40 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

- **Détermination de A<sub>t</sub>**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{D \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u}{D \cdot f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 29,47 \cdot 10^3 \times 100}{450 \times 400} = 0,40 \text{ cm}^2$$

A<sub>t</sub> = 0,40 cm<sup>2</sup> soit 2 cadres+cerces de T8 A<sub>t</sub> = 3,02cm<sup>2</sup>.

➤ **Vérification des cadres des armatures minimales**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases} \quad [2]$$

Dans notre cas  $\lambda_g = 22,40 \Rightarrow \frac{A_t}{S_t \times b} = 0.604\% \geq 0.3\%$

- Alors la condition est vérifiée.

**En zone courante** (zone III)

$$S_t \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10\Phi) \quad [2]$$

$\Phi$ : diamètre minimal longitudinal

On prend la valeur de  $S_t = 15\text{cm}$ .

Calcul de  $\lambda_g$

$$\lambda_g = \frac{4L_f}{D} = \frac{0.7 \times 4 \times 360}{45} = 22,4 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

Détermination de  $A_t$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u}{D \cdot f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 29,47 \cdot 10^3 \times 150}{450 \times 400} = 0,61 \text{cm}^2$$

$A_t = 0,61 \text{cm}^2$  soit 2 cadres+cercles de T8  $A_t = 3,02 \text{cm}^2$ .

➤ **Vérification des cadres des armatures minimales**

Soit la quantité d'armature minimale

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Dans notre cas  $\lambda_g = 22,40 \Rightarrow \frac{A_t}{S_t \times b} = 0.402\% \geq 0.3\%$

- Alors la condition est vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$V_{max} = 24,50 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{T_u}{bd} = 0,04 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.10f_{c28}, 4\text{Mpa}) = 2,5 \text{ MPA}$$

$\tau < \bar{\tau}$  Condition vérifiée.

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux

**Tableau V.29. Espacement maximale selon RPA99 des poteaux circulaires.**

Niveaux	D (cm)	barres	$\emptyset_l$ [mm]	$S_t$ (cm)	
				ZN	ZC
Entre sol / RDC	85	12T25	25	10	15
1 <sup>er</sup> /2 <sup>ème</sup>	75	6T25+4T20	25 et 20	10	15
3 <sup>ème</sup>	65	10T20	20	10	15
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup>	60	10T20	20	10	15
6 <sup>ème</sup>	50	4T20+4T16	20 et 16	10	15
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup>	45	8T16	16	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant

- **Poteaux circulaires**

**Tableau V.30. Choix des armatures transversales des poteaux circulaires**

Niveaux	D (cm)	$L_f$ (m)	$\lambda_g$ (%)	$\rho_a$	$T_u^{max}$ (kN)	Zone	$S_t$ (cm)	$A_t^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Entre sol / RDC	85	2,142	11,85	2,5	24,50	N	10	0,18	2T8+cerces	2,01
						C	15	0,27	2T8+cerces	2,01
1 <sup>er</sup> /2 <sup>ème</sup>	75	2,142	13,44	2,5	26,13	N	10	0,21	2T8+cerces	2,01
						C	15	0,32	2T8+cerces	2,01
3 <sup>ème</sup>	65	2,142	15,50	2,5	24,95	N	10	0,23	2T8+cerces	2,01
						C	15	0,35	2T8+cerces	2,01
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup>	60	2,142	16,80	2,5	36,46	N	10	0,37	2T8+cerces	2,01
						C	15	0,56	2T8+cerces	2,01
6 <sup>ème</sup>	50	2,142	20,16	2,5	-32,36	N	10	0,40	2T8+cerces	2,01
						C	15	0,60	2T8+cerces	2,01
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> / 9 <sup>ème</sup>	45	2,142	22,40	2,5	29,47	N	10	0,40	2T8+cerces	2,01
						C	15	0,61	2T8+cerces	2,01

- Poteaux carréesTableau V.31. Choix des armatures transversales des poteaux carrés.

Niveaux	Sections (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> )
Entre sol RDC / 1 <sup>er</sup>	65×65	2,38	3,66	3,75	49,08	N	10	0,70	6T8	3,02
						C	15	1,06	6T8	3,02
2 <sup>ème</sup> / 3 <sup>ème</sup>	55×55	2,52	4,58	3,75	46,65	N	10	0,95	6T8	3,02
						C	15	1,19	6T8	3,02
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup> / 6 <sup>ème</sup>	50×50	2,52	5,04	2,5	55,99	N	10	0,69	6T8	3,02
						C	15	1,04	6T8	3,02
7 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> / 10 <sup>ème</sup>	35×35	2,52	7,2	2,5	46,48	N	10	0,83	6T8	3,02
						C	15	1,24	6T8	3,02

**V.2.9. Longueur de recouvrement**

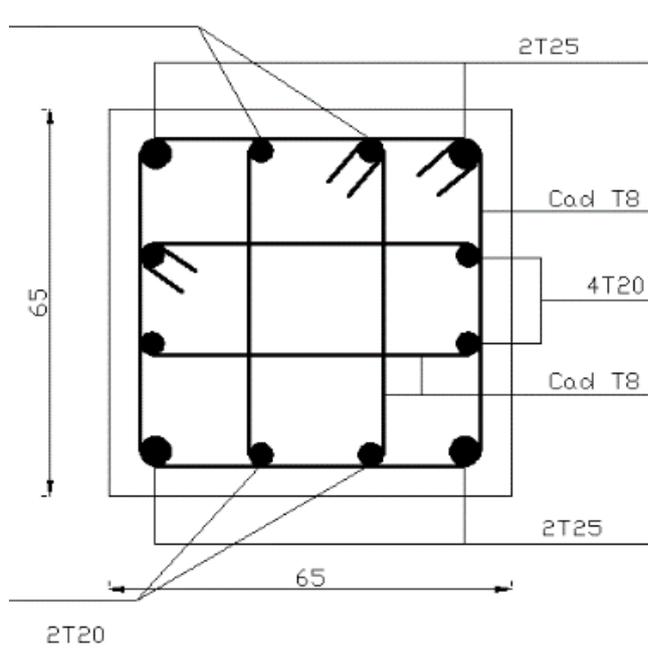
La longueur minimale de recouvrement est de : L<sub>r</sub>=50 φ<sub>l</sub> en **zone III**.

Pour

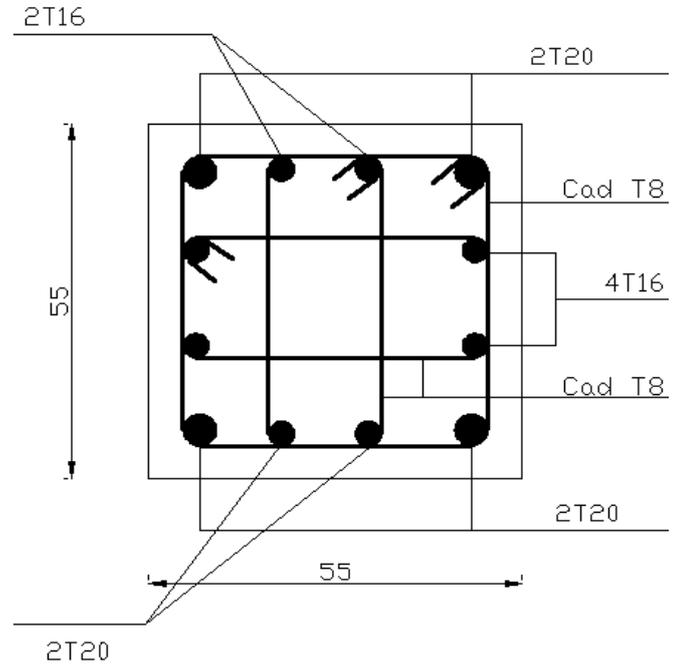
- Ø=25mm.....L<sub>r</sub>=125cm
- Ø=20mm.....L<sub>r</sub>=100cm
- Ø=16mm.....L<sub>r</sub>=80cm
- Ø=14mm.....L<sub>r</sub>=70cm
- Ø=12mm.....L<sub>r</sub>=60cm

