

*République Algérienne Démocratique et Populaire*

*Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la*

*Recherche Scientifique*

*Université Djilali Bounnana*

*KHEMIS MILIANA*

*Faculté des Sciences et Technologies*

*Département de la Technologie*

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

*En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil*

*Option : structure*

**THEME**



• **Présenté par :**

- **LAARI ABDELKADIR AYMEN**
- **KHACHOUCHE ABOUBAKER**

• **Président :**

- **Dr. MEZIDI OMAR**

• **Examineur :**

- **Mr. TAHI MOHAMED**

• **Encadreur :**

- **Dr. MERABTI SALEM**

**Promotion : 2022/2023**

### ملخص:

يهدف هذا المشروع إلى دراسة تأثير الفتحات المنتظمة على جدران الخرسانة المسلحة على شكل حرف L ، وقد تم إجراء مقارنة بين النماذج المختلفة لجدران الخرسانة المسلحة وتقدير النسبة المثلى للفتحات. لهذا الغرض ، تم إخضاع العديد من نماذج الجدران مع أو بدون فتحات لمحاكاة عددية. تم إجراء هذا البحث على مبنى متوسط الارتفاع ومدعوم بجدران الخرسانة المسلحة بنسب فتح 15٪، 20٪، 25٪، 30٪ و 35٪ واستخدم برنامج ETABS لتقييم هيكل من عشرة طوابق في ظروف تحميل زلزالية عالية (المنطقة الثالث). تم تصميم الهياكل وفقاً لل قانون الجزائري للزلازل (PRA 99 معدل 2003). أظهرت النتائج أن الفتحات لها تأثير ملموس على السلوك العام للمباني أو على قدرة جدران القص على مقاومة الزلازل. ومع ذلك، فإن معدل فتح 35٪ في جدران القص يشكل النسبة المثلى لهذا النوع من المباني

**الكلمات الرئيسية:** الخرسانة، التعزيز بجدار الخرسانة المسلحة ، المقطع L، جدار الخرسانة المسلحة مع الفتحات.

### Résumé:

Ce projet vise à étudier l'influence des ouvertures régulières sur des murs voiles en béton armé en forme de L. Une comparaison des différents modèles de murs voiles en béton armé et une estimation du pourcentage optimal d'ouverture ont été réalisées. Pour cela, de nombreux modèles de murs avec et sans ouvertures ont été soumis à des simulations numériques. Cette recherche a été effectuée sur un bâtiment de moyenne hauteur contreventé par des murs de voiles en béton armé avec des taux d'ouverture de 15 %, 20 %, 25 %, 30% et 35% et un programme ETABS a été utilisé pour évaluer une structure de dix étages dans des conditions de charge sismique élevée (zone III). Les structures ont été conçues selon le code parasismique Algérien (PRA 99 modifié 2003). Les résultats montrent que les ouvertures ont d'influence perceptible sur le comportement général des bâtiments ou sur la capacité des murs de cisaillement à résister aux tremblements de terre. Cependant, un taux d'ouverture de 35% dans les murs de cisaillement constitue un pourcentage optimal pour ce genre de bâtiment.

**Mots clés :** Béton, Renforcement avec du mur de cisaillement, section en L, mur de cisaillement avec ouverture.

### Abstract:

This project aims to study the influence of regular openings on L-reinforced concrete walls. A comparison of the different models of shear walls and an estimation of the optimal percentage of opening were carried out. For this, many models of walls with and without openings have been subjected to numerical simulations. This research was carried out on a medium-rise building braced by shear walls with opening rates of 15%, 20%, 25%, 30% and 35%. An ETABS program was used to evaluate a ten story structure under high seismic loading conditions (Zone III). The structures were designed according to the Algerian seismic code (PRA 99 modified 2003). The results show that openings have a perceptible influence on the general behavior of buildings or on the ability of shear walls to resist earthquakes. However, an opening rate of 35% in shear walls constitutes an optimal percentage for this type of building.

**Keywords:** Concrete, RC shear wall structure, L-section, Opening shear wall.

# DEDICACES

*C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux  
Personnes les plus chères au monde, mes chers parents pour leurs  
amour*

*Et bonté et que sans eux je n'aurai jamais pu atteindre mon objectif,  
que*

*Allah me les garde*

*À... Mon cher père, **ABDELLAH**, Ma chère mère,  
⊗ très chers proches à mon cœur que je les aime beaucoup*

*⊗ Mon chers frères et, a mes seours*

*⊗ Toute la famille **SAADOU** et **KHACHOUCHE***

*⊗ Mon binôme **ABDELKADIR AYMEN***

*⊗ Mes amis : **ABDELKADER**, **MOHAMED***

***AMINE, OUSSAMA, ISLAM, YOUNES,***

***HOUSSAM, AHMED, DJILALI, ABDELRAHMANE,***

***ISHAK, ISMAIL***

*⊗ Tous ceux qui me connaissent ...*

*À toute la promotion **2022-2023 DE GÉNIE CIVIL***

*Aboubekre*



# DEDICACES

*Je dédie ce travail à tous ceux qui me sont cher :*

*Plus particulièrement à mon père, lui qui m'a toujours soutenu tous au long de ma vie, il est et restera mon exemple et mon idéal.*

*A ma chère mère, je ne peux pas décrire avec des mots ce qu'elle représente pour moi. Merci d'avoir toujours été là pour moi.*

*À... Mon petit cher frère **Mustapha Amine***

*☛ Toute la famille **LAARI** qui sont chère à moi*

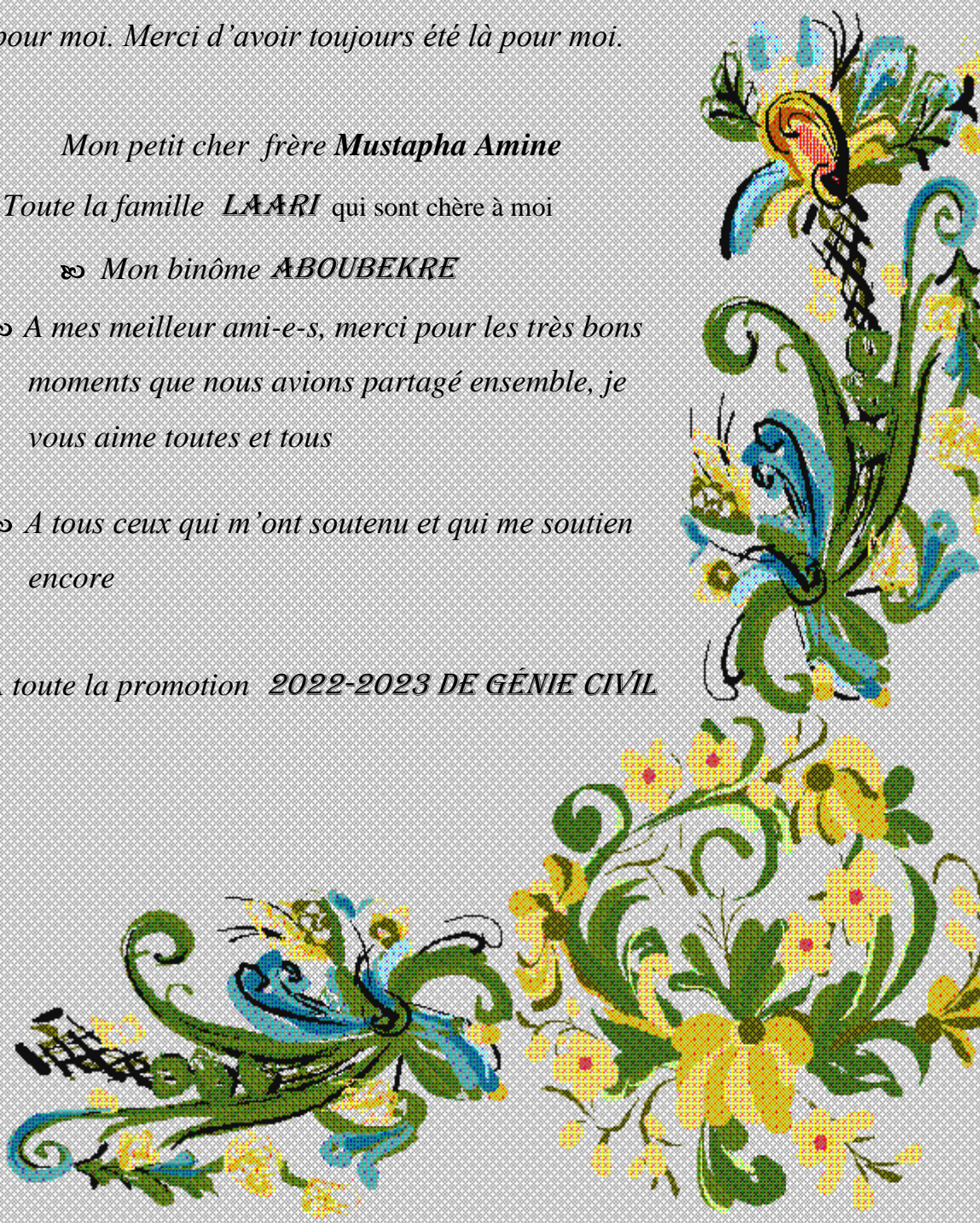
*☛ Mon binôme **ABOUBEKRE***

*☛ A mes meilleur ami-e-s, merci pour les très bons moments que nous avons partagé ensemble, je vous aime toutes et tous*

*☛ A tous ceux qui m'ont soutenu et qui me soutien encore*

*À toute la promotion **2022-2023 DE GÉNIE CIVIL***

*Abdelkadir  
Aymen*



# REMERCIEMENTS

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde et nos vifs remerciements:*

- ☞ *Avant tout, nous remercions ALLAH pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*
- ☞ *A nos parents qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.*
- ☞ *A notre promoteur Dr .MERABTI SALEM , pour sa disponibilité l'aide précieuse qu'il nous à offert pour l'élaboration de ce modeste travail.*
- ☞ *A tous les enseignants du GENIE CIVIL.*
- ☞ *Aux membres du jury DR.MEZIDI AMAR ET Mr.TAHI MOHAMMED pour avoir accepté de juger notre travail.*
- ☞ *A tous les membres de U.B.D.K.M.*

*Abdelkadir Aymen  
Et  
Aboubekre*



# LISTES DES TABLEAUX

▪ Tableau II.1 Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.....	28
▪ Tableau II.2. Charges permanentes du plancher courant (corps creux).....	29
▪ Tableau II.3. Charges permanentes du mur double cloison.....	30
▪ Tableau II.4. Charges permanentes du mur intérieur.....	31
▪ Tableau II.5. Charges permanentes des dalles pleines.....	31
▪ Tableau II.6. Evaluation des charges permanentes de palier.....	32
▪ Tableau II.7. Charges permanentes de volée.....	32
▪ Tableau II.8. Valeurs de différents chargements de la dalle machine.....	35
▪ Tableau II.9. Dégression des charges d'exploitation.....	38
▪ Tableau II.10. Résultats de la dégression des charges.....	45
▪ Tableau II.11. Le choix final des sections des poteaux de rive.....	46
▪ Tableau II.12. Résultats de la dégression des charges.....	49
▪ Tableau II.13. Le choix final des sections des poteaux central.....	50
▪ Tableau II.14. Résultats de la dégression des charges.....	53
▪ Tableau II.15. Le choix final des sections des poteaux d'angle.....	54
▪ Tableau II.16: Récapitulatif des charges des composants constituant le revêtement....	69
▪ Tableau II.17: Récapitulation des combinaisons de charges.....	70
▪ Tableau II.18 : Ferrailage de l'escalier à l'ELU.....	72
▪ Tableau II.19: Vérification du ferrailage à l'ELS.....	74
▪ Tableau II.20 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	75
▪ Tableau II.21: Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de paillasse à marche porteuse .....	77
▪ Tableau II.22 : Evaluation des charges « $q_u$ » et « $q_s$ » d'escalier type 2.....	77
▪ Tableau II.23: tableau récapitulatif de ferrailage de la poutre palière.....	79
▪ Tableau II.24: tableau récapitulatif de ferrailage de la poutre palière.....	80
▪ Tableau II.25: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.....	83
▪ Tableau II.26: Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.....	85
▪ Tableau II.27 :Tableau de chargement.....	90
▪ Tableau II.28: Moment en travée de la poutrelle à 3 travées.....	92
▪ Tableau II.29. Estimation de la valeur du facteur de qualité.....	119
▪ Tableau II.30. Paramètres sismiques sans voiles.....	119
▪ Tableau II.31. Paramètres sismiques avec voiles.....	120
▪ Tableau II.32.Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.....	122
▪ Tableau II.33.Vérification de la période du Modèle initial.....	124
▪ Tableau II.34.Vérification des déplacements inter-étage du modèle initial étages Sens x-x.....	125
▪ Tableau II.35.Vérification des déplacements inter-étage du modèle initial étages Sens y-y.....	126
▪ Tableau III.1. Surface des ouvertures selon X et Y ( $m^2$ ).....	128
▪ Tableau III.2. Surface des ouvertures selon X et Y ( $m^2$ ) pour 1 <sup>er</sup> étage.....	128
▪ Tableau III.3. Surface des ouvertures selon X et Y ( $m^2$ ) pour 2 <sup>emè</sup> à 10 <sup>emé</sup> étage.....	129
▪ Tableau III.4.Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.....	131
▪ Tableau III.5.Vérification de la période du modèle final.....	133
▪ Tableau III.6.Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens x-x.....	133

▪ Tableau III.7.Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens y-y....	134
▪ Tableau III.8.Vérifications des Sollicitations normales modèle final.....	134
▪ Tableau III.9.Vérification l'effet P-Δ du modèle final Sens x-x.....	136
▪ Tableau III.10.Vérification l'effet P-Δ du modèle final Sens y-y.....	136
▪ Tableau III.11.Vérification d'interaction sous charges verticale.....	137
▪ Tableau III.12.Vérification de l'interaction sous charges horizontale suivant X.....	137
▪ Tableau III.13.Vérification de l'interaction sous charges horizontale suivant Y.....	137
▪ Tableau III.14.Situation durable.....	141
▪ Tableau III.15. Situation accidentelle.....	142
▪ Tableau III.16.Ferraillages des poteaux situation durable ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ).....	142
▪ Tableau III.17. Ferraillages des poteaux situation durable ( $M3^{\max}, N^{\text{corr}}$ ).....	143
▪ Tableau III.18. Ferraillages des poteaux situation durable ( $M2^{\max}, N^{\text{corr}}$ ).....	143
▪ Tableau III.19. Ferraillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ).....	144
▪ Tableau III.20. Ferraillages des poteaux situation accidentelle ( $M3^{\max}, N^{\text{corr}}$ ).....	144
▪ Tableau III.21. Ferraillages des poteaux situation accidentelle ( $M2^{\max}, N^{\text{corr}}$ ).....	145
▪ Tableau III.22.Ferraillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ).....	145
▪ Tableau III.23. Ferraillages des poteaux situation accidentelle ( $M3^{\max}, N^{\text{corr}}$ ).....	146
▪ Tableau III.24. Ferraillages des poteaux situation accidentelle ( $M2^{\max}, N^{\text{corr}}$ ).....	146
▪ Tableau III.25. Choix des armatures des poteaux carrés.....	147
▪ Tableau III.26. Vérification des contraintes pour les poteaux.....	148
▪ Tableau III.27.Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	149
▪ Tableau III.28. Espacements maximales selon RPA99/2003[3].....	151
▪ Tableau III.29. Choix des armateurs transversal pour les poteaux.....	151
▪ Tableau III.30. la longueur de recouvrement.....	152
▪ Tableau III.31.Ferraillage des poutres porteuses (situation durable).....	155
▪ Tableau III.32. Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	156
▪ Tableau III.33. Ferraillage des poutres non porteuses (situation durable).....	157
▪ Tableau III.34. Ferraillage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....	158
▪ Tableau III.35. Choix des armatures pour les poutres porteuses.....	158
▪ Tableau III.36. Choix des armatures pour les poutres non porteuses.....	159
▪ Tableau III.37.Vérification de la contrainte de cisaillement.....	159
▪ Tableau III.38. Calcul des armatures transversales.....	160
▪ Tableau III.39. Vérification des poutres porteuses.....	160
▪ Tableau III.40. Vérification des poutres non porteuses.....	161
▪ Tableau III.41. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	162
▪ Tableau III.42. Vérification de la flèche.....	163
▪ Tableau III.43. Caractéristique des voiles du sens x-x (RDC).....	170
▪ Tableau III.44.Caractéristique des voiles du sens y-y (RDC).....	170
▪ Tableau III.45. Les contraintes (RDC).....	171
▪ Tableau III.46. Choix d'armature des voiles du sens x-x(RDC).....	171
▪ Tableau III.47. Les contraintes (RDC).....	171
▪ Tableau III.48. Choix d'armature des voiles du sens y-y(RDC).....	171
▪ Tableau III.49.Vérification de l'effort tranchant des voiles .....	172
▪ Tableau III.50. Vérification de l'effort tranchant des voiles.....	172
▪ Tableau III.51. Caractéristique de l'ascenseur.....	173
▪ Tableau III.52. Les contraintes de l'ascenseur.....	173
▪ Tableau III.53. Choix d'armature de l'ascenseur.....	173
▪ Tableau III.54.Périodes et facteurs de participation massique du 15% d'ouvertures...	175
▪ Tableau III.55.Vérification de la période du modèle final.....	175
▪ Tableau III.56.Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens x-x...	176
▪ Tableau III.57.Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens y-y...	177