V.2.10 . Schéma de ferrailage des poteaux

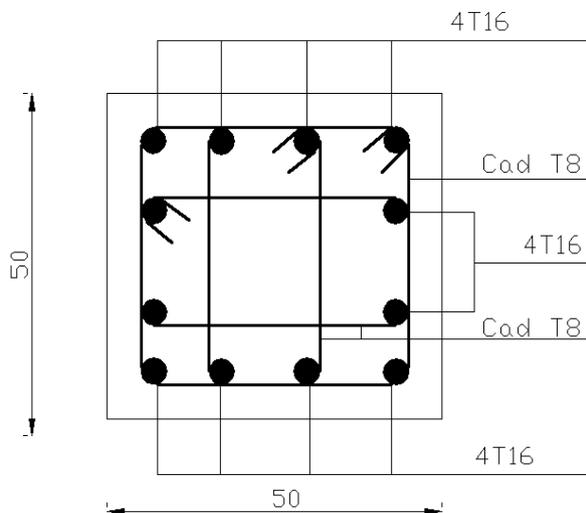
➤ Poteaux carrés



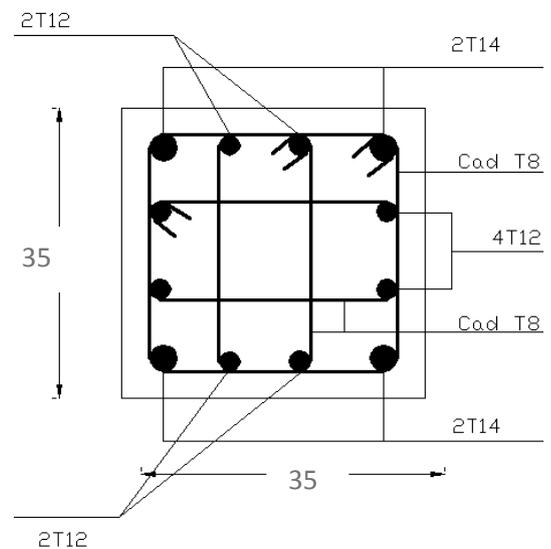
**Figure V.1.** Schéma de ferrailage du poteau carré 65×65 pour Entre sol / RDC / 1<sup>er</sup> étage.



**Figure V.2.** Schéma de ferrailage du poteau carré 55×55 pour 2<sup>ème</sup> / 3<sup>ème</sup> étages.

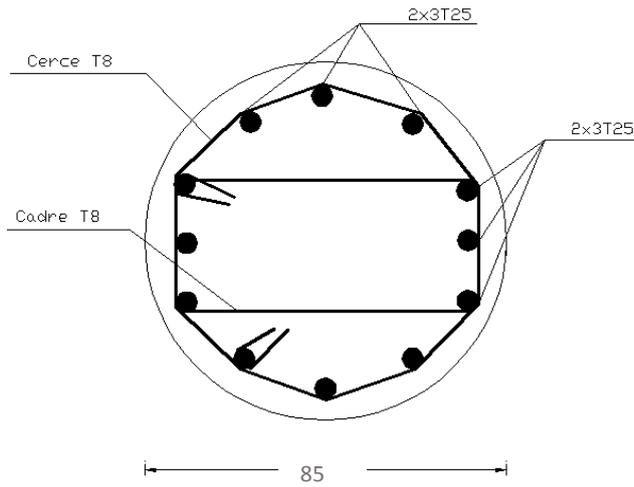


**Figure V.3.** Schéma de ferrailage du poteau carré 50×50 pour 7<sup>ème</sup>/8<sup>ème</sup>/9<sup>ème</sup> / 10<sup>ème</sup> étages.

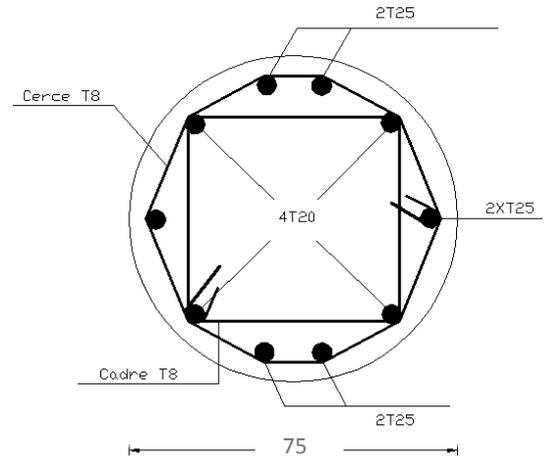


**Figure V.4.** Schéma de ferrailage du poteau carré 35×35 pour 4<sup>ème</sup> / 5<sup>ème</sup> / 6<sup>ème</sup> étages.

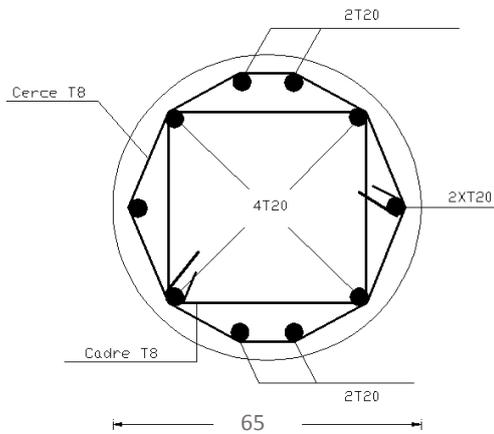
- Poteaux circulaires



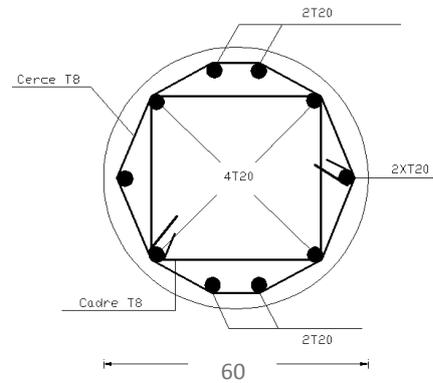
**Figure V.5.** Schéma de ferrailage du poteau circulaire  $D = 85$  cm pour Entre sol / RDC.



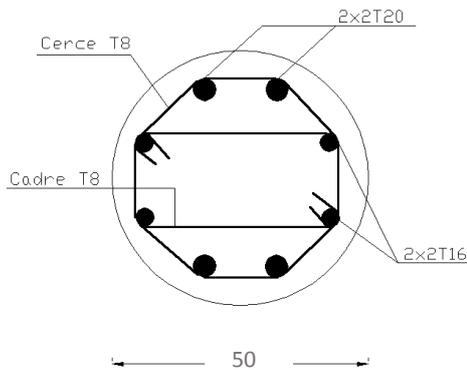
**Figure V.6.** Schéma de ferrailage du poteau circulaire  $D = 75$  cm pour 1<sup>er</sup> / 2<sup>ème</sup> étages.



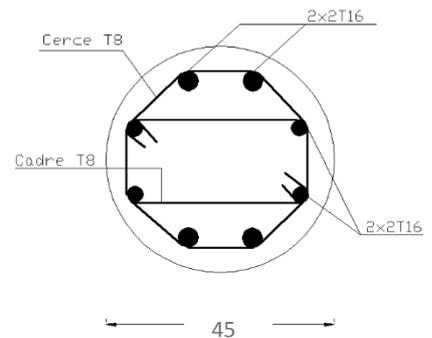
**Figure V.7.** Schéma de ferrailage du poteau circulaire  $D = 65$  cm pour 3<sup>ème</sup> étage.



**Figure V.8.** Schéma de ferrailage du poteau circulaire  $D = 60$  cm pour 4<sup>ème</sup> / 5<sup>ème</sup> étages.



**Figure V.9.** Schéma de ferrailage du poteau circulaire  $D = 50$  cm pour 6<sup>ème</sup> étage.



**Figure V.10.** Schéma de ferrailage du poteau circulaire  $D = 45$  cm pour 7<sup>ème</sup> / 8<sup>ème</sup> / 9<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    **ELU** :  $1,35G+1,5Q$   
                              **ELS** :  $G+Q$

##### b. Selon RPA 99

Situation accidentelle :  $G+Q+E$   
                                       $0,8G\pm E$

#### V.3.2 *Recommandations selon RPA99 version 2003*

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - **4%** en zone courante.
  - **6%** en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de **50 Ø** en **zone III**.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

#### 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 résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**1. Sens porteur**

a. Situation durable **1.35G+1.5Q**

**Tableau V.32. Ferrailage des poutres porteuses (35×50) cm<sup>2</sup> (situation durable).**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$M^{max}$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )
Entre sol	35×50	Travée	49,83	3,27	0
		Appui	-97,92	0	6,61
Etages courants	35×50	Travée	74,87	4,98	0
		Appui	-141,83	0	9,84
Terrasse	35×50	Travée	84,09	5,63	0
		Appui	-184,5	0	13,18

b. Situation accidentelle **G+Q+E**

**Tableau V.33. Ferrailage des poutres porteuses (35×50) cm<sup>2</sup> (situation accidentelle).**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$M^{max}$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )
Entre sol	35×50	Travée	107,02	6,17	0
		Appui	-121,63	0	7,06
Etages courants	35×50	Travée	200,50	12	0
		Appui	-276,62	0	17,13
Terrasse	35×50	Travée	124,90	7,26	0
		Appui	-272,71	0	16,86

c. Situation accidentelle **0.8 G + E****Tableau V.34. Ferrailage des poutres porteuses (35×50) cm<sup>2</sup> (situation accidentelle).**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$M^{max}$	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )
Entre sol	35×50	Travée	109,15	6,30	0
		Appui	-118,42	0	6,86
Etages courants	35×50	Travée	212,28	12,77	0
		Appui	-247,57	0	15,13
Terrasse	35×50	Travée	116,78	6,76	0
		Appui	-229,07	0	13,88