▪ Tableau III.58.Vérification l'effet P- $\Delta$ du modèle final Sens x-x.....	178
▪ Tableau III.59.Vérification l'effet P- $\Delta$ du modèle final Sens y-y.....	179
▪ Tableau III.60.Périodes et facteurs de participation massique du 20% d'ouvertures...	179
▪ Tableau III.61.Vérification de la période du modèle final.....	180
▪ Tableau III.62.Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens x-x...	180
▪ Tableau III.63.Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens y-y...	181
▪ Tableau III.64.Vérification l'effet P- $\Delta$ du modèle final Sens x-x.....	182
▪ Tableau III.65.Vérification l'effet P- $\Delta$ du modèle final Sens y-y.....	183
▪ Tableau III.66.Périodes et facteurs de participation massique du 25% d'ouvertures...	183
▪ Tableau III.67.Vérification de la période du modèle final.....	184
▪ Tableau III.68.Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens x-x...	184
▪ Tableau III.69.Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens y-y...	185
▪ Tableau III.70.Vérification l'effet P- $\Delta$ du modèle final Sens x-x.....	186
▪ Tableau III.71.Vérification l'effet P- $\Delta$ du modèle final Sens y-y.....	187
▪ Tableau III.72.Périodes et facteurs de participation massique du 30% d'ouvertures...	187
▪ Tableau III.73.Vérification de la période du modèle final.....	188
▪ Tableau III.74.Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens x-x...	188
▪ Tableau III.75.Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens y-y...	189
▪ Tableau III.76.Vérification l'effet P- $\Delta$ du modèle final Sens x-x.....	190
▪ Tableau III.77.Vérification l'effet P- $\Delta$ du modèle final Sens y-y.....	191
▪ Tableau III.78.Périodes et facteurs de participation massique du 35% d'ouvertures...	191
▪ Tableau III.79.Vérification de la période du modèle final.....	192
▪ Tableau III.80.Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens x-x...	192
▪ Tableau III.81.Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens y-y...	193
▪ Tableau III.82.Vérification l'effet P- $\Delta$ du modèle final Sens x-x.....	194
▪ Tableau III.83.Vérification l'effet P- $\Delta$ du modèle final Sens y-y.....	195
▪ Tableau III.84. Effort normal appliqué sur les fondations.....	199
▪ Tableau III.85. Sections des semelles filantes.....	200
▪ Tableau III.86. Contraintes sous le radier à l'ELU.....	206
▪ Tableau III.87. Vérification des contraintes à l'ELS.....	207
▪ Tableau III.88. Calcul des moments à l'ELU.....	208
▪ Tableau III.89. Calcul des moments à l'ELS.....	208
▪ Tableau III.90. Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.....	209
▪ Tableau III.91. Vérification des contraintes.....	210
▪ Tableau III.92.vérification des contraintes.....	210
▪ Tableau III.93. Ferrailage des nervures suivant x-x et y-y.....	211
▪ Tableau.III.94 vérification des contraintes à l'ELS.....	211
▪ Tableau III.95.vérification des contraintes.....	211
▪ Tableau III.96. Espacement des armatures transversales.....	212
▪ Tableau III.97. Choix des armatures transversales.....	213
▪ Tableau III.98. Ferrailage de panneau débord.....	217
▪ Tableau III.99. Vérifications des contraintes du béton et d'acier.....	217
▪ Tableau III.100. Vérifications des contraintes.....	218
▪ Tableau IV.1. Comparaison des déplacements des étages en direction X (mm).....	220
▪ Tableau IV.2. Comparaison des déplacements des étages en direction Y (mm).....	221
▪ Tableau IV.3. Comparaison des efforts de cisaillement en direction X (kN).....	223
▪ Tableau IV.4. Comparaison des efforts de cisaillement en direction Y (kN).....	223
▪ Tableau IV.5. Comparaison des déplacements inter-étage en direction X (mm).....	226
▪ Tableau IV.6. Comparaison des déplacements inter-étage en direction Y (mm).....	226
▪ Tableau IV.7. Les contraintes de compression, traction et de cisaillement.....	229

# LISTES DES FIGURES

▪ Figure I. 1. Contreventement par murs porteurs .....	4
▪ Figure I. 2. Contreventement par noyau .....	4
▪ Figure I.3. Contreventement mix (Portique + Voile).....	5
▪ Figure I. 4. Modes de rupture des voiles élancés.....	7
▪ Figure I.5. Modes de rupture des voiles courts.....	8
▪ Figure II.1. Diagramme contraintes –déformations « ELU ».....	19
▪ Figure II.2. Diagramme parabole rectangle et diagramme rectangulaire simplifié.....	19
▪ Figure II.3. Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELS.....	20
▪ Figure II.4. Répartition des déformations et des contraintes dans une section droite d'une poutre fléchie.....	21
▪ Figure II.5. Diagramme contrainte- déformation de l'acier.....	22
▪ Figure II.6. Diagramme contraintes- déformations.....	22
▪ Figure II.7: plancher à corps creux.....	25
▪ Figure II.8. Plancher corps creux.....	26
▪ Figure II.9: Dalle pleine.....	27
▪ Figure II.11. Coupe du plancher courant et Coupe du plancher terrasse à corps creux.....	29
▪ Figure II.12. Détail mur intérieur et murs extérieurs (doubles cloisons).....	30
▪ Figure II.13. Schéma de l'acrotère.....	33
▪ Figure II.14. coupe de l'ascenseur.....	34
▪ Figure II.15. Dimension de l'ascenseur.....	34
▪ Figure II.16. Dimensions de la poutre.....	37
▪ Figure II.17. Types des poteaux.....	41
▪ Figure II.18. Poteau central, Axe(c ;3) .....	41
▪ Figure II.19. Poteau rive, Axe(D;5) :.....	41
▪ Figure II.20. Poteau Angle, Axe(D;6) .....	42
▪ Figure II.21. Coupe de voile en élévation.....	55
▪ Figure II.22. Coupe de voile en plan.....	55
▪ Figure II.23: Dimensions de l'acrotère.....	57
▪ Figure II.24:diagrammes de l'effort à l'ELU.....	58
▪ Figure II.25:diagrammes de l'effort à l'ELS.....	59
▪ Figure II.26. Représenter les armatures comprimées et les armatures tendues.....	59
▪ Figure II.27. Section partiellement comprimé.....	62
▪ Figure II.28 : Ferrailage de l'acrotère.....	65
▪ Figure II.29. Les caractéristiques d'un escalier.....	66
▪ Figure II.30. Dimensions d'escalier à volets.....	67
▪ Figure II.31. Schéma statique des escaliers.....	67
▪ Figure II.32. Diagramme des efforts tranchants.et des moments en ELU.....	70
▪ Figure II.33. Diagramme des efforts tranchants.et des moments en ELS.....	71
▪ Figure II.34. Troisième volée (escalier a marche porteuse).....	75
▪ Figure II.35. Escalier a marche porteuse d escalier type 2.....	76
▪ Figure II.36 :Schéma de ferrailage de Première et troisième volée.....	78
▪ Figure .II.37.schéma statique de poutre palière.....	78
▪ Figure .II.38 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	81
▪ . Figure II.39: Vue en plan de dalle machine.....	81
▪ Figure II.40: Disposition constructive des armatures de l'ascenseur. ....	87
▪ Figure II.41. : Schéma statique de la coupe de plancher.....	88

▪ Figure II.42 : Coupe verticale du corps creux.....	88
▪ Figure II.43: Dimensionnement des poutrelles.....	89
▪ Figure II.44: Poutrelle à trois travées.....	91
▪ Figure II.45: Schéma de ferrailage de treillis soudé.....	103
▪ Figure II.46: Schéma de ferrailage des poutrelles.....	103
▪ Figure III.47. Panneau de dalle le plus sollicité.....	104
▪ Figure II.48: Dessin Ferrailage Supérieur du panneau de la dalle pleine.....	111
▪ Figure II.49: Dessin Ferrailage inférieur du panneau de la dalle pleine.....	111
▪ Figure II.50. Spectre de réponse.....	115
▪ Figure II.51.Modélisation en 2D de model initial.....	121
▪ Figure II.52.Modélisation en 3D de model initial.....	121
▪ Figure II.53.Modèle initial mode 1 .....	122
▪ Figure II.54.Modèle initial mode 2.....	123
▪ Figure II.55.Modèle initial mode 3.....	123
▪ Figure. III.1. 3D des modèles :a) cas des ouvertures, b) cas sans ouvertures.....	128
▪ Figure. III.2. a) les parois sur l'axe X ;b) les parois sur l'axe Y.....	129
▪ Figure. III.3.Modélisation en 2D du model final.....	130
▪ Figure. III.4.Modélisation en 3D du model final.....	130
▪ Figure III.5.Modèle final Mode 1.....	131
▪ Figure III.6. Modèle final Mode 2.....	132
▪ Figure III.7. Modèle final Mode 3 Rotation suivant l'axe Z.....	132
▪ Figure III.8.Evaluation des effets du second ordre.....	135
▪ Figure III.9. Zone nodale.....	140
▪ Figure III.10. Ferrailage des poteaux (55x55) cm <sup>2</sup> .....	152
▪ Figure III.11. Ferrailage des poteaux (50x50) cm <sup>2</sup> .....	152
▪ Figure III.12. Ferrailage des poteaux (45x45) cm <sup>2</sup> .....	152
▪ Figure III.13. Ferrailage des poteaux (40x40) cm <sup>2</sup> .....	152
▪ Figure III.14. Ferrailage des poteaux (35x35) cm <sup>2</sup> .....	153
▪ Figure III.15. Ferrailage des Poutres porteuses .....	164
▪ Figure III.16. Ferrailage des Poutres Non porteuses.....	164
▪ Figure III.17.Vue en plan du voile plein en U.....	167
▪ Figure III.18. Schéma de ferrailage du voile en forme U.....	170
▪ Figure III.19. Ferrailage de l'ascenseur.....	174
▪ Figure III.20.Evaluation des effets du second ordre.....	178
▪ Figure III.21. Evaluation des effets du second ordre.....	182
▪ Figure III.22.Evaluation des effets du second ordre.....	186
▪ Figure III.23.Evaluation des effets du second ordre.....	190
▪ Figure III.24.Evaluation des effets du second ordre.....	194
▪ Figure III.25. Ferrailage longrine.....	198
▪ Figure III.26 Représente les semelles considérer.....	199
▪ Figure III.27. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	201
▪ Figure III.28.Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.....	204
▪ Figure III.29.Contraintes sous le radier .....	206
▪ Figure III.30. Ferrailage des nervures en travée sens x-x et y-y.....	213
▪ Figure III.31. Ferrailage des nervures en appui sens x-x et y-y.....	214
▪ Figure III.32. Ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y.....	214
▪ Figure III.33. Coupe A-A ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y .....	214
▪ Figure III.34. coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique.....	215
▪ Figure III.35. ferrailage du voile périphérique.....	216
▪ Figure III.36. représentation du débord du radier.....	216

▪ Figure III.37. Diagramme des moments.....	217
▪ Figure IV.1. Déplacement maximal des différents modèles suivant la direction X.....	212
▪ Figure IV.2. Déplacement maximal des différents modèles suivant la direction Y.....	222
▪ Figure IV.3. Forces latérales de différents modèles suivant la direction X.....	224
▪ Figure IV.4. Forces latérales de différents modèles suivant la direction Y.....	224
▪ Figure IV.5. Déplacement inter-étage des modèles sur la direction X.....	227
▪ Figure IV.6. Déplacement inter-étage des modèles sur la direction Y. ....	227
▪ Figure : IV.7. Élément coque.....	228
▪ Figure IV.8. Maillage des voiles de contreventement.....	229
▪ Figure IV.9. Contraintes maximales au niveau des voiles de l'ascenseur ,compression sous la combinaison G+Q+1,2Ey.	232
▪ Figure IV.10. Contraintes maximales au niveau des voiles de l'ascenseur ,traction sous la combinaison Ey.....	232
▪ Figure IV.11. Contraintes maximales au niveau des voiles de l'ascenseur ,Cisaillement sous la combinaison G+Q+Ex.....	233
▪ Figure IV.12. Contraintes maximales à compression .....	234
▪ Figure IV.13. Contraintes maximales à traction .....	235
▪ Figure IV.14. Contraintes maximales à cisaillement.....	235
▪ Figure IV.15. Contraintes maximales de compression du bâtiment avec 35% d'ouverture.	236
▪ Figure IV.16. Contraintes maximales de traction du bâtiment avec 35% d'ouverture.....	237
▪ Figure IV.17. Contraintes maximales de cisaillement du bâtiment avec 35% d'ouverture..	238
▪ Figure IV. 18. Evolution des contraintes maximales de compression, de traction et de cisaillement dans les voiles en fonction des ouvertures.....	239
▪ Figure IV.19. Contraintes de traction :a) Effort sismique Ex, b)Effort sismique Ey.....	240
▪ Figure IV.20. Effort tranchant en fonction des ouvertures dans les voiles. ....	241
▪ Figure IV.21. Contraintes de traction et de cisaillement dans la direction X.....	242
▪ Figure IV.22. Contraintes de traction et de cisaillement dans la direction Y.....	242

# LISTES 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.
- $\bar{\sigma}_s$  : 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.
- $E.L.U$  : Etat limite ultime.
- $E.L.S$  : Etat 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.
- $\lambda$  : Elancement.
- $e$  : Epaisseur, 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.
- $\gamma_d$  : 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'âge.
- $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- $K$  : 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.
- $Y$  : Position de l'axe neutre.
- $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène

# SOMMAIRE

Introduction générale .....	1
<b>Chapitre I : Recherche bibliographique</b>	
I-1 Introduction .....	2
I-2 Contreventement des structures.....	2
I-2-1 Définition.....	2
I-2-2 Choix du contreventement.....	2
I-2-3 Classification des systèmes de contreventement selon le RPA2003.....	3
I-3 Rôles des voiles de cisaillement en béton armé.....	5
I-4 Modes de rupture des voiles. ....	6
I-4-1 Modes de rupture des voiles élancés.....	6
I-4-2 Modes de rupture des voiles courts .....	7
I-5 Comportement des voiles en béton armé de forme .....	9
I-5-1 Introduction.....	9
I-5-2 Effet des voiles en forme L sans ouvertures .....	9
I-5-3 Effet des voiles en forme L avec ouvertures.....	10
I-6 Conclusion.....	12
<b>Chapitre II : Présentation et modélisation de la structure</b>	
II-1 Présentation de l'ouvrage.....	13
II-1-1 Introduction.....	13
II-1-2 Description de l'ouvrage .....	13
II-1-3 Caractéristiques des matériaux.....	13
II-1-4 Caractéristiques du béton.....	17
II-1-5 Caractéristiques de l'acier.....	21
II-1-6 Hypothèses de calcul.....	23
II-2 Pré-dimensionnement des éléments structuraux.....	25
II.2.1 Introduction .....	25
II.2.2 Pré dimensionnement des planchers .....	25
II-2-3 Evaluation des charges et surcharges.....	25
II-2-4 Pré dimensionnement des portiques .....	35
II-2-5 Pré dimensionnement des voiles.....	54
II-3 Ferrailage des éléments non structuraux.....	56
II.3.1 Introduction.....	56
II.3.2 Acrotère.....	56
II.3.3 Calcul des escaliers.....	66
II.3.4 Étude de la poutre palière.....	78
II.3.5 Dalle machine.....	81
II.3.6 Le plancher.....	87
II.3.7 Dalle plein.....	104
II-4 Etude dynamique et sismique.....	112
II.4.1 Introduction.....	112
II.4.2 Étude dynamique.....	112
II.4.3 Modélisation de la structure.....	113
II.4.4 Utilisation du spectre de réponse.....	115
II.4.5. Résultante des forces sismiques de calcul .....	120
II.4.6 Vérifications exigées par le RPA 99/version 2003.....	120
II.4.7 Interprétation des résultats de l'analyse sismique.....	121