2. **Sens non porteur**a. Situation durable **1.35G+1.5Q****Tableau V.35 Ferrailage des poutres non porteuses (25×40) cm<sup>2</sup> (situation durable).**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$M^{max}$	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )
Entre sol	25×40	Travée	15,49	1,26	0
		Appui	-36,44	0	3,04
Etages courants	25×40	Travée	60,36	5,20	0
		Appui	-105,24	0	9,73
Terrasse	25×40	Travée	41,36	3,47	0
		Appui	-96,09	0	8,75

b. Situation accidentelle **G+Q+E****Tableau V.36. Ferrailage des poutres non porteuses (25×40) cm<sup>2</sup> (situation accidentelle)**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$M^{max}$	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )
Entre sol	25×40	Travée	72,26	5,32	0
		Appui	-78,25	0	5,79
Etages courants	25×40	Travée	196,07	16,47	0
		Appui	-222,15	0	19,37
Terrasse	25×40	Travée	141,98	11,17	0
		Appui	-175,05	0	14,31

d. Situation accidentelle **0.8 G + E****Tableau V.37. Ferrailage des poutres non porteuses (25×40) cm<sup>2</sup> (situation accidentelle).**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup>	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
Entre sol	25×40	Travée	70,90	5,21	0
		Appui	-75,91	0	5,60
Etages courants	25×40	Travée	187,30	15,55	0
		Appui	-205,64	0	17,50
Terrasse	25×40	Travée	132,18	10,29	0
		Appui	-162,86	0	13,12

**V.3.4. Choix des armatures**

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant

**1. Sens porteur****Tableau V.38. Choix des armatures pour les poutres porteuses (35×50) cm<sup>2</sup>.**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KNm)	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.C) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.R) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> RPA	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> )
Entre sol	35×50	Travée	107,02	70	105	8,75	06,30	<b>6T12</b>	6,78
		Appui	-121,63				07,06	<b>4T14+2T12</b>	7,69
Etages courants	35×50	Travée	212,28	70	105	8,75	12,77	<b>4T16+2T14</b>	14,19
		Appui	-276,62				17,13	<b>6T20</b>	18,84
Terrasse	35×50	Travée	124,90	70	105	8,75	07,26	<b>4T14+2T12</b>	7,69
		Appui	-272,71				16,86	<b>6T20</b>	18,84

**2. Sens non porteur**

**Tableau V.39. Choix des armatures pour les poutres non porteuses (25×40) cm<sup>2</sup>**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KNm)	A <sub>S</sub> <sup>max</sup> (Z.C) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> <sup>max</sup> (Z.R) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> <sup>min</sup> RPA	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> )
Entre sol	25×40	Travée	72,26	40	60	5	05,32	<b>3T14</b>	06,88
		Appui	-78,25				05,79	<b>3T14</b>	06,88
Etages courants	25×40	Travée	196,07	40	60	5	16,47	<b>6T20</b>	18,84
		Appui	-222,15				15,5	<b>5T20</b>	15,70
errasse	25×40	Travée	141,98	40	60	5	11,17	<b>6T16</b>	12,06
		Appui	-175,05				14,31	<b>3T20+3T16</b>	15,45

**V.3.5. Condition de non fragilité**

$$A_S \geq A_S^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec  $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$  ;  $f_e = 400\text{MPa}$

**Tableau V.40. Vérification de la condition de non fragilité.**

Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> <sup>choisi</sup> (min) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Vérification
50×35	06,78	01,90	Vérifiée
40×25	06,88	01,08	Vérifiée

**V.3.6. Vérification vis à vis de l'ELS**

**1. Sens porteur**

**Tableau V.41. Vérification des poutres porteuse (35×50) cm<sup>2</sup> à l'ELS.**

Niveaux	Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa) sup	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Entre sol	Travée	35,82	3,22	15	129,8	201.63	Ok
	Appui	-70,40	5,93		54,0		
Etages courants	Travée	53,92	3,26	15	95,2	201.63	Ok
	Appui	-102,37	5,4		136,9		
Terrasse	Travée	61,23	5,16	15	196,2	201.63	Ok
	Appui	-134,39	6,96		179,7		

3. Sens non porteur**Tableau V.42. Vérification des poutres non porteuse (25×40) cm<sup>2</sup> à l'ELS.**

Niveaux	Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa) sup	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Entre sol	Travée	11,18	1,77	15	52,8	201,63	Ok
	Appui	-26,21	4,15		123,8		
Etages courants	Travée	47,43	4,2	15	83,9	201,63	Ok
	Appui	-75,91	6,18		118		
Terrasse	Travée	29,82	3,46	15	81,7	201,63	Ok
	Appui	-69,58	6,97		149,6		

V.3.7. Vérification de l'effort tranchanta. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\text{Il faut vérifier que } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad [1]$$

Où τ<sub>u</sub> : contrainte de cisaillement

T<sub>u</sub> : 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

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$  (Fissuration préjudiciable). Selon le BAEL 91 modifié 99

1. Sens porteur**Tableau V.43. Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur (35×50) cm<sup>2</sup>.**

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
Entre sol	35×50	118,67	0,74	2,5	Ok
	35×50	-120,48	0,76	2,5	Ok
Etages courants	35×50	128,16	0,81	2,5	Ok
	35×50	-136,15	0,86	2,5	Ok
Terrasse	35×50	136,30	0,86	2,5	Ok
	35×50	-153,97	0,97	2,5	Ok

2. Sens non porteur

**Tableau V.44 .Vérification de la contrainte de cisaillement dans sens non porteur (25×40) cm<sup>2</sup>.**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ <sub>u</sub> (MPa)	Vérification
Entre sol	25×40	43,07	0,47	2,5	Ok
	25×40	-54,68	0,60	2,5	Ok
Etages courants	25×40	92,16	1,02	2,5	Ok
	25×40	-39,67	0,44	2,5	Ok
Terrasse	25×40	92,54	1,03	2,5	Ok
	25×40	-91,86	1,02	2,5	Ok

V.3.8. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400 (f<sub>e</sub>=400MPa).

- Selon le BAEL 91 modifié 99
 
$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min} (0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa} \right) \end{array} \right.$$
- Selon le RPA 99 version 2003
 
$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\phi_l \right) \\ S_t \leq \frac{h}{2} \end{array} \right.$$

On prend Ø<sub>t</sub> = 8 mm.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau V.45. Calcul des armatures transversales.**

Sens	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL 91	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
				S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm) ZC	S <sub>t</sub> (cm) ZN	ZC	ZN		
Porteur	35×50	-153,97	0,97	40	25	12,5	20	10	2,1	6T8
Non Porteur	25×40	92,54	1,03	32,4	20	10	20	10	1,5	3T8

**V.3.9. Recouvrement des armatures longitudinales**

$L_r = 50 \varnothing$  (zone III). [2]

Avec  $L_r$  : Longueur de recouvrement.

On a

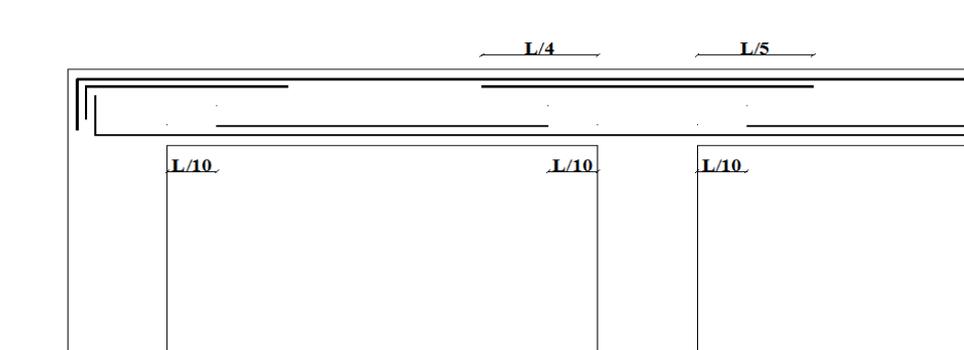
- a.  $\varnothing=20\text{mm}$ ..... $L_r = 100 \text{ cm}$ .
- b.  $\varnothing=16\text{mm}$ ..... $L_r = 80 \text{ cm}$ .
- c.  $\varnothing=14\text{mm}$ ..... $L_r = 70\text{cm}$ .

**V.3.10. Arrêt des barres** [1]

Armatures inférieures  $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures  $h' \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \text{ Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} \text{ Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$

Avec  $L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$



**Figure V.11. Arrêt des barres.**

V.3.11. Vérification de la flèche

➤ D'après BAEL 91

$$\text{Flèche totale } \Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm} [1].$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \text{ si } L < 5 \text{ m.}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{500} \text{ si } L > 5 \text{ m.}$$

➤ Poutre porteuse (35×50) :  $f_{adm} = 0,5 + \frac{507}{500} = 1,54 \text{ cm.}$

➤ Poutre non porteuse (25×40) :  $f_{adm} = \frac{449}{500} = 0,89 \text{ cm.}$

$f_i$  : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$  : La flèche due aux charges de longues durée.

➤ Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v l_{fv}}$$

➤ Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i l_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau

**Tableau V.46. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.**

Cas	Section (cm <sup>2</sup> )	M <sub>ser</sub> (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>1</sub> (cm)	δ	σ <sub>s</sub> (Mpa)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
Poutre porteuse	35×50	61,23	6,78	13,52	0,006	196,2	3,5	1,4	0,46	387465,8
Poutre non porteuse	25×40	47,43	06,88	13,59	0,012	118	1,75	0,7	0,67	159752,5

**Tableau V.47. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.**

I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>i</sub> (cm)	f <sub>v</sub> (cm)	Δ <sub>f</sub> (cm)	f <sub>adm</sub> (mm)	Vérification
163299,76	235684,79	0,230	0,622	0,39	1,54	OK
80887,34	108749,14	0,367	0,820	0,46	0,89	OK

**V.3.12. Armature de Peau**

Pour éviter des fissurations abusives dans les pièces relativement sollicitées, il convient à défaut de prévoir s'il y a lieu des armatures de peau.

Ces armatures sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins **3 cm<sup>2</sup>** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. [4]

V.3.13. Schéma de ferrailage des poutres

➤ Le ferrailage des poutres porteuses (35×50) cm<sup>2</sup> en travée

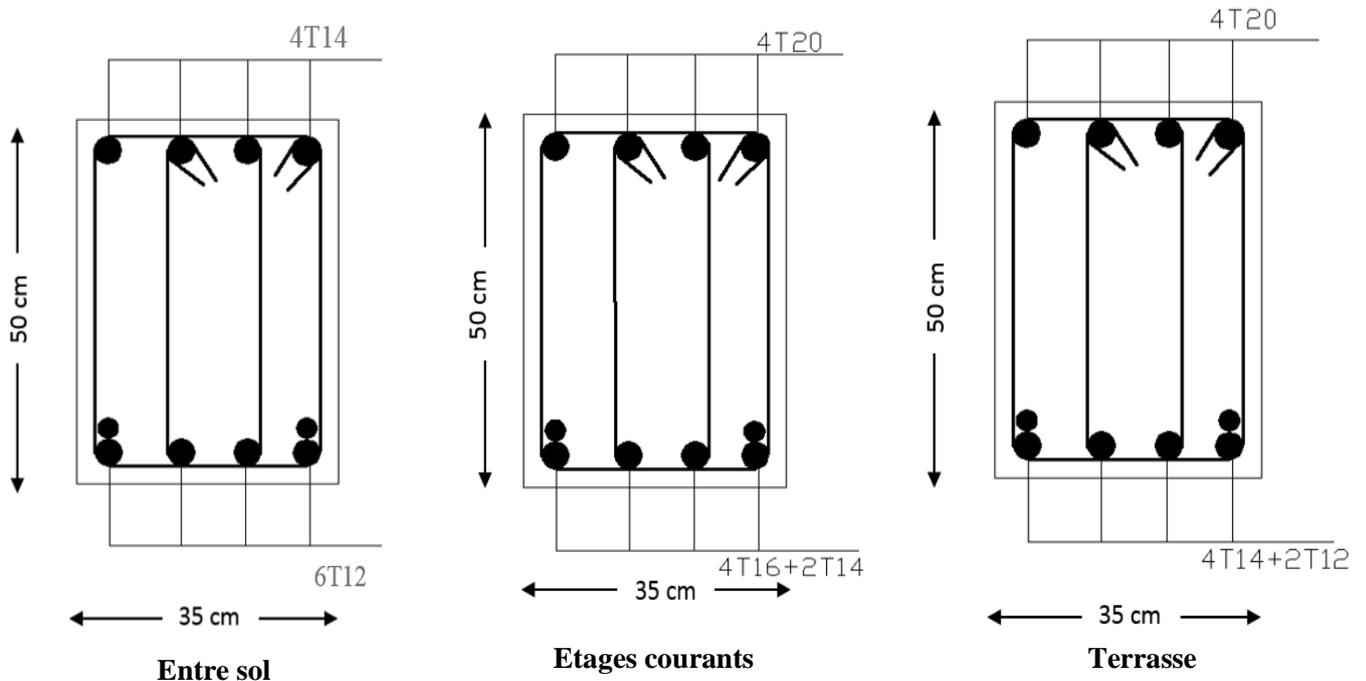


Figure V.12. Schéma de ferrailage des poutres porteuses (35×50) cm<sup>2</sup> en travée.

➤ Le ferrailage des poutres porteuses (35×50) cm<sup>2</sup> sur appui

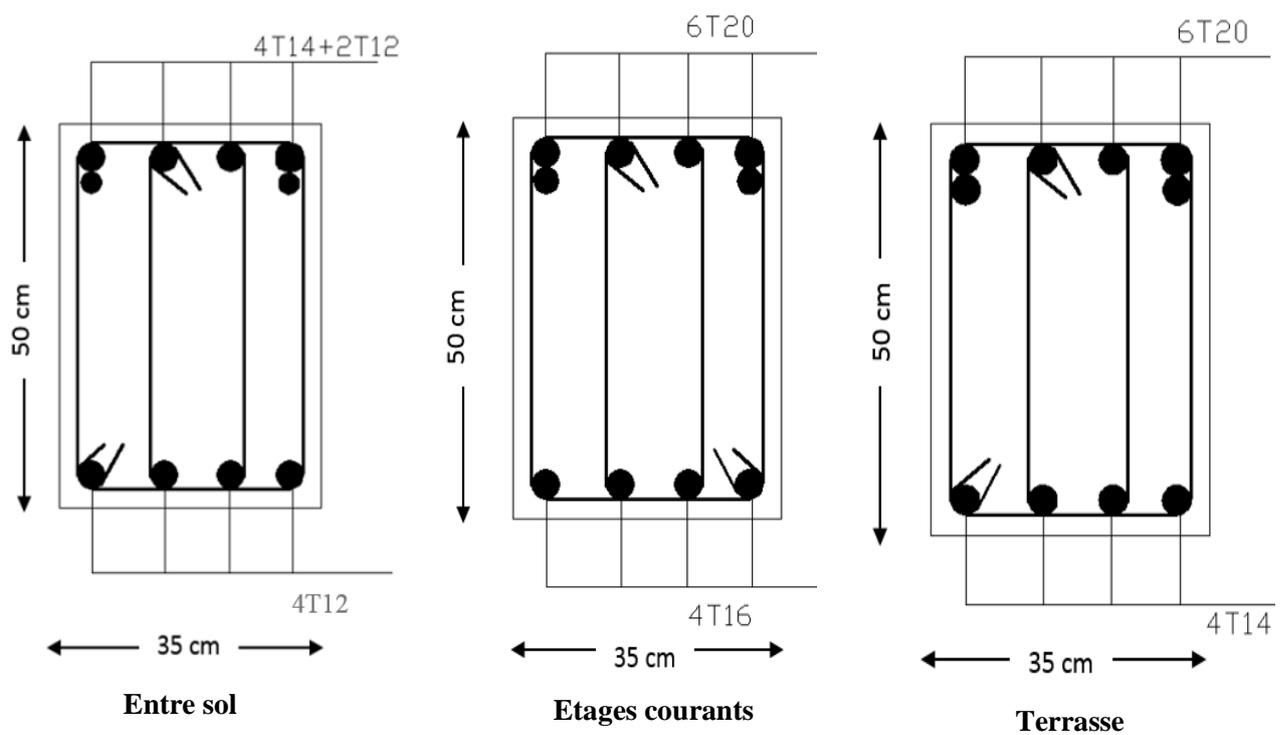


Figure V.13. Schéma de ferrailage des poutres porteuses (35×50) cm<sup>2</sup> sur appuis.