<b>Chapitre III : Choix et modélisation des structures avec les voiles</b>	
III.1. Introduction.....	121
III.2. Choix d'étude.....	127
III.3. Etude de la structure contreventé avec des voiles en forme L sans ouvertures.....	127
III.3.1. Modélisation de la structure .....	130
III.3.2. Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algérien.....	130
III.4. Ferrailage des éléments structuraux.....	133
III.4.1 Introduction .....	139
III.4. 2. Ferrailage des poteaux.....	139
III.4. 3. Ferrailage des poutres .....	139
III.4. 4. Ferrailage des voiles.....	153
III.4.5. Ferrailage de l'ascenseur.....	165
III.5. Etude de la structure contreventé avec des voiles en forme L avec des ouvertures.....	173
III.5.1 Introduction .....	175
III.5.2. Structure avec 15% d'ouvertures dans le voile de cisaillement.....	175
III.5.3. Structure avec 20% d'ouvertures dans le voile de cisaillement.....	175
III.5.4. Structure avec 25% d'ouvertures dans le voile de cisaillement.....	179
III.5.5. Structure avec 30% d'ouvertures dans le voile de cisaillement.....	183
III.5.6. Structure avec 35% d'ouvertures dans le voile de cisaillement.....	187
III.5.7 Conclusion.....	192
III.6 Etude des fondations.....	195
III.6.1 Introduction.....	196
III.6.2 Classification des fondations.....	196
III.6.3 Ferrailage de longrine.....	196
III.6.4 Etude préliminaire du choix de type de semelle.....	196
III.6.5 Voile périphérique.....	198
<b>Chapitre IV : Comportement sismique des voiles en forme L avec des ouvertures</b>	
IV.1. Introduction.....	219
IV.2. Déplacements des étages.....	219
IV.3. Forces latéraux.....	222
IV.4. Déplacement inter-étage.....	225
IV.5. Contraintes maximales dans les voiles.....	229
IV.6. Effort tranchant – contrainte.....	239
IV.7. Conclusion.....	243

### **Conclusion générale et perspectives**

The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners. Two horizontal decorative flourishes, consisting of symmetrical scrollwork and floral patterns, are positioned above and below the central text.

# **Introduction générale**

### INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le nord de l'Algérie est connu pour son importante activité sismique, ce qui nous incite à prendre conscience des dommages qu'elle peut engendrer dans les constructions et surtout sur les vies humaines. Dans notre pays, de nombreux immeubles de moyenne hauteur sont construits en utilisant des murs de cisaillement en béton armé pour renforcer la structure des bâtiments face aux charges sismiques. Cependant, ces murs ont des ouvertures, comme les fenêtres et les portes, pour des raisons pratiques, mais cela peut impacter considérablement la résistance sismique du bâtiment. Par conséquent, il est important de prendre en compte les ouvertures et leurs tailles dans les murs de cisaillement lors de l'analyse sismique des bâtiments, car cela peut jouer un rôle crucial dans leur comportement face aux secousses sismiques.

Le code de calcul parasismique Algérien (RPA99/2003) ne spécifie pas la taille des ouvertures dans les murs de cisaillement, ce qui souligne la nécessité d'une enquête numérique pour évaluer le comportement de ces murs avec ouvertures. Ainsi, notre étude se concentrera sur l'analyse de plusieurs modèles de constructions contreventées avec des murs de cisaillement en forme de L (sur le plan horizontale) avec des ouvertures de différentes tailles. Nous pourrions ainsi comprendre le comportement de ces structures et comparer les différentes contraintes subies par les murs de cisaillement et de ce fait par la structure. Cette recherche vise à déterminer le pourcentage optimal d'ouverture pour garantir la résistance et la sécurité des habitants. Les résultats de cette étude pourront ainsi contribuer à améliorer la conception des bâtiments dans les zones sismiques et à minimiser les risques liés aux séismes. Le présent mémoire est structuré en quatre chapitres : chapitre 1 : recherche bibliographique, chapitre 2 : présentation et modalisation de la structure, chapitre 3 : Choix et modélisation des structures avec les voiles, chapitre 4 : Comportement sismique des structures.

A la fin du manuscrit, on donne une conclusion générale et les perspectives

The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners. Two large, symmetrical flourishes, resembling stylized infinity symbols or interlocking scrolls, are positioned above and below the text. The text is centered and rendered in a classic serif font.

# Chapitre I

## Recherche bibliographique

## I.1. Introduction

L'étude du comportement des murs de cisaillement est un sujet clé dans le domaine de l'ingénierie civile, car ces éléments structuraux sont largement utilisés pour résister aux charges sismiques dans les bâtiments. Les murs de cisaillement peuvent avoir différentes formes, telles que les murs en forme de L, les murs en forme de T et U. De nombreuses études ont été menées pour comprendre le comportement de ces murs sous différentes charges et pour améliorer leur résistance aux séismes. Dans ce chapitre présent une synthèse bibliographique sur le contreventement des structures en béton armé avec des voiles de cisaillement et les modes de ruptures de ces voiles.

## I.2. Contreventement des structures

### I.2.1. Définition

Le contreventement est un système statique utilisé en génie civil pour assurer la stabilité d'un ouvrage face aux effets horizontaux comme le vent ou le séisme. Il permet également de stabiliser les parties de l'ouvrage face aux phénomènes d'instabilité. Pour assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il faut au moins trois contreventements verticaux et un contreventement horizontal. Les contreventements peuvent être réalisés avec différents matériaux tels que le béton armé, la maçonnerie, le bois ou l'acier[1].

### I.2.2. Choix du contreventement

Le contreventement assure la stabilité horizontale et verticale de la structure pendant les secousses, qui ont des composantes dans les trois directions. Le contreventement horizontal transmet les actions latérales aux éléments verticaux appelés palées de stabilité, et les planchers et toitures rigides sont nécessaires pour assurer cette transmission. Les percements trop grands ou mal placés peuvent affaiblir leur résistance et leur rigidité. Les diaphragmes flexibles devraient être évités pour éviter le déversement des murs, notamment en maçonnerie. Le contreventement vertical par palées doit répondre à des critères spécifiques pour être efficace tels que [2].

**A) Leur nombre**

Il est nécessaire d'avoir au moins trois palées par étage, qui ne sont ni parallèles ni concourantes.

**B) Leur disposition**

Les contreventements devraient être placés de manière symétrique par rapport au centre de gravité des planchers, de préférence aux angles, et avec une largeur suffisante.

**C) Leur distribution verticale**

Il est recommandé d'assurer une distribution régulière des palées, en les superposant autant que possible, afin d'assurer une rigidité similaire pour les différents niveaux, à la fois en termes de translation et de torsion [2]

**I.2.3. Classification des systèmes de contreventement selon le RPA2003 :**

Les règles et méthodes de calcul pour les structures impliquent l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de comportement R à chaque catégorie de systèmes structuraux. Cette classification est basée sur la fiabilité et la capacité de dissipation de l'énergie face aux actions sismiques. Le coefficient de comportement correspondant est déterminé en fonction de plusieurs critères tels que la nature des matériaux utilisés, le type de construction, les capacités de redistribution des efforts dans la structure et les capacités de déformation des éléments post-élastiques [3]

Les catégories suivantes sont utilisées pour classer les systèmes de contreventement :

**I.2.3.1. Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide**

Il s'agit d'une structure constituée exclusivement de portiques qui peuvent supporter toutes les charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas entraver les déformations des portiques (tels que des cloisons légères ou désolidarisées dont les liaisons ne limitent pas les déplacements des portiques). De plus, les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser une hauteur de 7 niveaux ou 23 mètres en zone I, 5 niveaux ou 17 mètres en zone II et 2 niveaux ou 8 mètres en zone III [3]

**I.2.3.2. Portiques auto-stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide**

Cette catégorie de bâtiments est constituée d'une ossature de portiques qui doit être capable de supporter toutes les charges verticales et horizontales. Les éléments de remplissage sont

des murs en maçonnerie de petits éléments, dont l'épaisseur ne doit pas dépasser 10 cm, à l'exception des remplissages périphériques et des séparations entre deux logements ou deux locaux d'un même niveau. Les remplissages doivent être disposés symétriquement par rapport au centre de masse de chaque étage pour éviter une dissymétrie dans le système de contreventement en béton armé de l'étage. Les bâtiments ne doivent pas dépasser 6 niveaux ou 20m en zone I et II, et 2 niveaux ou 8m en zone III[3]

### I.2.3.3. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

Le système de structure en question peut être composé soit uniquement de voiles, soit d'une combinaison de voiles et de portiques. Dans cette dernière configuration, les voiles sont responsables de plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, tandis que les voiles seuls assurent la résistance aux sollicitations horizontales [3].

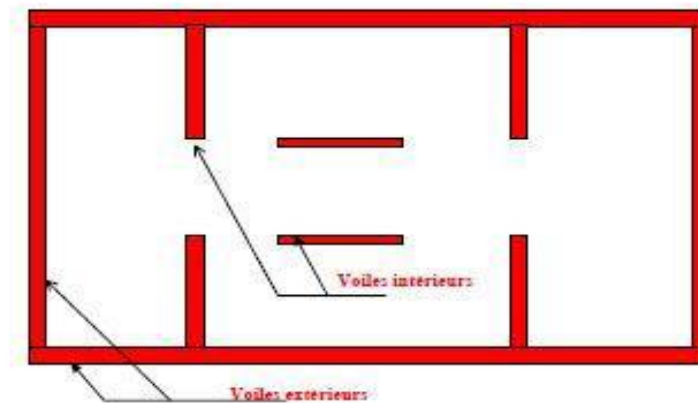


Figure I. 1. Contreventement par murs porteurs [4].

### I.2.3.4. Structure à ossature en béton armé contreventée par noyau en béton armé

Dans cette configuration, la structure du bâtiment est entièrement contreventée par un noyau rigide en béton armé qui assure la prise en charge de la totalité de l'effort horizontal [3].

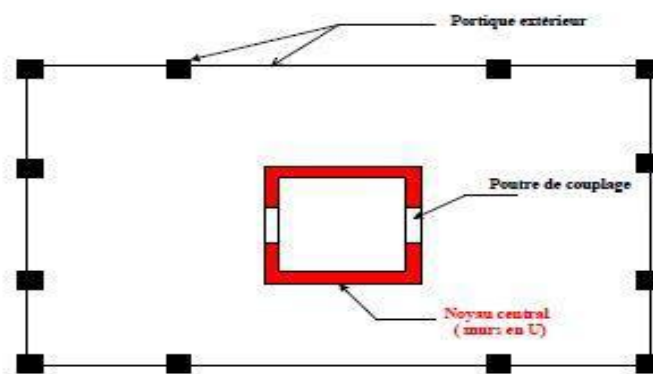


Figure I. 2. Contreventement par noyau [4]

### I.2.3.5. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles

Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des charges verticales, tandis que les charges horizontales sont réparties entre les voiles et les portiques en fonction de leurs rigidités relatives et des interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent également reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage en plus des charges verticales[3].

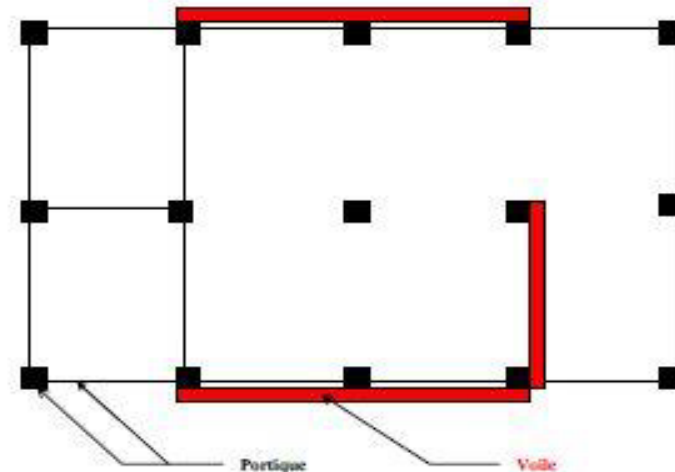


Figure I.3. Contreventement mix (Portique + Voile). [4].

### I.2.3.6. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

Si ce système est utilisé, les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des charges verticales et l'ensemble des charges horizontales. Les portiques, quant à eux, ne sont sollicités que par les charges verticales, mais en zone sismique III, il est nécessaire de les vérifier sous un effort horizontal équivalent à 25% de l'effort horizontal global. Les bâtiments construits avec ce système sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 mètres [3].

#### I.3. Rôles des voiles de cisaillement en béton

Le code parasismique Algérien RPA99/V2003 [3] impose l'utilisation des voiles en béton armé dans la construction de structures dans les zones sismiques. Cette exigence est due au fait que les voiles sont non seulement porteurs pour les charges verticales, mais également très efficaces pour la résistance aux forces horizontales. Ils supportent la plus grande partie de l'effort sismique, ce qui conditionne le comportement des structures et assure leur sécurité. Par rapport à d'autres éléments de structures, les voiles ont d'autres rôles importants [5] :

- Augmente la rigidité de l'ouvrage

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers.
- Participer au contreventement.
- S'opposer à la poussée de terre éventuellement d'eau
- Diminue les dégâts des éléments non-porteurs dont le coût de réparation est souvent plus grand que celui des éléments porteurs
- Assurer une isolation acoustique.
- Assurer une protection contre l'incendie
- Apaise les conséquences psychologiques sur les habitants de haut bâtiment dont les déplacements horizontaux sont importants lors des séismes.
- Rend le comportement de la structure plus fiable que celui d'une structure ne comportant que des portiques.

#### I.4. Modes de rupture des voiles

##### I.4.1 Modes de rupture des voiles élancés ( $h/l > 1,5$ )

###### a) Ruptures en flexion :

**Mode f1 :** Le mode de défaillance le plus souhaitable des voiles en béton armé est la rupture par plastification des armatures verticales tendues et l'écrasement du béton comprimé, ce qui conduit à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile, avec une importante dissipation d'énergie. Ce mode de ruine est observé principalement dans les voiles très élancés, qui sont soumis à un effort normal de compression faible et à un cisaillement modéré.

**Mode f2 :** Ce mode de ruine se produit lorsque le béton est soumis à une compression intense, ce qui entraîne son écrasement. Ce type de ruine est souvent observé dans les voiles fortement armés, soumis à une forte charge normale. Contrairement au mode de ruine précédent, celui-ci est moins ductile, surtout pour les sections rectangulaires.

**Mode f3 :** Le mode de rupture est une rupture fragile par la rupture des armatures verticales tendues. Ce mode de rupture est observé dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont réparties de manière homogène et non concentrées aux extrémités. Cependant, la ductilité et la capacité d'absorption d'énergie peuvent être améliorées en concentrant les armatures verticales aux extrémités [6].