➤ Le ferrailage des poutres non porteuses (25×40) cm<sup>2</sup> en travée

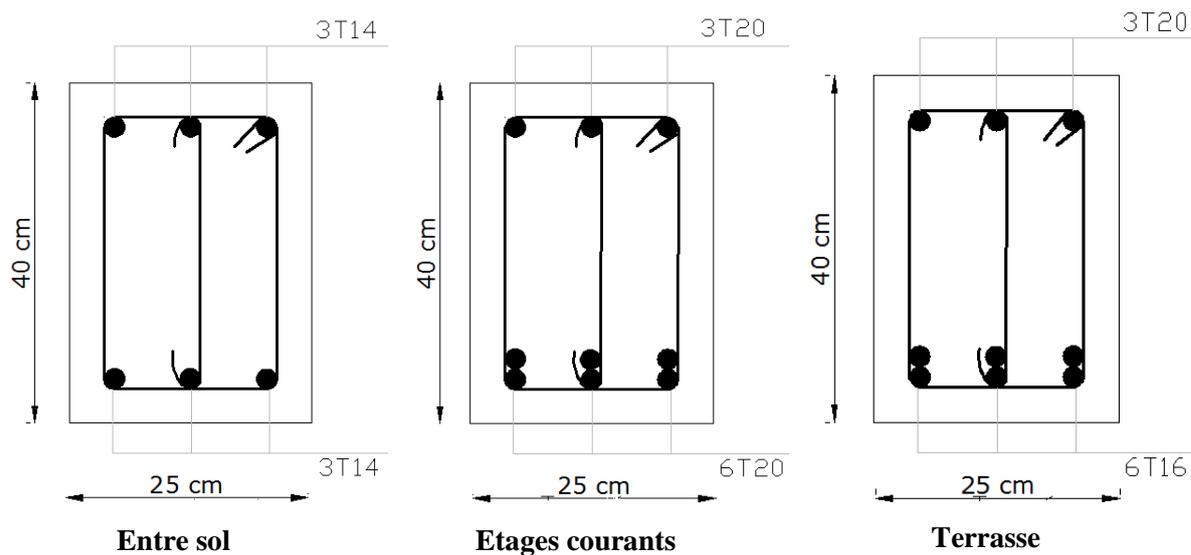


Figure V.14. Schéma de ferrailage des poutres non porteuses (25×40) cm<sup>2</sup> en travée.

➤ Le ferrailage des poutres non porteuses (25×40) cm<sup>2</sup> sur appui

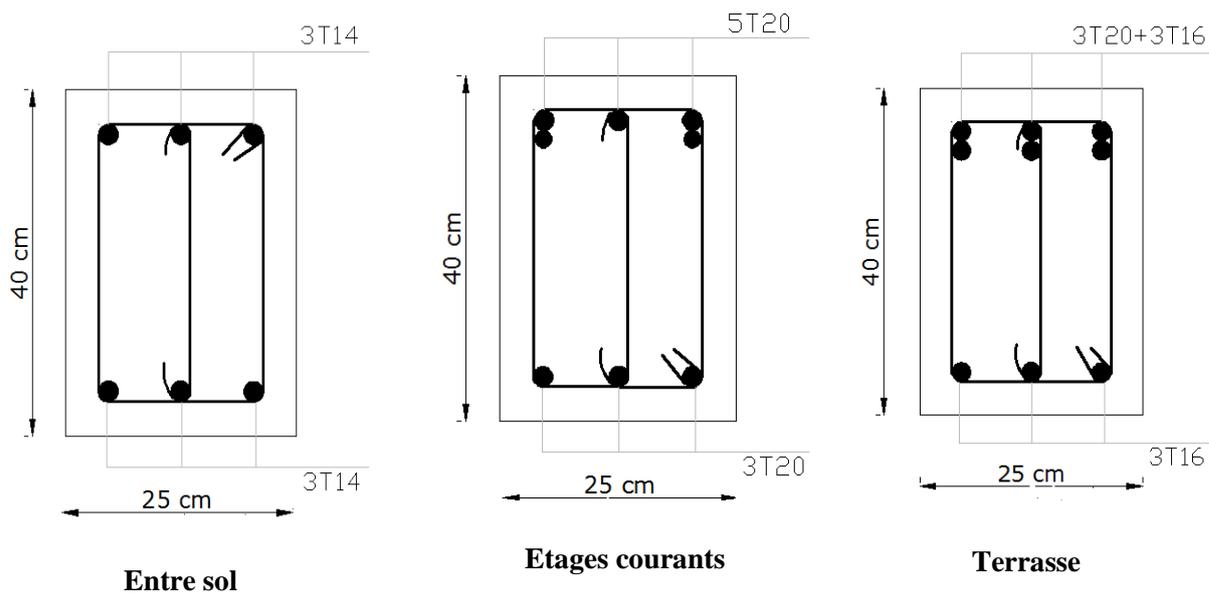


Figure V.15. Schéma de ferrailage des poutres non porteuses (25×40) cm<sup>2</sup> sur appuis.

## V.4. Ferrailage des voiles

### V.4.1. Généralités

Les voiles et les murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

#### Ces éléments peuvent être

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

### Remarque

#### Le rôle des voiles et murs est

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel,..., et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché ».

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

#### Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et à leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends. Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles

147 verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

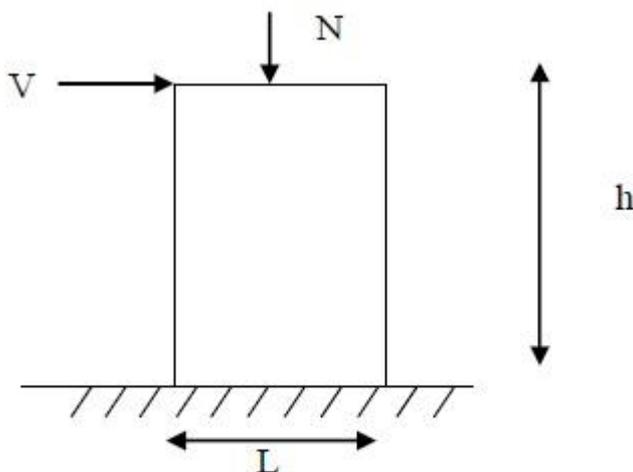
De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

#### **V.4.2. Introduction au ferrailage des voiles**

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée 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.



**Figure V.16.** Schéma d'un élément soumis à une charge verticale et une autre horizontale.

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**

- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{v0}$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_v$ )

- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage  $\rho_H$ .
- Les armatures transversales (épingles) (perpendiculaires au 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 horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

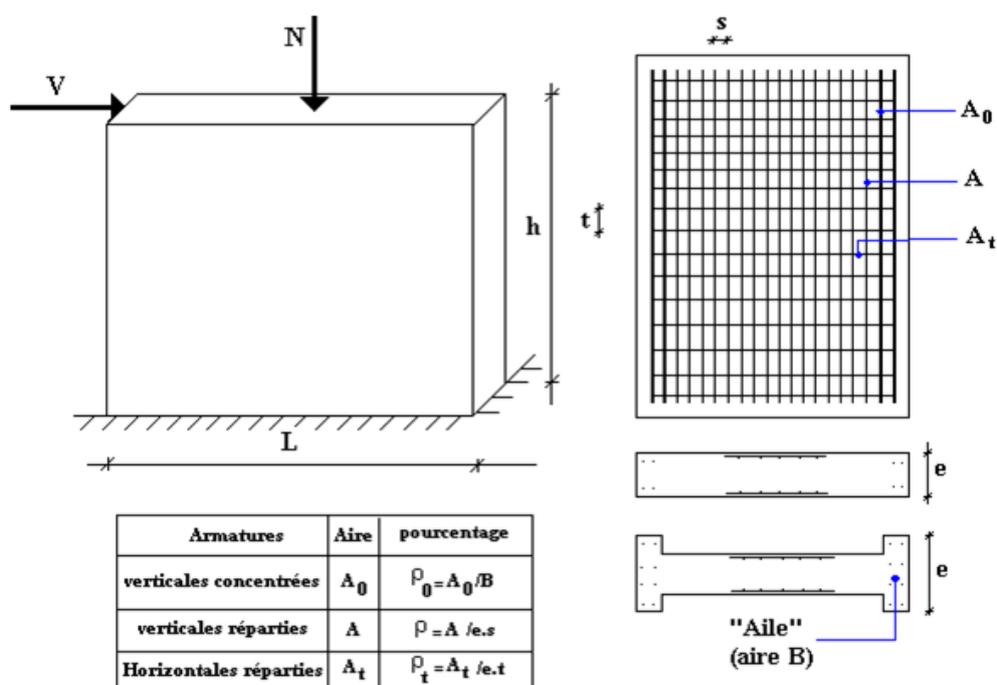
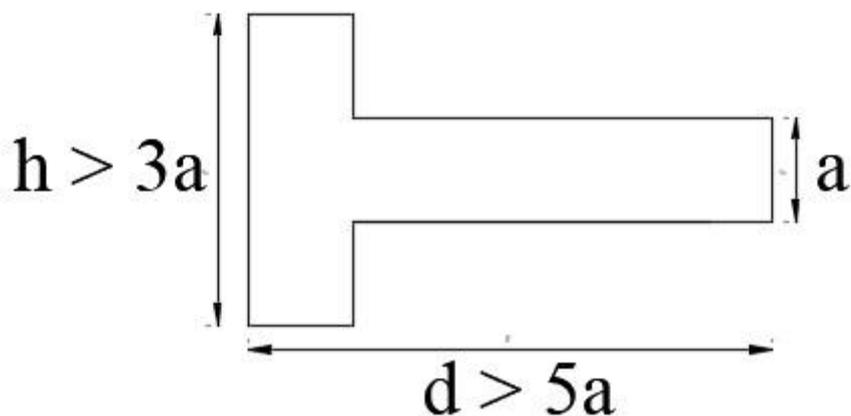