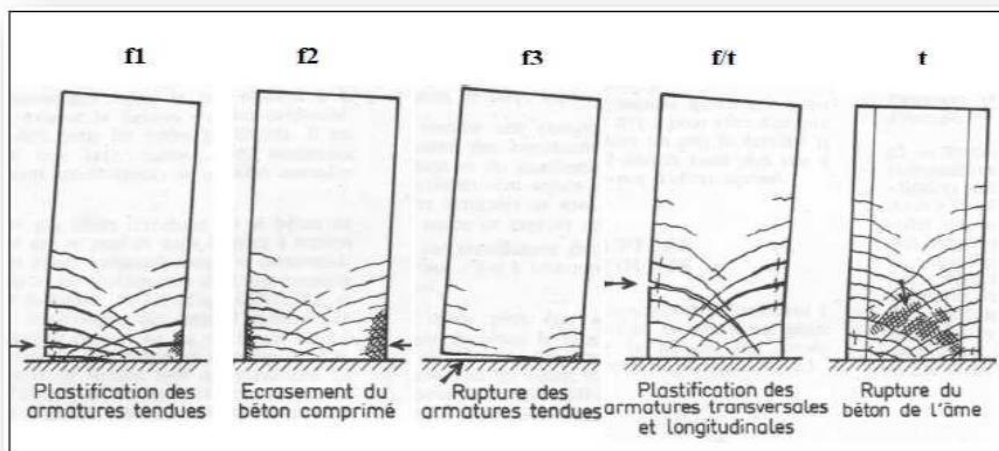
### b) Ruptures en flexion-effort tranchant

**Mode f/t :** La rupture par plastification des armatures verticales de flexion et des armatures transversales est un mode de ruine observé dans les voiles moyennement élancés, où la flexion n'est plus le mode de sollicitation prédominant et où les armatures horizontales sont insuffisantes [5].

### c) Ruptures par effort tranchant

**Mode t :** Il s'agit de la rupture des bielles de compression qui se développent dans l'âme du voile. Ce mode de rupture se produit dans les voiles fortement armés longitudinalement et transversalement, munis de raidisseurs et soumis à des cisaillements élevés.

**Mode g :** Une des façons dont les voiles peuvent se rompre est par glissement au niveau des joints de bétonnage. Cette mode de rupture est généralement associée aux voiles courts, mais il peut également se produire dans le cas des voiles moyennement élancés. La présence d'armatures verticales réparties insuffisantes, une qualité médiocre des joints de bétonnage, et une faible valeur de l'effort normal sont autant de facteurs qui peuvent contribuer à l'apparition de ce type de rupture [5].



**Figure I. 4.** Modes de rupture des voiles élancés

#### I.4.2. Modes de rupture des voiles courts ( $h/l \leq 1,5$ )

**Mode T1 :** la rupture par glissement (sliding shear) à l'encastrement est causée par la plastification progressive des armatures verticales et est accompagnée de glissements importants qui réduisent considérablement la raideur et la capacité de dissipation d'énergie. Ce mode de rupture peut survenir en cas d'insuffisance des armatures verticales réparties.

**Mode T2 :** La rupture diagonale, appelée également rupture par tension diagonale (diagonal tension failure), se produit lorsque des fissures diagonales apparaissent dans le voile, entraînant la plastification ou la rupture des armatures le long de ces fissures. Ce mode de rupture est généralement observé dans les voiles moyennement armés et soumis à un effort normal de faible intensité.

**Mode T3 :** La rupture par écrasement (diagonal compression failure) du béton de l'âme, à la base des bielles transmettant les efforts de compression, est un mode de ruine caractéristique des voiles fortement armés, en particulier s'ils sont associés à des raidisseurs sur leur bord[6.7].

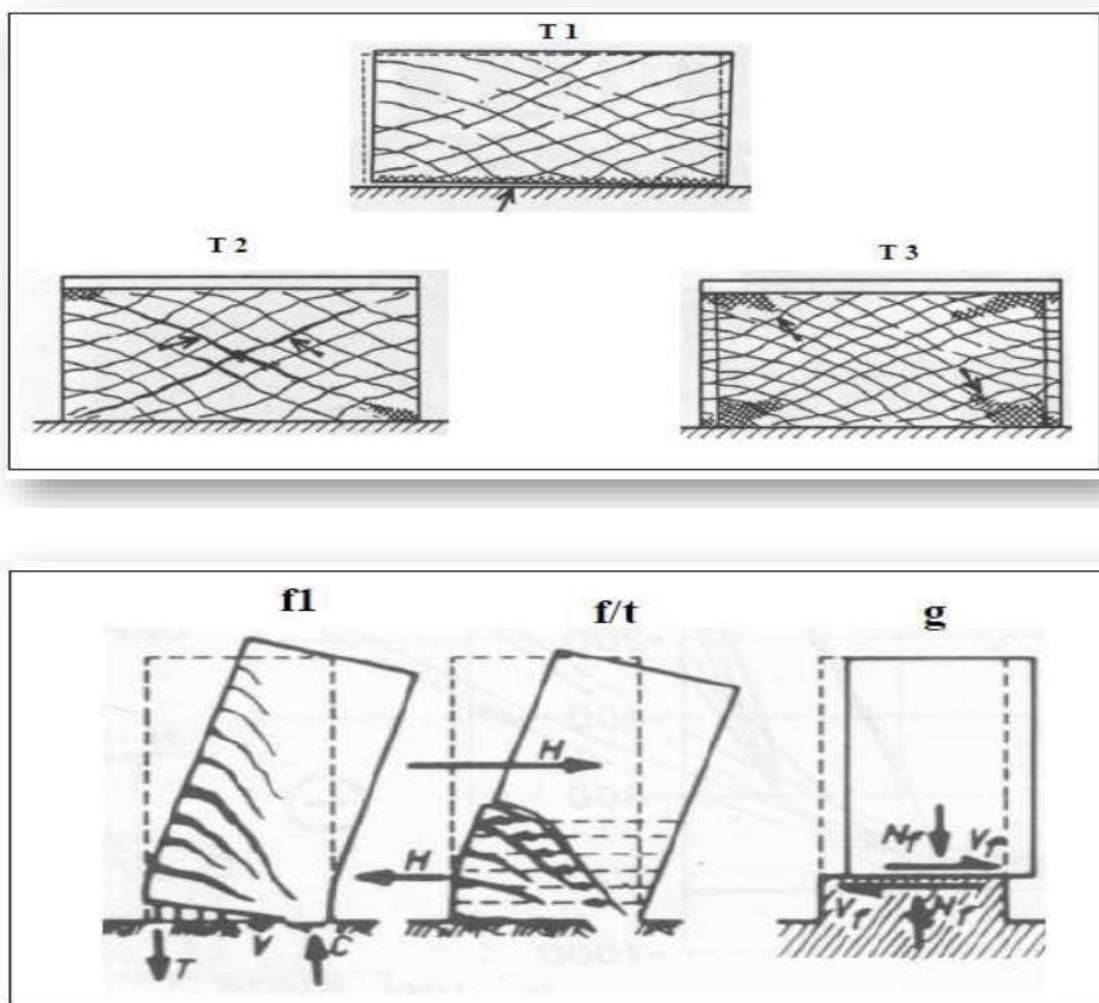


Figure I.5. Modes de rupture des voiles courts.

## I.5. Comportement des voiles en béton armé de forme L

### I.5.1. Introduction

L'objectif principal des systèmes structurels utilisés dans les constructions est de supporter les charges gravitationnelles. En plus de ces poids verticaux, les charges latérales causées par le vent, les explosions ou les tremblements de terre peuvent également affecter les bâtiments. Les charges latérales ont le potentiel de générer des contraintes importantes, un mouvement d'oscillation ou de vibration. Par conséquent, il est crucial que la structure ait suffisamment de force pour supporter les charges verticales ainsi qu'une rigidité suffisante pour résister aux contraintes latérales. Les murs de cisaillement sont des éléments verticaux du système qui résistent aux forces horizontales. Pour atténuer les conséquences des charges latérales exercées sur une structure, des murs de cisaillement sont construits. Les murs de cisaillement sont des murs extérieurs droits utilisés dans la construction. Les murs de cisaillement doivent suffisamment solides et rigides pour résister aux forces horizontales. Les dommages causés par les contraintes latérales dues aux tremblements de terre et aux vents violents peuvent être réduits en construisant des barrières de cisaillement. La construction de murs de cisaillement donnera aux structures plus de rigidité, limitant les dommages à la structure.

Les structures en béton armé avec des murs en forme de L offrent de nombreux avantages aux architectes, ce qui leur permet de concevoir des constructions avec de plus grandes zones ouvertes et une grande polyvalence [8-9]. En plus, les murs de cisaillement en béton en forme de L sont utilisés dans les bâtiments à plusieurs étages car ils peuvent absorber une excellente quantité d'énergie sismique s'ils sont correctement conçus [10-11].

### I.5.2. Effet des voiles en forme L sans ouvertures

Ces dernières années, un nouveau type d'immeubles de grande hauteur a été construit. Les murs de cisaillement en béton armé sont généralement utilisés dans les bâtiments de grande hauteur pour résister aux charges latérales [12]. Les murs de cisaillement à courte branche en béton armé désignent des murs de béton armé spécifiques dont le rapport de la hauteur de la section transversale à la largeur est compris entre 5 et 8 [13]. Une structure de mur de cisaillement à courte branche présente une disposition flexible et une bonne fonction de construction [14-15]. Il est très courant d'utiliser des murs de cisaillement à courte branche avec une section transversale rectangulaire pour optimiser l'économie et la conception. De nombreuses études ont été menées pour étudier le comportement sismique des murs de

cisaillement rectangulaires [16-17]. Des études expérimentales antérieures ont montré que les murs de cisaillement rectangulaires avaient généralement de mauvaises performances sismiques [18], en particulier pour les murs de cisaillement à courte branche rectangulaires [19]. Afin d'améliorer les performances sismiques des murs de cisaillement à courte branche en forme de L, Pinle Zhang et al. ont conçu des murs de cisaillement à courte branche en forme de L avec des barres d'armature et du béton de haute résistance. Les barres d'armature longitudinales de haute résistance servent à améliorer la capacité de charge. Les barres d'armature horizontales de haute résistance servent à confiner le béton et à retarder le flambage des barres d'armature longitudinales, tout en augmentant la ductilité simultanément. Le béton de haute résistance sert à améliorer la capacité de charge [20].

Karamlou et al. ont simulé le comportement de murs minces en béton armé en forme de L soumis à des charges latérales cycliques, en testant quatre murs minces en béton armé avec des sections transversales en forme de L soumis à une action combinée de charges axiales constantes et de charges latérales cycliques [21]. Su et al. ont vérifié le comportement sismique de murs minces en béton armé soumis à une forte proportion de charge axiale [22]. Pugh et al. ont développé un modèle de simulation de la réponse cyclique non linéaire de murs en béton à contrôle de flexion, répondant aux objectifs d'exactitude et d'efficacité computationnelle [23]. En outre, Inada et al. ont étudié l'effet de la direction de charge et de la configuration de la section sur le comportement sismique du mur porteur [24].

### **I.5.3. Effet des voiles en forme L avec ouvertures**

Les ouvertures dans les murs de cisaillement peuvent être nécessaires en raison de considérations municipales ou de rénovation, telles que les ascenseurs, les fenêtres, les portes et l'emplacement des escaliers [25]. La création d'ouvertures dans les murs de cisaillement réduit la capacité structurelle et l'intégrité globale du mur, ainsi que la concentration de contraintes autour des ouvertures [11].

Les dimensions des ouvertures dans les murs de cisaillement d'un bâtiment peuvent être considérables, ce qui peut impacter la capacité du bâtiment à résister aux séismes, notamment dans le cas de couloirs spacieux [26]. La forme, la taille et le nombre de ces ouvertures influencent également le niveau de résistance sismique de la structure du bâtiment, en particulier en termes de contraintes. Par conséquent, les ouvertures ont un impact significatif sur les performances globales des bâtiments [27].

Plusieurs travaux de recherche ont été réalisés sur les murs avec des ouvertures. A titre d'exemple, les travaux expérimentaux menés par Lin et al. [28] ont montré que la concentration de contraintes se produit aux coins des ouvertures, ce qui induit des fissures dans le mur et réduit ainsi la résistance et la rigidité de la paroi de cisaillement. Lorsque des ouvertures sont incorporées dans la paroi de cisaillement, il est conseillé de procéder à une analyse par éléments finis pour calculer la capacité de résistance ultime. Les recherches menées par Daniel et al. [29] ont montré que les armatures verticales interrompues placées sur les côtés des ouvertures fonctionnent bien dans les structures résistantes aux séismes. En outre, pour les murs de cisaillement avec des ouvertures dont la taille est inférieure à 10 %, il n'est pas nécessaire de réduire la rigidité, quelle que soit la disposition de l'ouverture [30]. De plus, Balkaya et al. [31] ont remarqué que le mécanisme de couplage Tension/Compression subit un changement significatif avec un changement de position de l'ouverture dans le mur de cisaillement. En outre, différents auteurs ont analysé l'emplacement des murs de cisaillement et des ouvertures dans les murs de cisaillement à l'aide de la méthode des éléments finis [32-33].

Récemment, plusieurs études ont été menées pour évaluer l'adaptabilité des murs de cisaillement avec des ouvertures à différents types de charges sismiques [34-35]. D'après la littérature consultée, la présence d'ouvertures dans les murs de cisaillement est essentielle dans la conception d'une structure. Cette conception doit prendre en compte l'emplacement du mur de cisaillement dans le plan de la structure, ses dimensions et la présence d'ouvertures éventuelles. De plus, les études antérieures indiquent que les murs de cisaillement avec des ouvertures doivent être soigneusement analysés et conçus pour résister aux charges sismiques. Enfin, une armature ductile adéquate doit être placée autour des ouvertures pour éviter la propagation de fissures en cas de séisme [36]. Ozkula et al. ont également conclu que les murs de cisaillement ont un impact significatif sur la performance sismique des bâtiments en béton armé, et que leur présence améliore la performance des bâtiments [37]. Une étude expérimentale menée par Hosseinia et al. avait pour but d'examiner les performances structurales des murs de cisaillement en béton armé trapus comportant des ouvertures découpées ou excentrées. Ils ont observé que la réduction de la rigidité latérale était moindre pour les murs de cisaillement avec des ouvertures excentrées que pour ceux avec des ouvertures découpées. En outre, ils ont souligné la nécessité de renforcer les murs comportant des ouvertures [38]. Varma et al. ont effectué une analyse tridimensionnelle d'un bâtiment à murs de cisaillement pour étudier l'effet de la taille et de l'emplacement des ouvertures dans le mur de cisaillement. Ils ont conclu que le rapport d'aspect avait un impact significatif sur les

performances du mur de cisaillement et que les murs de cisaillement aux coins de la structure donnaient de meilleurs résultats que ceux placés au centre de la travée[36]. Enfin, Montazeri et al. ont mené une analyse de murs de cisaillement en béton armé avec des ouvertures verticales ordonnées ou décalées à l'aide d'ABAQUS et ont comparé les résultats avec des données expérimentales. Ils ont conclu que les murs comportant des ouvertures décalées avaient une capacité de charge et une rigidité supérieures à celles des murs avec des ouvertures ordonnées[40].


### **I.6. Conclusion**

De nos jours, il est de plus en plus fréquent d'utiliser des voiles en béton armé dans les constructions situées dans des régions sismiques. Cette pratique s'est répandue notamment parce que les voiles, en plus de leur fonction de soutien des charges verticales, sont très efficaces pour résister aux forces horizontales engendrées par les tremblements de terre. En effet, ils sont capables d'absorber la majeure partie de ces forces, ce qui a une influence considérable sur le comportement global des structures et leur sécurité. Grâce à une utilisation efficace de voiles en forme L correctement positionnés, de nombreux modèles ont été développés. Par ailleurs, pour les murs avec des ouvertures, il est possible de prédire leur comportement à l'aide de l'analyse par éléments.



# **Chapitre II**

Présentation et modélisation  
de la structure



## II.1 : Présentation de l'ouvrage

### II.1.1 Introduction

Nous présentons dans ce chapitre les descriptions générales de notre projet, telles que les dimensions et la classification de l'ouvrage, les différents éléments composants la structure, les propriétés physico-mécaniques des matériaux utilisés et les hypothèses de calcul en béton armé, en se basant sur des règlements à savoir, le béton armé aux états limites (BAEL) [41], le Règlement Parasismique Algérienne 99 version 2003 (RPA) [3].

### II.1.2 Description de l'ouvrage

On se propose d'étudier un bâtiment **RDC+10** à usage mixte : habitation, bureau, commerce. dont le lieu d'implantation est la commune de la wilaya d'**Alger**. Cette région est classée comme zone de forte sismicité, **Zone III**, selon la classification des zones établie par le règlement parasismique Algérien RPA 99 /version 2003. [3]

Notre structure est de forme régulière en plan, il comporte :

- le RDC à usage **commerciale**.
- 1<sup>er</sup> étage à usage **bureau**.
- Le 2<sup>ème</sup> à 10<sup>ème</sup> étage à usage **habitation**.

#### II.1.2.1. Caractéristique géométrique

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc régulier en plan, de dimensions suivantes :

##### ✓ a Dimensions en élévation

- Hauteur de réz- de chaussé :.....H=3,40 m.
- Hauteur de 1<sup>er</sup> étage :.....H=3.15 m.
- Hauteur de 2<sup>ème</sup> étage au 10<sup>ème</sup> étage .....H=3,06 m.
- Hauteur totale du bâtiment sans l'acrotère:.....Ht=34.09 m.

##### ✓ b Dimensions en plan

- Longueur totale du bâtiment en plan .....23.70m.
- Largeur totale du bâtiment en plan .....14.10.

### II.1.2.2. Critère de classification de notre structure selon RPA 99 VERSION 2003 [3]

#### a- Classification selon la zone sismique

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- Zone I : sismicité faible
- Zone II : sismicité moyenne (IIa,IIb)
- Zone III : sismicité élevée

Donc notre ouvrage est classé comme

#### b- Classification des sites

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

- Catégorie S1 (site rocheux) :
- Catégorie S2 (site ferme) :
- Catégorie S3 (site meuble) :
- Catégorie S4 (site très meuble)

Le sol d'assise de notre cas est classé en : **S2 site ferme.**

#### c- Classification des systèmes de contreventement

##### **Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.**

Dans ce cas, Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques- voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

#### d- Classification des ouvrages selon leur importance

Le niveau de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre (4) groupes définis ci-après :

- Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale
- Groupe 1B : Ouvrages de grande importance
- Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne
- Groupe 3 : Ouvrage de faible importance
- Selon le règlement parasismique Algérien (R.P.A99 v2003) [3] notre structure est classé dans « **groupe 2** » Ouvrages courants ou d'importance moyenne

### II.1.2.3. Conception structurelle

#### a) Plancher

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher (corps creux, poutrelles et dalle de compression) pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation,
- Les portées de notre bâtiment ne sont pas importantes,
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique,
- Economie dans le coût de coffrage (poutrelles et corps creux),

Les planchers des étages courants sont en corps creux.

#### d) Maçonneries :

-Pour les murs extérieurs, une double paroi en brique creuse d'épaisseur 15 cm, plus une brique creuse d'épaisseur 10 cm, avec une lame d'air de 5 cm.

-Pour les murs intérieurs, une simple paroi en brique creuse d'épaisseur **10 cm**.

#### c) Revêtement

Le revêtement de notre structure se fait avec des plusieurs matériaux :

- Fait en céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau,
- Carrelage de 2cm pour les différents planchers et escaliers,
- Enduit de plâtre de 2cm pour les cloisons et plafonds,
- Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

#### d) Escaliers

La structure contient deux types d'escaliers, escalier droit composé de deux volées et un palier de repos et escaliers hélicoïdale.

#### e) les Voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

#### f) Cage d'ascenseur

Notre structure est munie d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles.

**g) Acrotère**

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 60 cm de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place, il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

**II.1.3. Caractéristiques des Matériaux****II.1.3.1. Notion d'état limite**

Un état limite est un état dont le quel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu

On distingue deux catégories d'états limites : les états limites ultimes dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure et les états limitent de service dont le non-respect compromet la durabilité de l'ouvrage.

**A/ Etat limite ultime** on distingue :

**A-1) Etat limite ultime d'équilibre statique** glissement ; renversement ; tassement...)

**A-2) L'état limite ultime de résistance** concerne la non rupture de l'ouvrage, donc la structure ne doit pas rompre sous l'effet des efforts qui lui sont appliqués, cela conduira à déterminer par exemple les quantités d'armatures à placer dans un élément de la structure.

**A-3) Etat limite de stabilité de forme** concerne les pièces élancées, par exemple un poteau qui est soumis à la flexion composée et doit résistez au risque de flambement.

**B/ Etat limite de service**

Il correspond à des critères dont le non-respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes ou compromettantes sa durabilité et on distingue :

**B-1) Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton**

**B-2) Etat limite de service d'ouverture des fissures** la corrosion des armatures insuffisamment protégées compromet la durabilité de l'ouvrage.

**B-3) Etat limite de service de déformation** les déformations importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres fissuration de carrelage sur une dalle trop fléchie par exemple,.....

### II.1.3.2. Actions

Les actions sont l'ensemble des charges (forces...) permanentes ; climatiques et d'exploitations appliquées à la structure

**a/Actions permanents(G)** elles sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage et comporte :

- le poids propre de la structure
- les charges de la superstructure, des équipements fixes

**b/Actions variables(Q<sub>i</sub>)** ce sont des actions dont l'intensité est plus ou moins constante, elles sont définies par les textes réglementaires.

**c/Actions accidentelles** (séisme, incendies, chocs...)

### II.1.4. Caractéristiques du béton

Le béton est une pierre artificielle obtenue par le durcissement du mélange,

Granulats (sable+ gravier) +liants + eau, la partie active est le système eau+liants et la partie inerte est celle des granulats.

#### II.1.4.1. Classification

Elle est basée sur plusieurs paramètres :

**La masse volumique (ρ)** on distingue

- Les bétons extra lourds :.....  $\rho / 2500 \text{ kg/m}^3$
- Les bétons lourds :.....  $1800 \text{ kg/m}^3 \leq \rho \leq 2500 \text{ kg/m}^3$
- Les bétons légers :.....  $500 \text{ kg/m}^3 \leq \rho \leq 1800 \text{ kg/m}^3$
- bétons très légers :.....  $\rho < 500 \text{ kg/m}^3$

### II.1.4.2. Composition de béton

a) **ciment (c)** : le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile.

b) **Sable** : la quantité du sable s'apprécie essentiellement par la forme et la propreté de ses grains, son dosage entre 380 -----450 L.

c) **Gravier** les gravillons sont des granulats qui passent au tamis de 25 mm et sont retenus par le tamis de 5mm, le dosage est généralement 750 ---- 850 L

d) **eau de gâchage** l'eau doit être propre, et sa quantité est varié entre 150-200L

Les Quantités courantes du béton par m<sup>3</sup> sont :

- Ciment..... 350 kg / m<sup>3</sup>
- Sable..... 400 L
- Gravier ..... 800 L
- Eau..... 175 L

### II.1.4.3. La résistance du béton

Au point de vue mécanique le béton est défini par une résistance (résistance à la compression).

a) **résistance à la compression (f<sub>c28</sub>)** pour un âge de 28 jours la résistance à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} F_{C28} \quad \text{pour} \quad F_{C28} \leq 40 \text{ MPA}$$

[3]

$$F_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} F_{C28} \quad \text{pour} \quad F_{C28} > 40 \text{ MPA}$$

b) **résistance à la traction (f<sub>t28</sub>)** la résistance caractéristique à la traction du béton est en fonction de la résistance caractéristique à la compression

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

Pour la vérification à l'état limite ultime on utilise le diagramme contrainte déformations, en cas de compression totale.

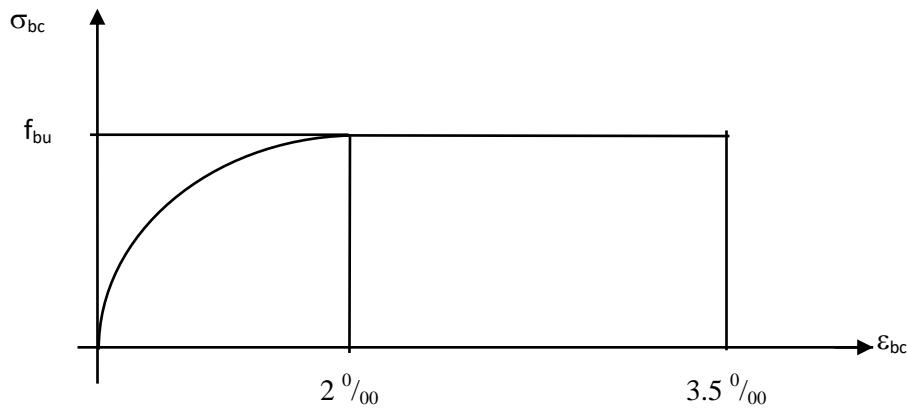


Figure II.1. Diagramme contraintes –déformations « ELU ».

$f_{bc}$  est la résistance de calcul du béton qui vaut :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{F_{CJ}}{\theta \times \gamma_b}$$

$\theta=1$  lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 heures, 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures et 0,85 lorsque elle est inférieure à 1 heure.

Lorsque la section n'est pas entièrement comprimée on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié

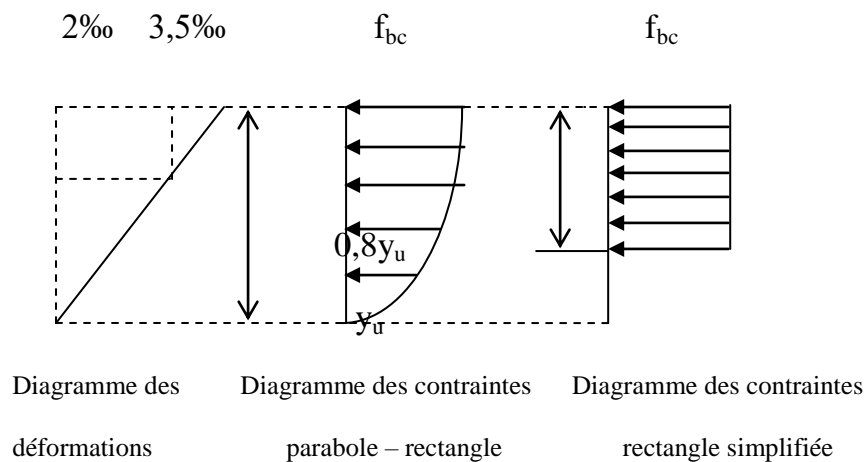


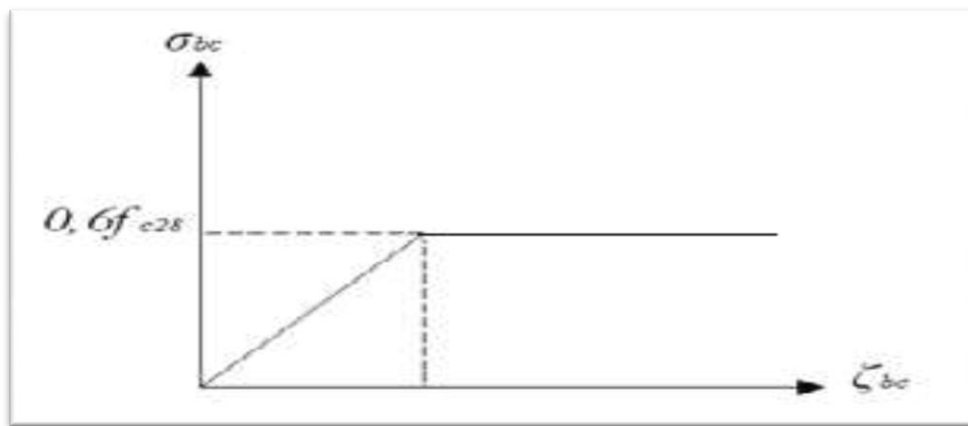
Figure II.2. Diagramme parabol rectangle et diagramme rectangulaire simplifié.

La contrainte vaut  $f_{bc} = 0,85 f_{cj} / \theta \gamma_b$  pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées (cas le plus fréquent : section rectangulaire ou en T en particulier) et  $f_{bc} = 0,8 f_{cj} / \theta \gamma_b$  pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante vers ces même fibres.

Pour la vérification à l'état limite de service, il faut que :  $\sigma_{bcmax} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{cj}$

Dans notre cas :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$ .

- Pour la vérification à l'état limite de service, il faut que la contrainte du béton soit au plus égale à :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$



**Figure II.3.** Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELS.

**II.1.4.5. Module Déformation longitudinale du béton ;** La valeur de module de déformation longitudinale instantanée soumis à des contraintes normales d'une durée d'application courter

est :  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3.216419 \cdot 10^4 \text{ MPa}$

Sous des contraintes de longue durée, on admet que le module de déformation longitudinale différé:

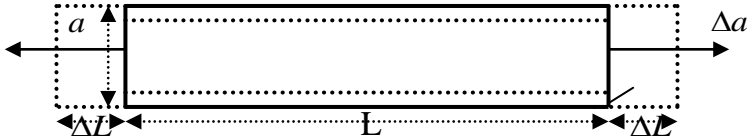
$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 1.072139 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

**II.1.4.6. Module de déformation transversale ;**

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{Avec :}$$

- ✓  $\psi = 0$  pour le calcul des sollicitations (béton fissuré).
- ✓  $\psi = 0,2$  pour le calcul des déformations.

$\nu$  : coefficient de Poisson qui se détermine par mesure directe de la déformation transversale d'une éprouvette comprimée ou tendue, ou par le rapport de déformation longitudinale en valeur relative:

$$\nu = -\frac{\Delta a/a}{\Delta l/l}$$


**Figure II.4.** Répartition des déformations et des contraintes dans une section droite d'une poutre fléchie.

#### II.1.4.7. la Contrainte limite de cisaillement

- ✓ Cas de fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{cj}/\gamma_b, 5 \text{ MPA})$$

- ✓ Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{cj}/\gamma_b, 4 \text{ MPA})$$

### II.1.5. Caractéristiques de l'acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone, en faible pourcentage, caractérisé par sa bonne résistance à la traction et aussi à la compression.

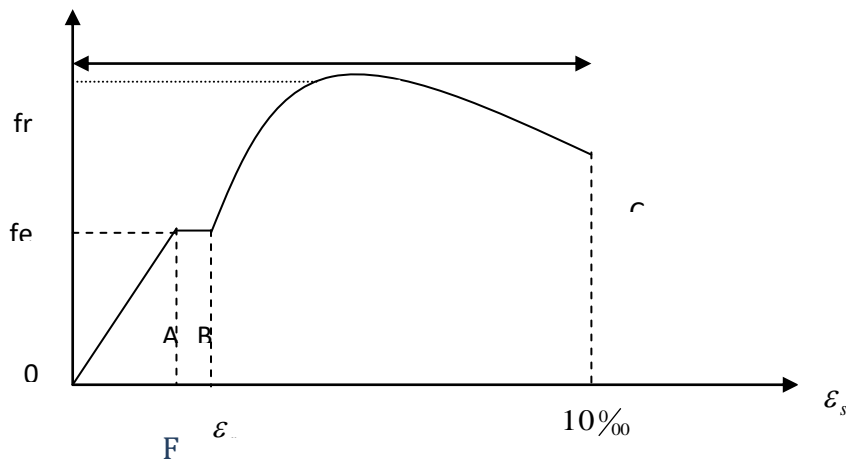
Les armatures pour le béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface. On trouve les ronds lisses et les barres à haute adhérence.

-Pour les ronds lisses, il existe deux nuances ( $F_e E_{215}$  ;  $F_e E_{235}$ ) correspondant à des limites d'élasticité de 215 et 235 MPA.

-Pour les barres à haute adhérence, les nuances sont  $F_e E_{400}$  ;  $F_e E_{500}$  correspondant à des limites d'élasticité de 400 et 500 MPA.

#### II.1.5.1. Diagramme contraintes- déformations

Lorsqu'une éprouvette d'acier est soumise à un essai de traction, on obtient le diagramme suivant :



$\sigma_s$

Figure II.5. Diagramme contrainte- déformation de l'acier.