Figure V.17. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

a. Conditions d'application

- La longueur  $d$  du mur  $d \geq 5a$ .
- L'épaisseur  $a$  du mur
  - $a \geq 10cm$  pour les murs intérieurs.
  - $a \geq 12cm$  pour les murs extérieurs comportant une protection.
  - $a \geq 15cm$  pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique  $\lambda$  :  $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité  $r$  :  $r \geq 3a$

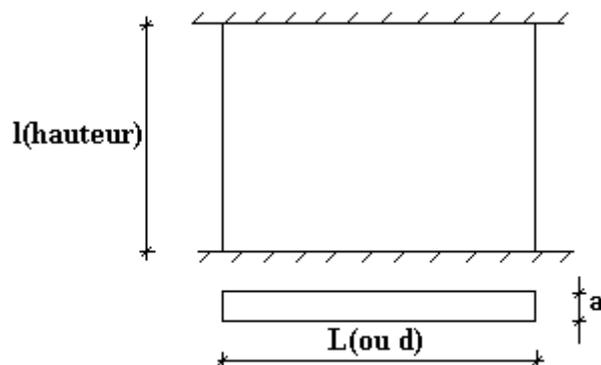


*Figure V.18. Définition de l'élément mur.*

**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.



*Figure V.19. Mur encastré.*

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement  $l_f$  déduit de la hauteur libre du mur  $l$ , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport  $\frac{l_f}{l}$  sont données par le tableau suivant

**Tableau V.48. Les 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

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

### c. Effort de compression en ELU

*Soit*

$l_f$  : 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.

$\gamma_b = 1,5$  (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_b = 1,15$ ).

$\gamma_s = 1,15$  (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_s = 1$ ).

### Nota

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.

**Tableau V.49.** Calcul de  $\sigma_{u\ lim}$ .

	<i>Notation</i>	<i>Unités</i>	<i>Voiles armé verticalement</i>	<i>Voile non armé verticalement</i>
<i>Elancement</i>	$\lambda$	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<i>Section réduite</i>	$B_r$	$m^2$	$d(a-0,02)$	
<i>Pour <math>\lambda \leq 50</math></i> <i>Pour <math>50 \leq \lambda \leq 80</math></i>	$\alpha$	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
<i>Effort limite ELU</i>	$N_{u\ lim}$	$kN$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
<i>Contraintes limites</i>	$\sigma$	$MPa$	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$

**Remarque**

La contrainte limite vaut  $\sigma_{u\ lim} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$  que nous appelons  $\sigma_{bna}$  ou  $\sigma_{ba}$  suivant que le béton est non armé ou armé.

➤ Niveaux de vérification

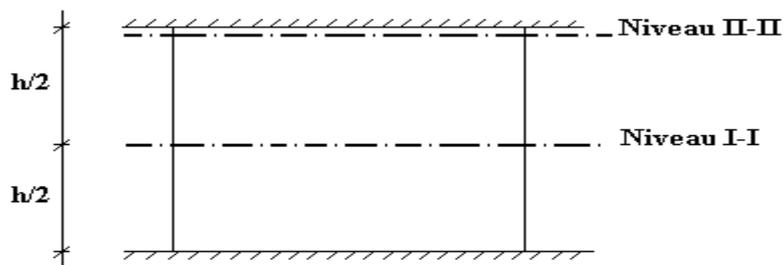


Figure V.20. Niveaux de vérification du voile.

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.

Aciers minimaux

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

Tableau V.50. Aciers verticaux et horizontaux.

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min (0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal Pourcentage minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$ $\rho_v = \text{Max} \left[ 0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left( \frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[ \frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$ $\rho_{v\text{Max}} = \text{le pourcentage vertical de la bande la plus armée}$

- 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  $\phi_l$ ) pris en compte dans le calcul de  $N_{u\ lim}$  sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre  $\phi_t$ ).

**Tableau V.51. Aciers transversaux.**

	<i>Nombres d'armatures transversales</i>	<i>Diamètre <math>\phi_t</math></i>
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	<i>4 épingles par m<sup>2</sup> de voile</i>	<i>6 mm</i>
$12\text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	<i>Reprendre toutes les barres verticales</i>	<i>6 mm</i>
$20\text{mm} < \phi_l$	<i>Espacement <math>\leq 15 \phi_l</math></i>	<i>8 mm</i>

### ➤ 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  $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$ ).

## V.5. Procédure De Ferrailage Des Trumeaux

### V.5.1. Introduction

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

### V.5.2. 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  $\sigma < 0$  (compression).

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend

$A_s = \max (\min \text{BAEL} ; \min \text{RPA99})$ .

#### 2. Zone tendue

- Si  $\sigma > 0$  (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

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v \dots\dots\dots (1)$$

Où

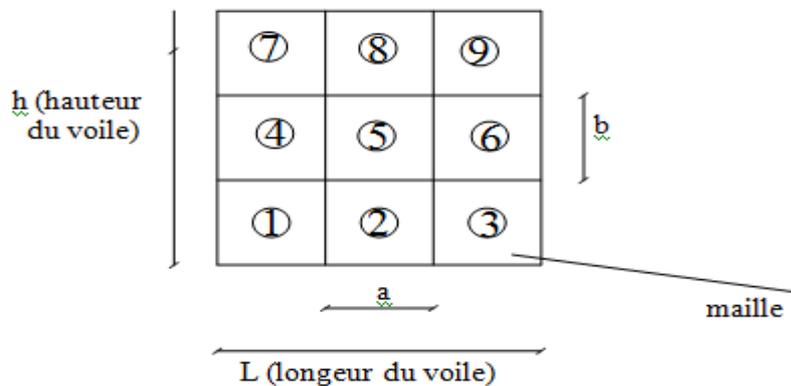
$$\Delta s = e \cdot x_{lm}$$

$\frac{A_s}{S}$  est répartie sur 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 coques (**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.



**Figure V.21.** *Discretisation 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 ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

**V.5.3. Aciers Horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h1} = \frac{\tau_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4\tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$  Est donnée par l'inter face graphique du **SAP 2000**.

$S_t$  : Espacement maximal trouvé pour  $A_v$

$b_0 = a$  (épaisseur du trumeau)

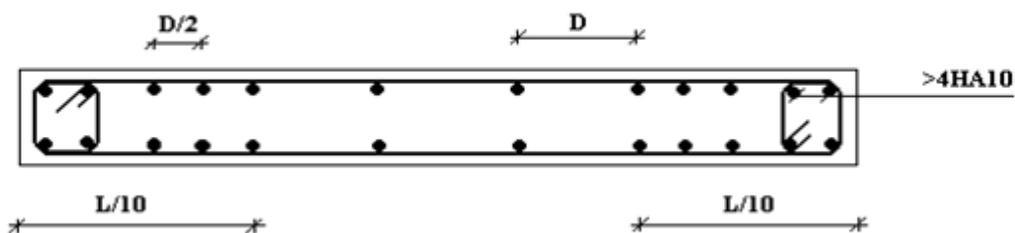
$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1} ; A_{h2}).$$

**V.5.4. Préconisation du Règlement Parasismique Algérien (RPA99 Version2003)**

**a. 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 **0,15%**.
- 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 **0,15 %** 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**. [2] (voir **Figure V-13**)



**Figure V.22. Disposition des armatures verticales dans les voiles.**

**b. Aciers horizontaux**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10φ**. 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. [2]

**c. 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
  - **40φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - **20φ** 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

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} [2]$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**Exemple de calcul (voile VI)**Soit le voile de

$$L = 05,48 \text{ (longueur).}$$

$$a = 0,3 \text{ m (épaisseur).}$$

$$h_e = 3,40 \text{ m (hauteur de l'entre sol).}$$

Le voile est découpé en 6 mailles horizontales de même longueur  $L^i = 0.91\text{m}$  et de section

$$S_i = L^i \times a$$

➤ **Contraintes limites**

Pour une hauteur de 3,4 d'où la hauteur libre est égale à :

➤  $h_e = 3,40 - 0,5 = 2,90 \text{ m.}$  (0,5m : hauteur de la poutre)

**Tableau V.52. Calcul de  $\sigma_{ba}$  et  $\sigma_{bna}$  pour l'exemple.**

	Unités	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement $l_f$	m	$2,9 \times 0,85 = 2,47$	$2,9 \times 0,8 = 2,32$
Elancement $\lambda$	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,3} = 28,52$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,3} = 26,79$
Coefficient $\alpha$	/	0,550	0,760
Section réduite $B_r$ (par ml) Avec $d = 1\text{m}$	$\text{m}^2$	$(a - 0,02) = (0,3 - 0,02) = 0,28$	$(a - 0,02)I = (0,3 - 0,02)I = 0,28$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 1\text{m}$	MPa	$\sigma_{bna} = \frac{0,55}{300 \times 1000} \frac{28000 \times 25}{0,9 \times 1,15}$ $\sigma_{bna} = 12,40 \text{ MPa.}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,76}{300 \times 1000} \left( \frac{280000 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 26,12 \text{ MPa.}$

**Remarque** $\sigma_{ba} = 26,12 \text{ MPa}$  correspondant à  $A_s = 0,1\%$  de  $B_{et}$ .

$$B_{et} = (0,3) \times (0,91) = 0,273 \text{ m}^2.$$

$$A_s = 0,273 \times 0,1\% = 2,73 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

$$A_s = 2,73 \text{ cm}^2 = 273 \text{ mm}^2.$$

**Tableau V.53. Calcul des armatures verticales pour l'exemple (V1).**

	1	2	3	4	5	6		
<b>Dimensions (m<sup>2</sup>)</b> $(a \cdot l) = S_j$	0,273	0,273	0,273	0,273	0,273	0,273		
<b>Contrainte moyenne par bande <math>\sigma_j</math> (MPa)</b>	6,76	2,22	1,12	0,70	2,09	6,06		
<b>Force de traction <math>F_t</math> (MN) <math>= \sigma_j S_j</math></b>	1,84548	0,60606	0,30576	0,1911	0,57057	1,65711		
<b>Section d'acier (cm<sup>2</sup>)</b> $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s = 1$ )	46,14	15,15	7,64	4,78	14,26	41,43		
<b>Aciers minimaux (cm<sup>2</sup>)</b> 1. Selon BAEL: $0,1\% S_{b\acute{e}ton}$	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73		
2. Selon RPA99: $0,15\% S_{b\acute{e}ton}$	4,10	4,10	4,10	4,10	4,10	4,10		
<b>Choix (sur deux faces en cm<sup>2</sup>)</b>	2 × 5T20	2 × 4T16	2 × 5T14	2 × 5T10	2 × 5T10	2 × 5T14	2 × 5T16	2 × 4T20
<b><math>A_v</math> adopté (cm<sup>2</sup>)</b>	47,48		15,39	07,85	07,85	15,39	45,22	
<b><math>S_i</math>: espacement (Cm)</b>	10	12	20	20	20	20	12	10
<b><math>S \leq (1,5 a, 30cm)</math> <math>S \leq 30 cm</math></b>	Vérifiée		Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	

➤ **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)**

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{avec} \quad \bar{V} = 1,4 \times V_u^{cal} \quad \text{et} \quad V_u^{cal} = S_{12} \times a \times L_i.$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{(1,11) \times (300) \times (910)}{400} \times 1,4 = 1166,66 \text{ mm}^2.$$

$$A_{vj} = 11,67 \text{ cm}^2.$$

**Nota**

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage.

➤ Aciers horizontaux

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \times a \times S_t}{(0,8 \times f_e)0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \times \tau_u = 1,4 \times S_{12}$$

$$S_{t \min} = 30 \text{ cm.}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 \times 1,11 \times 300 \times 300}{(0,8 \times 400) \times 0,8} = 546,33 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{h1} = \mathbf{05,46 \text{ cm}^2}.$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v \rightarrow (\text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé}).$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} \times 47,48 \rightarrow A_{h2} = \mathbf{31,65 \text{ cm}^2}.$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) a \times l = \frac{0,15}{100} (30)(91) \rightarrow A_{h \min} = \mathbf{04,10 \text{ cm}^2}.$$

D'où

$$A_h = \text{Max} (A_{h1} ; A_{h2} ; A_{h \min})$$

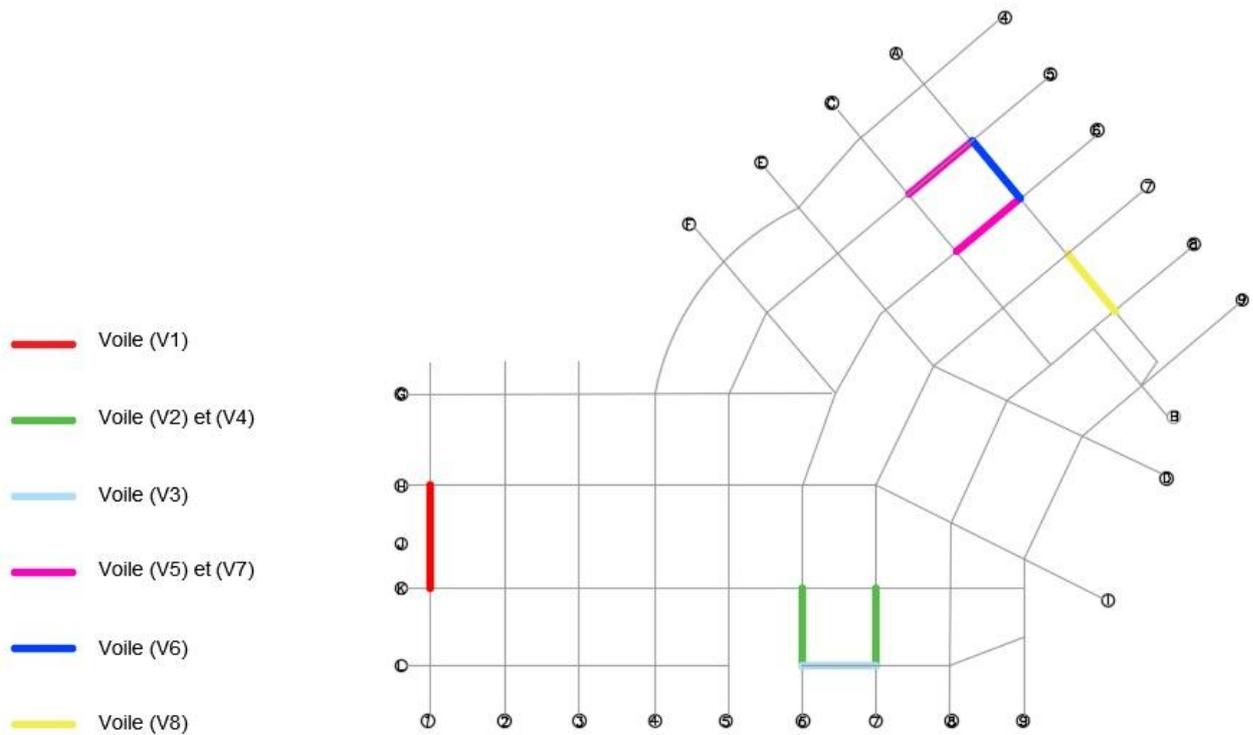
$$A_h = \mathbf{31,65 \text{ cm}^2}.$$

On choisit  $2 \times 8T16 = 32,15 \text{ cm}^2$ .

Avec

$$S_t = \frac{910}{7} = \mathbf{130 \text{ mm}}.$$

On prend  $S_t = 130,00 \text{ mm} < S_{t \min} = 300 \text{ mm}$  ..... **Vérifiée.**



**Figure V.23.** Vue de la disposition des voiles en plan.

**Tableau V.54.** Caractéristiques des voiles

	$e$ [cm]	$L_i$ [m]	$L_{voile}$ [m]
<b>Voile 1</b>	30	0,91	5,48
<b>Voile 2 et 4</b>	30	0,80	4,02
<b>Voile 3</b>	30	0,96	3,85
<b>Voile 5 et 7</b>	30	0,87	4,35
<b>Voile 6</b>	30	0,98	3,94
<b>Voile 8</b>	30	0,97	3,89

Les résultats de ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants

- **Voile 1**  $e=30\text{ cm}$  ;  $L=5,48\text{ m}$  ;  $L_i=0,91\text{ m}$ .

**Tableau V.56. Calcul des armatures verticales du voile (V1).**

	$S_i$ [m <sup>2</sup> ]	$\sigma_j$ [MPa]	$F_t$ [MN]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	Le choix	$A_{V\text{adopté}}$ [cm <sup>2</sup> ]	$S_t$ [cm]
1	0,273	6,76	1,84548	46,14	$2 \times 5T20$	47,48	10
					$2 \times 4T16$		12
2	0,273	2,22	0,60606	15,15	$2 \times 5T14$	15,39	20
3	0,273	1,12	0,30576	7,64	$2 \times 5T10$	7,85	20
4	0,273	0,70	0,1911	4,78	$2 \times 5T10$	7,85	20
5	0,273	2,09	0,57057	14,26	$2 \times 5T14$	15,39	20
6	0,273	6,06	1,65711	41,43	$2 \times 5T16$	45,22	12
					$2 \times 4T20$		10

- **Voile 2 et 4**  $e = 30\text{ cm}$  ;  $L = 4,02\text{ m}$  ;  $L_i = 0,8\text{ m}$ .