- La droite OA est le domaine élastique avec :  $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$
- La droite AB est le palier de ductilité, pour lequel l'effort de traction égal à  $F_e$ .

**II.1.5.2. Diagramme contraintes- déformations de calcul**

Dans les calculs de béton armé aux états limites on remplace le diagramme réel par un diagramme conventionnel et on introduit un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  ayant les valeurs suivantes :

- $\gamma_s = 1,15$  (cas courants)
- $\gamma_s = 1$  (combinaisons accidentelles)
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$  si  $\gamma_s = 1,15$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPA}$  si  $\gamma_s = 1$

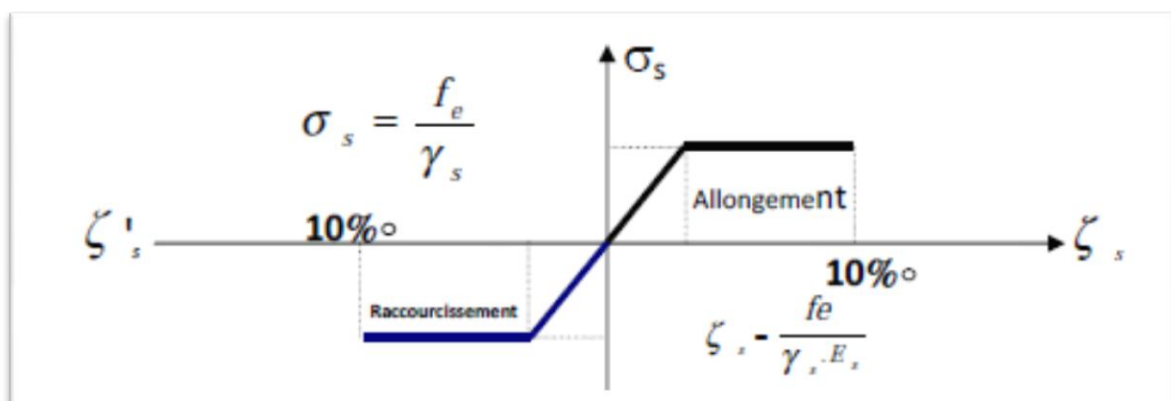


Figure II.6. Diagramme contraintes- déformations.

### II.1.5.3. Vérification des armatures à l'état limite de service

- En fissuration préjudiciable
- En fissuration préjudiciable, il faut que :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa}$$

- En fissuration très préjudiciable , il faut que:

$$\bar{\sigma}_s = \min(0.5 f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}}) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 164.973 \text{ MPa}$$

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les barres à haute adhérence} \end{array} \right.$$

### II.1.6. Hypothèses de calcul

- Les sections droites restent planes après déformation,
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton,
- La résistance à la traction du béton est négligeable à cause de la fissuration,
- Le diagramme contraint – déformations de l'acier est celui défini ci-dessus,
- Le diagramme contraintes déformations de béton est celui défini ci-dessus,
- Les positions que peut prendre le diagramme des déformations d'une section droite passent au moins par l'un des trois pivots définis.

#### ➤ Caractéristiques mécaniques

##### A) Béton

- béton dosé à 350 kg / m<sup>3</sup>.
- $F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ .
- $F_{C28} = 25 \text{ MPa}$ .
- $s_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$ .
- $E_i = 32164,2 \text{ MPa}$ .
- $E_v = 10721,4 \text{ MPa}$ .
- $\gamma_b = 1,5$ .

**B) Acier**

- Des barres (HA) : F<sub>c</sub> E400.
- $\sigma_s = 348$  MPa.
- $\gamma_s = 1,15$ .
- $\eta = 1,6$ .
- $E_s = 2 \cdot 10^5$  MPa.

## II.2 Pré-dimensionnement et descente des charges

### II.2.1 Introduction

Le Pré dimensionnement des éléments résistants d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil. En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le « RPA99/Version 2003 » [3], « BAEL 99 » [41] et « CBA 93 » [42] (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet de la structure vers la base (planchers, poutres, poteaux et voiles).

### II.2.2 Pré dimensionnement des planchers

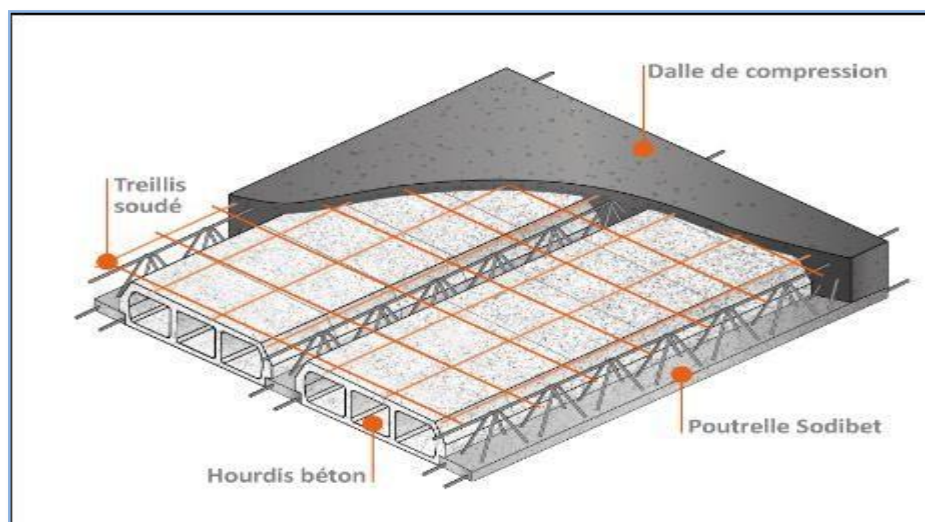
Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, on a deux types de planchers sont utilisés:

- **Plancher à corps creux en partie courante**
- **Dalle pleine pour les escaliers et la dalle machine.**

#### **II.2.2.1 Plancher à corps creux :**

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



**Figure II.7:** plancher à corps creux.

## a) L'épaisseur du plancher :

Pour le pré dimensionnement de l'épaisseur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq e_t \leq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{et} \quad e_t = d + e$$

avec :

$e_t$  : épaisseur du plancher,

$e$  : épaisseur de dalle de compression,

$d$  : la hauteur de corps creux,

$L_{\max}$  : La poutrelle la plus longue entre nus d'appuis,

On a :

$$L_{\max} = 4,95 \text{ m}$$

$$\frac{495}{25} \leq e_t \leq \frac{495}{20} \quad \text{Donc :} \quad 19,8 \leq e_t \leq 24,75$$

On prend :  $e_t = 20 \text{ cm}$

On adopte :

$d = 16 \text{ cm}$  (hauteur de corps creux),

$e = 04 \text{ cm}$  (épaisseur de dalle de compression).

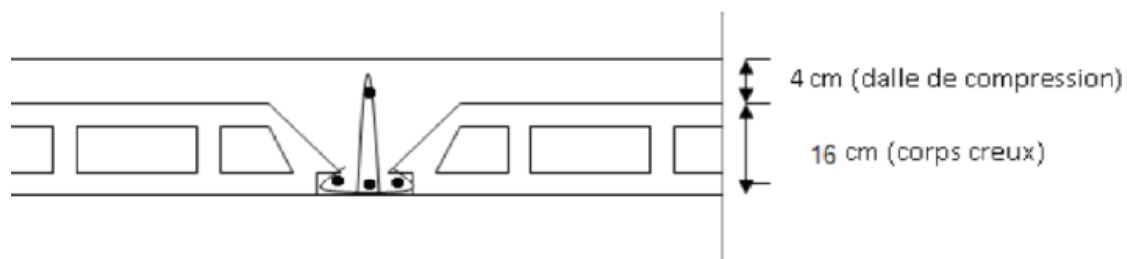
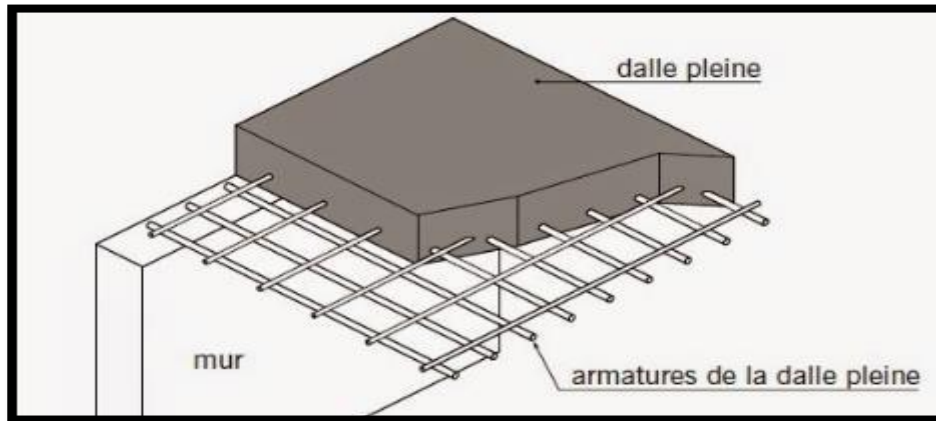


Figure II.8. Plancher corps creux

**II.2.2.2 Plancher Dalles pleines :**

Une dalle pleine est un élément généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutre, murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux). Le pré dimensionnement des dalles dépend souvent des conditions d'utilisation que des conditions de résistance. Ainsi, il est d'usage de prendre en compte les valeurs suivantes :



**Figure II.9:** Dalle pleine

**Résistance au feu:**  $e = 7\text{cm}$  pour une heure de coup de feu.  
 $e = 11\text{cm}$  pour deux heures de coup de feu.

On prend :  $e_1 = 11\text{cm}$ .

**Isolation phonique:**

Le confort acoustique exige une épaisseur minimale de 15 cm

On prend :  $e_2 = 15\text{cm}$ .

**Flexion simple :**

$$\frac{495}{35} \leq e \leq \frac{495}{30} \quad \longrightarrow \quad 14,14 \leq e \leq 16,50 \text{ cm}$$

On prend :

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

**II.2.3 Evaluation des charges et surcharges :**

La descente de charge a pour but la détermination de charges et surcharges revenant à chaque éléments porteur au niveau de chaque plancher.

## II.2.3.1 Plancher Terrasse (inaccessible) :

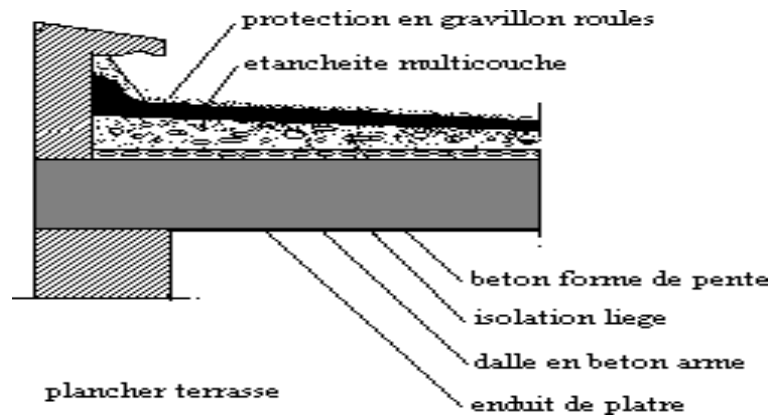


Figure II.10: Plancher Terrasse

## a) Charges Permanentes :

Tableau II.1 Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente	0.12	22	2.64
4	Liege (isolant)	0.04	04	0.16
5	Plancher(16+04)	0.16+0.04	-	0.20
6	Enduit en plâtre	0.02	10	1,00
<b>Charge permanente G</b>				<b>6,78</b>

## b) Charge d'exploitation :

$$Q=1,0 \text{ KN/m}^2$$

## II.2.3.2 Plancher Etage courant (corps creux) :

## a) Charges permanentes :

Tableau II.2. Charges permanentes du plancher courant (corps creux).

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.85
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison de distribution	0.10	-	1,00
<b>Charge permanente G</b>				<b>5,21</b>

## b) Charge d'exploitation :

$Q = 5.00 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{RDC (commerciale)}$

$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2 \rightarrow 1^{\text{er}} \text{ étage (bureau)}$

$Q = 1,50 \text{ KN/m}^2 \rightarrow 2^{\text{ème}} \text{ jusqu'au } 10^{\text{ème}} \text{ étage (habitation)}$

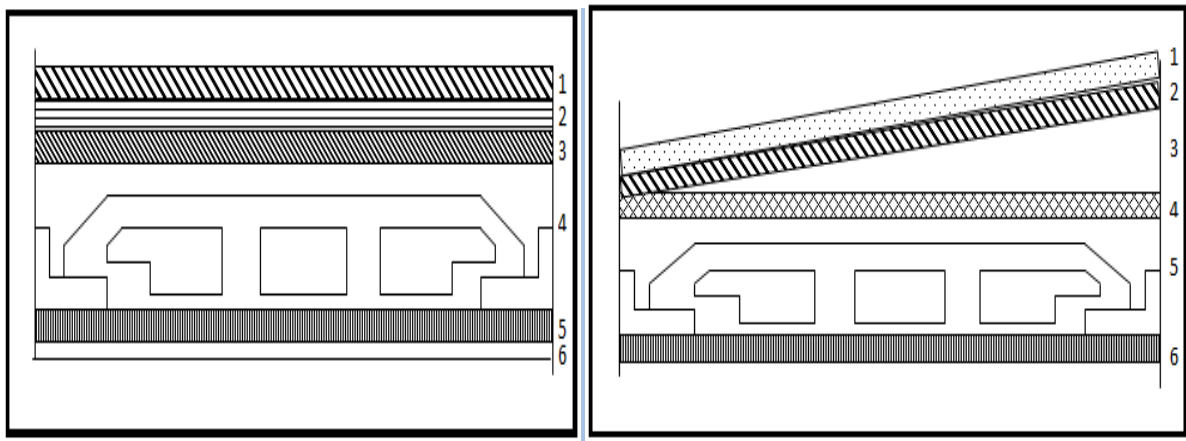


Figure II.11. Coupe du plancher courant et Coupe du plancher terrasse à corps creux.

**II.2.3.3 Maçonnerie :**

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture.

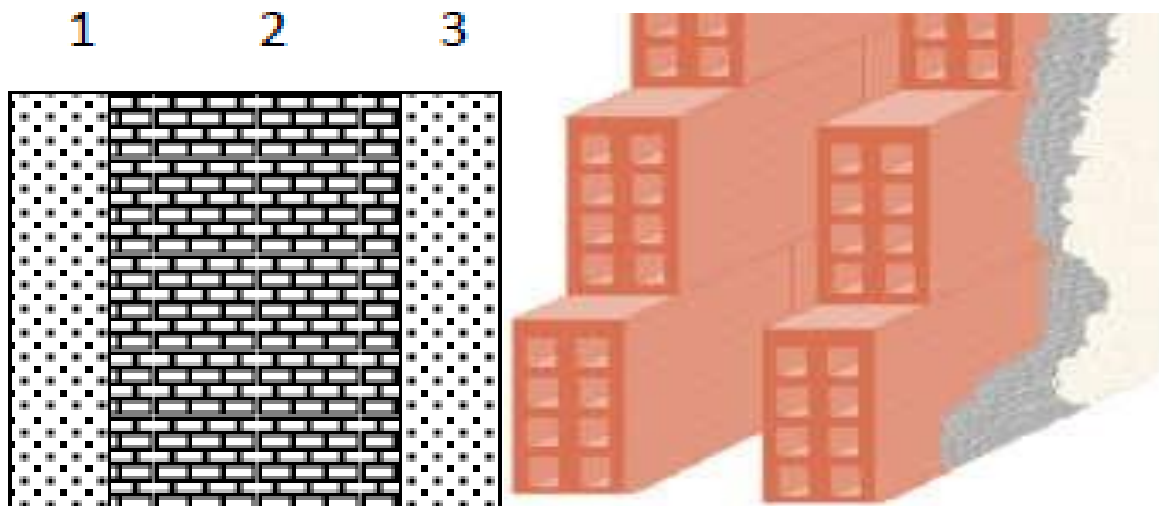
a) **Murs extérieurs (doubles cloisons) :**

**Tableau II.3.** Charges permanentes du mur double cloison.

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit extérieurs en ciment	0.02	10	<b>0.20</b>
2	Brique creuse	0.10	-	<b>0.90</b>
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.15	-	<b>1.3</b>
5	Enduit intérieur en plâtre	0.02	18	<b>0.36</b>
<b>Charge Permanente G</b>				<b>2.85</b>

b) **Mur intérieur**

La figure ci-dessous nous donne un mur intérieur en brique creuse.



**Figure II.12.** Détail mur intérieur et murs extérieurs (doubles cloisons).

Tableau II.4. Charges permanentes du mur intérieur.

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	-	0.90
3	Enduit intérieur	0.02	-	0.20
<b>Charge permanent G</b>				<b>1.30</b>

**Remarque :**

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes (90%G).

Murs avec fenêtres (80%G).

Murs avec portes et fenêtres (70%G).

**II.2.3.4. Dalles pleines :****a) Charge permanente**

Tableau II.5. Charges permanentes des dalles pleines.

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.20	25	5.00
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
<b>Charge permanente G</b>				<b>6,52</b>

**b) Charge d'exploitation :**

$$Q=1,50 \text{ kN/ml.}$$

**II.2.3.5. l'escalier :****a) Palier**

- Charge permanente

Tableau II.6. Evaluation des charges permanentes de palier.

Chargement	Poids volumique (KN / m <sup>3</sup> )	Surface pour(m <sup>2</sup> )	La charge(KN / ml)
Poids propre du palier (e=16cm)	25	0.16 × 1	<b>4,00</b>
Carrelage (e= 2cm)	22	0.02 × 1	<b>0,44</b>
Mortier de pose (e = 2cm)	20	0.02 × 1	<b>0,40</b>
Lit de sable	18	0,02	<b>0,36</b>
Enduit en plâtre (e =2cm)	10	0.02 × 1	<b>0,20</b>
			<b>G=5,4</b>

- Charge d'exploitation

$$Q=2,50 \text{ KN/ml.}$$

b) Volée

- Charges permanentes :

Tableau II.7. Charges permanentes de volée

Chargement	Poids volumique (KN / m <sup>3</sup> )	Surface pour(m <sup>2</sup> )	La charge (KN / ml)
Poids propre de volée :e=16cm	25	1 × 0.16/cos34.33	4,84
Poids propre du contremarche :e=17cm	25	1 × 0.17 /2	2,13
Carrelage horizontal :e= 2cm)	22	0,02 × 1	0,44
Mortier de pose horizontal (e =2cm)	20	0,02 × 1	0,40
Carrelage vertical (e =2cm)	22	0,02 × 1	0,44
Mortier de pose vertical (e = 2cm)	20	0,02 × 1	0,40
Enduit en plâtre (e =2cm)	10	0,02 × 1	0,20
Poids du garde-corps	-	-	1,00
			<b>G=9,85</b>

- Charge d'exploitation

$$Q=2,50 \text{ KN/ml.}$$

**II.2.3.6.L'acrotère :**❖ **Charges permanentes :**- **Surface de l'acrotère :**

$$s = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.10) + \left(\frac{0.02 \times 0.10}{2}\right) = 0.069$$

- **Poids propre de l'acrotère :**

$$G_1 = \rho_b \times s = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN/ml}$$

$$G_1 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

Revêtement en ciment ( $e=2\text{cm}$  ;  $\rho=18 \text{ kN/m}^3$ )

$$G_2 = \rho_{ci} \times e \times p_{ci} = 18 \times 0.02 \times (0.6 + 2 \times 0.1 + 0.08 + 0.5 + 0.1019)$$

$$G_2 = 0.533 \text{ KN/ml}$$

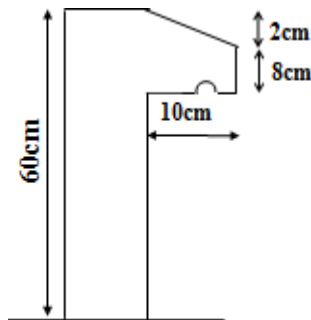
$$G = G_1 + G_2$$

$$G = 2.258 \text{ KN/ml}$$

❖ **Charges d'exploitation :  $Q=1.00 \text{ KN/ml}$** 

**Donc:** Charge permanentes:  $G=2.258 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitations :  $Q_{\max}=1.80 \text{ KN/ml}$



**Figure II.13.** Schéma de l'acrotère

**II.2.3.7.Dalle Machine:****II.2.3.7.1.introduction:**

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

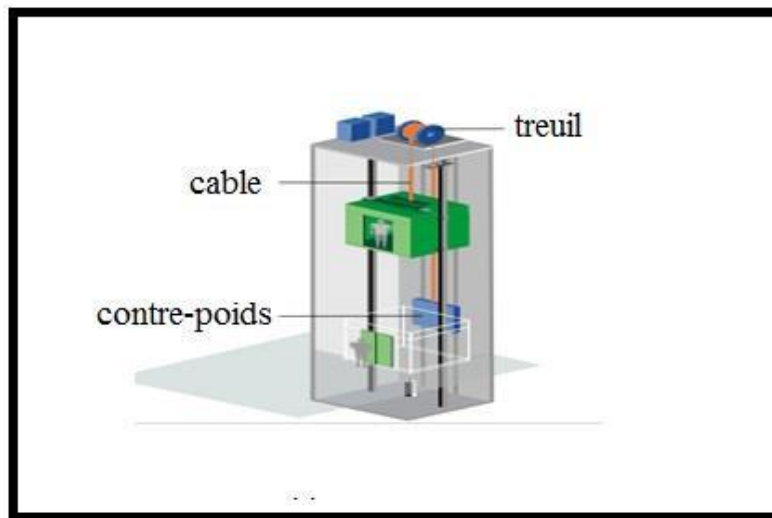


Figure II.14. coupe de l'ascenseur

### II.2.3.7.2.pré dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

Capacité : petit ascenseur 500 Kg (5 personnes)

Nous avons deux conditions à vérifier :

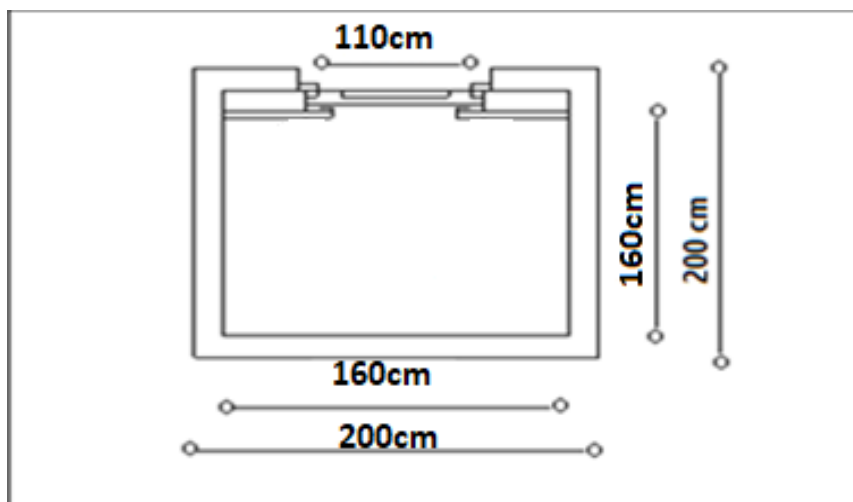


Figure II.15. Dimension de l'ascenseur

#### a) Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{200}{50} \leq e \leq \frac{200}{40}$$

$$4 \text{ cm} \leq e \leq 5 \text{ cm}$$

#### b) Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est telle que :  $e \geq 25 \text{ cm}$

On prend :  $e=25$  cm

❖ **Charges permanentes :**

**Tableau II.8.** Valeurs de différents chargements de la dalle machine .

Chargement	Poids volumique (KN / m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	La charge (KN / m <sup>2</sup> )
Poids propre de la dalle	25	0,25	6,25
Poids de la machine supportée	-	-	50,00
<b>G</b>			56,25

❖ **Charge d'exploitation**

$$Q=1,00 \text{ KN/m}^2$$

### II.2.4. Pré dimensionnement des portiques

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

#### II.2.4.1. Pré dimensionnement des poutres :

Le pré dimensionnement des poutres se fait en appliquant des règles fournies par le **CBA93[42]** et par les **BAEL91(modifié99)[41]** et en vérifiant les résultats trouvés par les exigences du **RPA99 v 2003[3]**.

• **Selon BAEL91(modifié99) :**

- La hauteur  $h$  de la poutre doit être:  $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$
- La largeur  $b$  de la poutre doit être:  $0.3h \leq b \leq 0.7$

Avec :

$L_{max}$  : La plus grande portée de la poutre (entre nus d'appuis)

Soit :  $L_{max} = 4.95m$  de poutre porteuse et  $L_{max} = 4.15m$  de poutre non porteuse

$h$ : hauteur de la poutre.

$b$  : largeur de la poutre.

**Selon le R.P.A 99 (version 2003) :**

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

**a) Poutres Principales (porteuses) :**

- **La Hauteur (h) :**

$L_{\max} = 4,95\text{ m}$

$$\rightarrow \frac{495}{15} \leq h \leq \frac{495}{10}$$

$$\rightarrow 33,00 < h < 49,50$$

Soit :  $h = 45\text{ cm}$

- **La largeur (b) :**

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

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

$$\rightarrow 13,50 < b < 31,50$$

Soit :  $b = 35\text{ cm}$

On adopte une section de  $(30 \times 45)\text{cm}^2$ .

\* **Vérification selon le RPA99 version 2003[3]**

$$b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

$$h = 45\text{ cm} > 30\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

$$\frac{h}{b} = 1,5 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

**b) Poutres Secondaires (Non Porteuses):**

\* **La Hauteur (h) :**

$$L_{\max} = 4.15\text{m}$$

$$\rightarrow \frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10}$$

$$\rightarrow 27,66 < h < 41,50$$

Soit :  $h = 40\text{cm}$

\* **La largeur (b) :**

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

$$\rightarrow 0,3 \times 40 < b < 0,7 \times 40$$

$$\rightarrow 12 < b < 28$$

Soit :  $b = 30\text{ cm}$

## \* Vérification selon le RPA99 version 2003[3]

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  ..... Condition vérifier.

$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  ..... Condition vérifier.

$\frac{h}{b} = 1,16 < 4$  .....Condition vérifier.

**Conclusion :**

Toutes les conditions des RPA99 V 2003[3] sur les dimensions des poutres sont satisfaites, donc on adopte :

- Poutres principales (porteuces) :  $(b \times h) = (35 \times 45)$
- Poutres secondaires (non porteuces) :  $(b \times h) = (30 \times 40)$

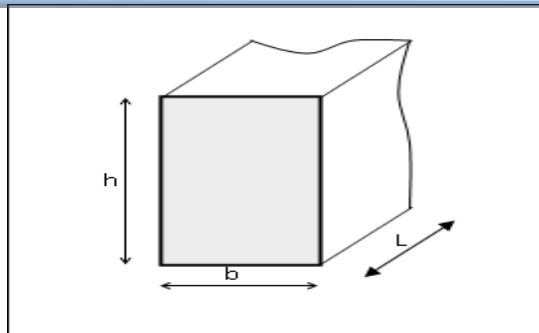


Figure II.16. Dimensions de la poutre

**II.2.4.2. Pré dimensionnement des poteaux :****Etapes de pré dimensionnement :**

Les étapes de pré dimensionnement des poteaux sont :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de compression à chaque niveau.
- La section du poteau est calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la Compression simple.
- La section du poteau obtenue doit être vérifiée les conditions minimales imposées par le RPA99 version 2003 [3].

**Loi de dégression des charges d'exploitation :**

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximales, on réduit les charges transmises aux fondations [43].

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

sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivantes :

- Sous terrasse..... $Q_0$
- Sous dernier étage..... $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 2)..... $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 3)..... $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous l'étage « n » quelconque.....  
 $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) .$
- Le coefficient  $\frac{3+n}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$ .

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se fait d'un ordre de 10 % par étage jusqu'à **0.5 Q**, valeur conservée pour les étages inférieures suivants.

\*Condition pour l'utilisation de la loi de dégression DTR (B.C. 2.2/6.3)[ 43] :

Bâtiment a nombre d'étage strictement supérieur à 5, soient :

$Q_0=1$  KN /m2 : la surcharge sur la terrasse

$Q_1= \dots =Q_9=1.50$  KN /m2 : la surcharge sur les planchers a usage d'habitation

$Q_{10}=5$  KN /m2 :la surcharge le plancher RDC à usage commercial

**Tableau II.9.** Dégression des charges d'exploitation

Niveau des planchers	$Q_i$	$\sum Q_i$	$Q(KN/m^2)$
Terrasse	$Q_0$	$Q_0=Q$	1.00
Niv09	$Q_1$	$Q_0 + Q_1$	2.50
Niv08	$Q_2$	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	3.85
Niv07	$Q_3$	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
Niv06	$Q_4$	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.10
Niv05	$Q_5$	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + \dots + Q_5)$	7.00
Niv04	$Q_6$	$Q_0 + 0.75(Q_1 + \dots + Q_6)$	7.75
Niv03	$Q_7$	$Q_0 + 0.71(Q_1 + \dots + Q_7)$	8.45
Niv02	$Q_8$	$Q_0 + 0.69(Q_1 + \dots + Q_8)$	9.28
Niv01	$Q_9$	$Q_0 + 0.67(Q_1 + \dots + Q_9)$	11.04
NivRDC	$Q_{10}$	$Q_0 + 0.65(Q_1 + \dots + Q_{10})$	13.75

**Dimensionnement des poteaux :**

D'après l'article B.8.4.1 du CBA93[42], l'effort normal agissant ultime  $N_u$  d'un poteaux doit être au plus a la valeur de l'équation suivante :

$$N_u \leq \alpha \times ((B_r \times (f_{c28}/0.9 \times \gamma_b) + (A \times f_e / \gamma_s)) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

$\gamma_b$  :coefficient de sécurité du béton tel que :

\*  $\gamma_b=1,5$       **situation durable ou transitoire.**

\*  $\gamma_b=1,15$       **situation accidentelle.**

$\gamma_s$  : :coefficient de sécurité de l'acier tel que :

\*  $\gamma_s=1,15$       **situation durable ou transitoire.**

\*  $\gamma_s=1,15$       **situation accidentelle.**

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$N_G$  :poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

$N_Q$  : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

$\alpha$  :coefficient de réduction destiné a tenir compte a la fois des efforts de second ordre et de l'excentricité additionnelle.

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda < 50$$

$$\alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 100$$

$\lambda$  : L'élancement du poteau considéré (pour les poteaux carrés il est préférable de prendre

$$\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0.708 ).$$

$B$  : aire total de la section du poteau.

$A_s$  : section d'acier minimale.

$f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici on prend  $f_{c28}= 25$  MPa )

$f_e$  : contrainte limite élastique des aciers (Ici on prend  $f_e = 400$  MPa).

$B_r$  : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

$$\text{Poteaux rectangulaires} \dots \dots \dots B_r = (a - 0.02)(b - 0.02) \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } B_r = (a - 0.02)^2$$

On tire de lequation (1) la valeur de  $B_r$ .

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} = 0.066N_u$$

\* Selon « BAEL 91 modifié 99 article A.8.1.2[41] »

$$.0.2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche de dimensionner le poteau tel que :

$$\frac{A_s}{B} = 1\%$$

➤ **Le minimum requis par « RPA99V2003 [3] »**

Pour une zone sismique III, on doit avoir 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 de poteau.

$H_e$  : la hauteur d'étage.

On opte pour les poteaux carrée (a=b).

➤ **L'état limite de service**

On vérifie la section à l'état limite service selon BAEL91/99.

$$\delta_{ser} = \frac{N_{ser}}{B+n A_s} \leq 0.6 f_{c28} \dots \dots \dots (2.2)$$

Avec :

$N_{ser}$  : Effort normal pondéré à l'ELS tel que :  $N_{ser} = N_{G+} + N_Q$

B : section de béton.

n : coefficient d'équivalence :  $n = \frac{E_s}{E_b}$

$A_s$  : la section d'acier qui sera prise à 1%B (Zone III).