**Tableau V.57. Calcul des armatures verticales des voiles (V2) et (V4).**

	$S_i$ [m <sup>2</sup> ]	$\sigma_j$ [MPa]	$F_t$ [MN]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	Le choix	$A_{V\text{adopté}}$ [cm <sup>2</sup> ]	$S_t$ [cm]
1	0,24	3,55	0,852	21,30	$2 \times 4T14$	24,62	10
					$2 \times 4T14$		13
2	0,24	0,975	0,234	5,85	$2 \times 4T10$	6,28	20
3	0,24	0,475	0,114	2,85	$2 \times 4T10$	6,28	20
4	0,24	2,35	0,564	14,1	$2 \times 5T14$	15,39	20
5	0,24	4,1	0,984	24,6	$2 \times 4T14$	24,62	13
					$2 \times 4T14$		10

- **Voile 3**  $e=30\text{ cm}$  ;  $L=3,85\text{ m}$  ;  $L_i=0,96\text{ m}$ .

**Tableau V.58. Calcul des armatures verticales du voile (V3).**

	$S_i$ [m <sup>2</sup> ]	$\sigma_j$ [MPa]	$F_t$ [MN]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	Le choix	$A_{V\text{ adopté}}$ [cm <sup>2</sup> ]	$S_t$ [cm]
<b>1</b>	0,288	6,26	1,80288	45,07	$2 \times 4T20$	45,22	10
					$2 \times 5T16$		14
<b>2</b>	0,288	1,88	0,54144	13,54	$2 \times 5T14$	15,39	20
<b>3</b>	0,288	1,62	0,46656	11,66	$2 \times 5T14$	15,39	20
<b>4</b>	0,288	6,11	1,75968	43,99	$2 \times 5T16$	45,22	14
					$2 \times 4T20$		10

- **Voile 5 et 7**  $e = 30\text{ cm}$  ;  $L = 4,35\text{ m}$  ;  $L_i = 0,87\text{ m}$ .

**Tableau V.59. Calcul des armatures verticales des voiles (V5) et (V7).**

	$S_i$ [m <sup>2</sup> ]	$\sigma_j$ [MPa]	$F_t$ [MN]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	Le choix	$A_{V\text{ adopté}}$ [cm <sup>2</sup> ]	$S_t$ [cm]
<b>1</b>	0,261	1,03	0,26883	6,72	$2 \times 5T10$	7,85	10
					$2 \times 5T10$		10
<b>2</b>	0,261	0,946	0,246906	6,17	$2 \times 4T10$	6,28	20
<b>3</b>	0,261	2,1	0,5481	13,7	$2 \times 5T14$	15,39	20
<b>4</b>	0,261	4,29	1,11969	27,99	$2 \times 7T16$	28,13	14
<b>5</b>	0,261	6,15	1,60515	40,13	$2 \times 5T16$	40,19	10
					$2 \times 5T16$		10

- **Voile 6**  $e=30\text{ cm}$  ;  $L=3,94\text{ m}$  ;  $L_i=0,98\text{ m}$ .

**Tableau V.60.** Calcul des armatures verticales du voile (V8).

	$S_i$ [m <sup>2</sup> ]	$\sigma_j$ [MPa]	$F_t$ [MN]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	Le choix	$A_{V\text{ adopté}}$ [cm <sup>2</sup> ]	$S_t$ [cm]
<b>1</b>	0,294	7,68	2,25792	56,45	$2 \times 4T20$	56,52	10
					$2 \times 5T20$		14
<b>2</b>	0,294	5,48	1,61112	40,28	$2 \times 7T20$	43,96	14
<b>3</b>	0,294	3,79	1,11426	27,86	$2 \times 7T16$	28,13	14
<b>4</b>	0,294	2,46	0,72324	18,08	$2 \times 5T12$	20,35	14
					$2 \times 4T12$		10

- **Voile 8**  $e=30\text{ cm}$  ;  $L=3,89\text{ m}$  ;  $L_i=0,97\text{ m}$ .

**Tableau V.61.** Calcul des armatures verticales du voile (V8).

	$S_i$ [m <sup>2</sup> ]	$\sigma_j$ [MPa]	$F_t$ [MN]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	Le choix	$A_{V\text{ adopté}}$ [cm <sup>2</sup> ]	$S_t$ [cm]
<b>1</b>	0,291	4,56	1,32696	33,17	$2 \times 4T16$	34,54	10
					$2 \times 6T14$		10
<b>2</b>	0,291	2,1	0,6111	15,28	$2 \times 5T14$	15,39	20
<b>3</b>	0,291	4,3	1,2513	31,28	$2 \times 8T16$	32,15	12
<b>4</b>	0,291	2,27	0,66057	16,51	$2 \times 5T10$	16,89	12
					$2 \times 4T12$		12

➤ Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

**Tableau V.62.** Calcul des aciers de couture des voiles.

Voiles	$\tau_u$ [Mpa]	$A_{vj}^{cal}$ [cm <sup>2</sup> ]	Le choix	$A_{adoptée}$ [cm <sup>2</sup> ]	$S_T$ (cm)
V1	1,11	11,67	2 × 6T12	13,56	18
V2 et V4	1,20	11,09	2 × 5T12	11,30	20
V3	2,44	27,05	2 × 9T14	27,69	12
V5 et V7	1,43	14,37	2 × 6T12	13,56	17
V6	1,25	14,15	2 × 6T12	13,56	20
V8	0,682	7,64	2 × 6T10	9,42	19

$$\sigma^{max} = 1,11 \text{ MPa} < \sigma_{ba} = 26,12 \text{ MPa}$$

→ 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**  $\rho_v = 0,10\%B$ .

Selon le **RPA 99**  $\rho_v = 0,15\%B$ .

$$A_{v\text{ cal}} = \text{Max} ( A_{v\text{ RPA}} , A_{v\text{ BAEL}} )$$

➤ Le tableau ci-dessous présente les valeurs des sections d'aciers minimaux

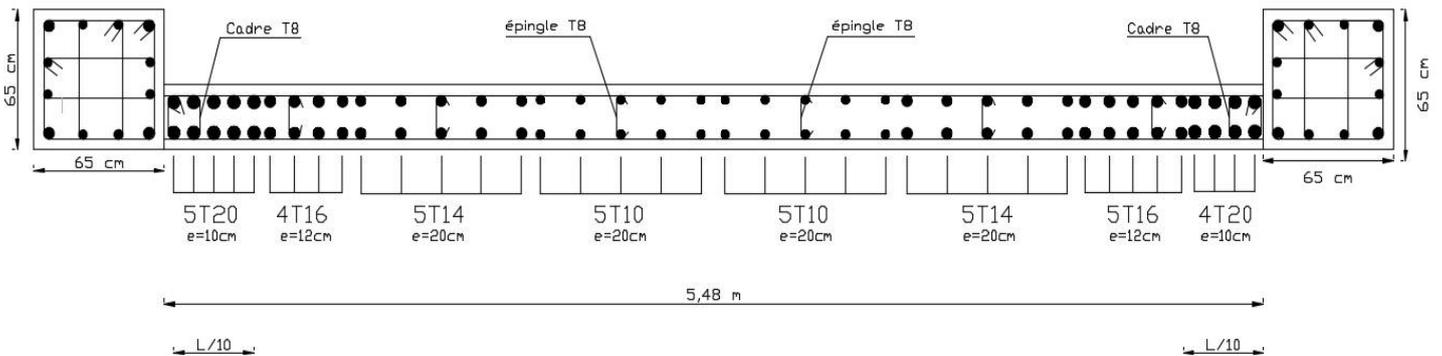
**Tableau V.63.** Calcul des aciers de compression.

Voiles	$L_i$ [m]	$a$ [m]	$A_s^{cal}$ [cm <sup>2</sup> ]	Le choix	$A_{adoptée}$ [cm <sup>2</sup> ]
V1	0,91	0,3	4,1	2 × 5T10	7,85
V2 et V4	0,80	0,3	3,6	2 × 5T10	7,85
V3	0,96	0,3	4,32	2 × 5T10	7,85
V5 et V7	0,87	0,3	3,92	2 × 5T10	7,85
V6	0,98	0,3	4,41	2 × 5T10	7,85
V8	0,97	0,3	4,37	2 × 5T10	7,85

**Tableau V.64.** Calcul des aciers horizontaux des voiles.

Voile	$\tau_u$ [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	1,11	5,46	31,65	4,1	31,65	2 × 8T16	32,15	13
V2 et V4	1,20	5,91	16,41	3,6	16,41	2 × 6T14	18,46	17
V3	2,44	12,01	30,15	4,32	30,15	2 × 8T16	32,15	13
V5 et V7	1,43	7,04	26,79	3,92	26,79	2 × 7T16	28,13	14
V6	1,25	6,15	37,68	4,41	37,68	2 × 6T20	37,68	17
V8	0,682	3,36	23,03	4,37	23,03	2 × 6T16	24,12	17

➤ Exemple de ferrailage



**Figure V.24.** Schéma de ferrailage du voile (V1).