$\delta_{ser}$  : la contrainte de compression à l'état limite service.

On remplaçant les différents termes dans l'équation précédente, on aura :

$$\delta_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15B} \leq 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots (2.3)$$

➤ Nous avons trois types de poteaux :

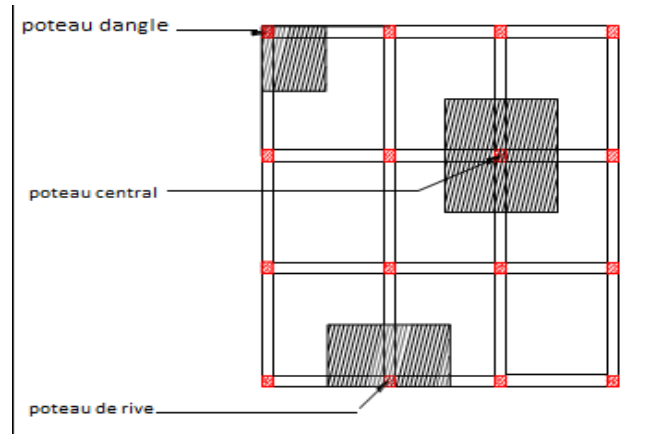


Figure II.17. Types des poteaux

**II.2.4.2.1. Surfaces revenants aux poteaux :**

a) Poteau central, Axe(c ;3) :

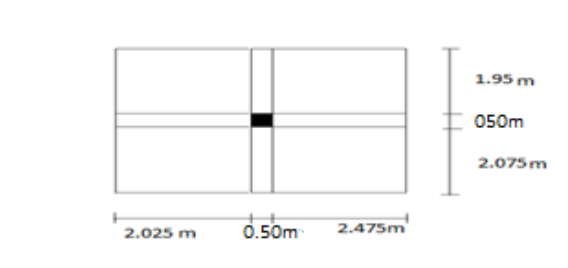


Figure II.18. Poteau central, Axe(c ;3)

La surface d'influence du poteau plus sollicité :  $S=18.11 \text{ m}^2$

b) Poteau rive, Axe(D;5) :

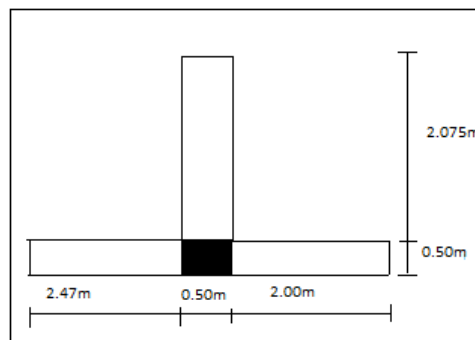


Figure II.19. Poteau rive, Axe (D;5).

La surface d'influence du poteau plus sollicité :  $S=9.30 \text{ m}^2$

## c) Poteau Angle, Axe(D;6) :

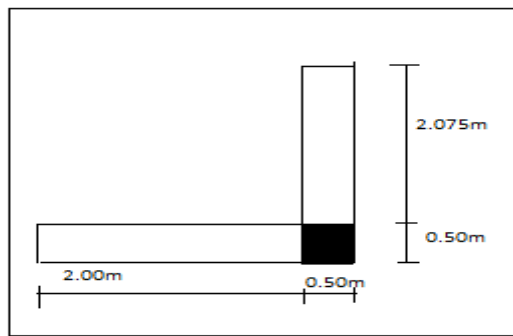


Figure II.20. Poteau Angle, Axe(D;6)

La surface d'influence du poteau plus sollicité :  $S=4.15 \text{ m}^2$

**II.2.4.2.2. Calcul des charges :**

## a) Poteau de rive, Axe(D ;5) :

## \* Charges permanentes :

**Poids revenant à la terrasse : (10<sup>ème</sup> étage)**

-Poids plancher terrasse.....	$6.78 \times 9.30 = 63.05 \text{ KN}$
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20 \text{ KN}$
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60 \text{ KN}$
- Poids du poteau.....	$0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.40 \text{ KN}$
-Poids de l'acrotère.....	$2.25 \times 4.50 = 10.13 \text{ KN}$

$$G_T = 108.40 \text{ KN}$$

**Poids revenant au 09<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau

Terrasse.....108.40 KN

-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 9.30 = 48.45 \text{ KN}$
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20 \text{ KN}$
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60 \text{ KN}$
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 \times 4.50 = 12.82 \text{ KN}$
- Poids du poteau.....	$0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.40 \text{ KN}$

$$G_T = 204.90 \text{ KN}$$

**Poids revenant au 08<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 09 <sup>ème</sup> étage.....	204.90 KN
-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 9.30 = 48.45$ KN
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$ KN
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$ KN
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 * 4.50 = 12.82$ KN
- Poids du poteau.....	$0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.40$ KN
	<b><math>G_T = 301.40</math>KN</b>

**Poids revenant au 07<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 08 <sup>ème</sup> étage.....	301.40 KN
-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 9.30 = 48.45$ KN
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$ KN
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$ KN
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 * 4.50 = 12.82$ KN
- Poids du poteau.....	$0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 12.24$ KN
	<b><math>G_T = 400.71</math> KN</b>

**Poids revenant au 06<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 07 <sup>ème</sup> étage .....	400.71 KN
-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 9.30 = 48.45$ KN
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$ KN
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$ KN
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 * 4.50 = 12.82$ KN
- Poids du poteau.....	$0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 12.24$ KN
	<b><math>G_T = 500.02</math> KN</b>

**Poids revenant au 05<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 06 <sup>ème</sup> étage .....	500.02 KN
-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 9.30 = 48.45$ KN
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$ KN
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$ KN
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 * 4.50 = 12.82$ KN
- Poids du poteau.....	$0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 12.24$ KN
	<b><math>G_T = 600.00</math> KN</b>

**Poids revenant au 04<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 05 <sup>ème</sup> étage .....	600.00 KN
-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 9.30 = 48.45$ KN
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$ KN
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$ KN
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 * 4.50 = 12.82$ KN
- Poids du poteau.....	$0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.50$ KN
	<b>G<sub>T</sub> = 702.60 KN</b>

**Poids revenant au 03<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 04 <sup>ème</sup> étage .....	702.60 KN
-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 9.30 = 48.45$ KN
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$ KN
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$ KN
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 * 4.50 = 12.82$ KN
- Poids du poteau.....	$0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.50$ KN
	<b>G<sub>T</sub> = 805.20KN</b>

**Poids revenant au 02<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 03 <sup>ème</sup> étage .....	805.20 KN
-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 9.30 = 48.45$ KN
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$ KN
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$ KN
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 * 4.50 = 12.82$ KN
- Poids du poteau.....	$0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.50$ KN
	<b>G<sub>T</sub> = 907.80 KN</b>

**Poids revenant au 01<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 02 <sup>ème</sup> étage .....	907.80 KN
-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 9.30 = 48.45$ KN
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$ KN
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$ KN
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 * 4.50 = 12.82$ KN
- Poids du poteau.....	$0.50 \times 0.50 \times 3.15 \times 25 = 19.70$ KN
	<b>G<sub>T</sub> = 1014.60KN</b>

**Poids revenant au RDC :**

-Poids revenant Niveau **01<sup>ème</sup> étage** .....1014.60 KN

-Poids plancher courant.....  $5.21 \times 9.30 = 48.45$  KN

-Poids des poutres porteuses..... $0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$  KN

-Poids des poutres non porteuses..... $0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$  KN

-Poids de mur extérieur..... $2.85 * 4.50 = 12.82$  KN

- Poids du poteau..... $0.50 \times 0.50 \times 3.15 \times 25 = 21.25$  KN

**$G_T = 1122.60$ KN**

\* **Charges d'exploitation :**

**Tableau. II.10.** Résultats de la dégression des charges

Niveaux	Q(KN / m <sup>2</sup> )	N <sub>Q</sub> (KN)
Terrasse	1	9.30
Niv09	2.5	23.25
Niv08	3.85	35.81
Niv07	5.05	47.00
Niv06	6.1	56.73
Niv05	7	65.10
Niv04	7.75	72.08
Niv03	8.45	78.60
Niv02	9.28	86.31
Niv01	10.04	93.40
RDC	10.75	100.00

Le choix final des sections des poteaux de rive, et la vérification des sections selon les **RPA99/ Version 2003[3]**, sont récapitulés dans le **Tableau II.11**

Tableau II.11. Le choix final des sections des poteaux de rive

Niv	N <sub>G</sub> (KN)	N <sub>Q</sub> (KN)	N <sub>U</sub> (KN)	B <sub>r</sub> (Cm <sup>2</sup> )	(a=b) cm	RPA	Choix cm	N <sub>ser</sub> (KN)	δ <sub>ser</sub> (MPa)	σ <sub>ser</sub> (MPa)	Obs
01	108.40	9.30	160.30	105.80	10.31	≥ 30	(35*35)	117.70	0.84	15	C.V
02	204.90	23.25	311.50	205.60	14.36	≥ 30	(35*35)	228.15	1.62	15	C.V
03	301.40	35.81	460.61	304.01	17.46	≥ 30	(35*35)	337.21	2.40	15	C.V
04	400.71	47.00	611.46	403.57	20.11	≥ 30	(40*40)	447.71	2.43	15	C.V
05	500.02	56.73	760.13	501.70	22.42	≥ 30	(40*40)	556.75	3.03	15	C.V
06	600.00	65.10	907.65	600.00	24.52	≥ 30	(40*40)	665.10	3.62	15	C.V
07	702.60	72.08	1056.63	697.40	26.43	≥ 30	(45*45)	774.70	3.33	15	C.V
08	805.20	78.60	1205.00	795.30	28.22	≥ 30	(45*45)	883.80	3.80	15	C.V
09	907.80	86.31	1355.00	894.30	29.93	≥ 30	(45*45)	994.11	4.27	15	C.V
10	1014.60	93.40	1509.81	996.50	31.58	≥ 30	(50*50)	1108.00	3.86	15	C.V
RDC	1122.60	100.00	1665.51	1099.25	33.18	≥ 30	(50*50)	1222.60	4.25	15	C.V

## b) Poteau central, Axe(c ;3) :

Le poteau central (C ;3) est le plus sollicité parmi les trois types des poteaux, à une surface de participation  $S = 18.11 \text{ m}^2$ .

## \* Charges permanentes :

Poids revenant à la terrasse : (10<sup>ème</sup> étage)

- Poids plancher terrasse.....  $6.78 \times 18.11 = 122.80 \text{ KN}$
  - Poids des poutres porteuses..... $0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20 \text{ KN}$
  - Poids des poutres non porteuses..... $0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60 \text{ KN}$
  - Poids du poteau..... $0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.40 \text{ KN}$
  - Poids de l'acrotère..... $2.25 \times 4.50 = 10.13 \text{ KN}$
- G<sub>T</sub> = 168.13 KN**

Poids revenant au 09<sup>ème</sup> étage :

- Poids revenant Niveau Terrasse.....168.13 KN
  - Poids plancher courant.....  $5.21 \times 18.11 = 94.35 \text{ KN}$
  - Poids des poutres porteuses..... $0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20 \text{ KN}$
  - Poids des poutres non porteuses..... $0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60 \text{ KN}$
  - Poids de mur extérieur..... $2.85 \times 4.50 = 12.82 \text{ KN}$
  - Poids du poteau..... $0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.40 \text{ KN}$
- G<sub>T</sub> = 310.50 KN**

**Poids revenant au 08<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 09 <sup>ème</sup> étage .....	310.50 KN
-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 18.11 = 94.35$ KN
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$ KN
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$ KN
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 * 4.50 = 12.82$ KN
- Poids du poteau.....	$0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.40$ KN
	<b>G<sub>T</sub> = 452.90KN</b>

**Poids revenant au 07<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 08 <sup>ème</sup> étage .....	452.90 KN
-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 18.11 = 94.35$ KN
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$ KN
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$ KN
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 * 4.50 = 12.82$ KN
- Poids du poteau.....	$0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 12.24$ KN
	<b>G<sub>T</sub> = 598.11 KN</b>

**Poids revenant au 06<sup>ème</sup> étage .:**

-Poids revenant Niveau 07 <sup>ème</sup> étage .....	598.11 KN
-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 18.11 = 94.35$ KN
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$ KN
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$ KN
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 * 4.50 = 12.82$ KN
- Poids du poteau.....	$0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 12.24$ KN
	<b>G<sub>T</sub> = 743.32 KN</b>

**Poids revenant au 05<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 06 <sup>ème</sup> étage .....	743.32 KN
-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 18.11 = 94.35$ KN
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$ KN
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$ KN
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 * 4.50 = 12.82$ KN
- Poids du poteau.....	$0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 12.24$ KN
	<b>G<sub>T</sub> = 888.53 KN</b>

**Poids revenant au 04<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 05 <sup>ème</sup> étage .....	888.53 KN
-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 18.11 = 94.35$ KN
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$ KN
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$ KN
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 * 4.50 = 12.82$ KN
- Poids du poteau.....	$0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.50$ KN
	<b>G<sub>T</sub> = 1037.00 KN</b>

**Poids revenant au 03<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 04 <sup>ème</sup> étage .....	1037.00 KN
-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 18.11 = 94.35$ KN
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$ KN
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$ KN
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 * 4.50 = 12.82$ KN
- Poids du poteau.....	$0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.50$ KN
	<b>G<sub>T</sub> = 1185.50 KN</b>

**Poids revenant au 02<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 03 <sup>ème</sup> étage .....	1185.50 KN
-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 18.11 = 94.35$ KN
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$ KN
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$ KN
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 * 4.50 = 12.82$ KN
- Poids du poteau.....	$0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.50$ KN
	<b>G<sub>T</sub> = 1334.00 KN</b>

**Poids revenant au 01<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 02 <sup>ème</sup> étage .....	1334.00 KN
-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 18.11 = 94.35$ KN
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$ KN
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$ KN
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 * 4.50 = 12.82$ KN
- Poids du poteau.....	$0.50 \times 0.50 \times 3.15 \times 25 = 19.70$ KN
	<b>G<sub>T</sub> = 1486.70 KN</b>

**Poids revenant au RDC :**

-Poids revenant Niveau <b>01<sup>ème</sup> étage</b> .....	1486.70 KN
-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 18.11 = 94.35$ KN
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$ KN
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$ KN
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 * 4.50 = 12.82$ KN
- Poids du poteau.....	$0.50 \times 0.50 \times 3.15 \times 25 = 21.25$ KN
	<b><math>G_T = 1640.92</math> KN</b>

\* **Charges d'exploitation :****Tableau. II.12.** Résultats de la dégression des charges

Niveaux	Q(KN / m <sup>2</sup> )	N <sub>Q</sub> (KN)
<b>Terrasse</b>	1	18.11
<b>Niv09</b>	2.5	45.27
<b>Niv08</b>	3.85	69.72
<b>Niv07</b>	5.05	91.45
<b>Niv06</b>	6.1	110.47
<b>Niv05</b>	7	126.77
<b>Niv04</b>	7.75	140.35
<b>Niv03</b>	8.45	153.03
<b>Niv02</b>	9.28	168.06
<b>Niv01</b>	10.04	181.82
<b>RDC</b>	10.75	194.68

Le choix final des sections des poteaux central, et la vérification des sections selon les **RPA 99/ Version 2003[3]**, sont récapitulés dans le **Tableau II.13**

Tableau II.13. Le choix final des sections des poteaux central.

Niv	N <sub>G</sub> (KN)	N <sub>Q</sub> (KN)	N <sub>U</sub> (KN)	B <sub>r</sub> (Cm <sup>2</sup> )	(a=b) cm	RPA	Choix cm	N <sub>ser</sub> (KN)	δ <sub>ser</sub> (MPa)	σ̄ <sub>ser</sub> (MPa)	Obs
01	168.13	18.11	254.14	167.73	12.97	≥ 30	(35*35)	168.24	1.20	15	C.V
02	310.50	45.27	487.08	321.48	17.95	≥ 30	(35*35)	355.77	2.53	15	C.V
03	452.90	69.72	716.00	472.56	21.76	≥ 30	(35*35)	522.62	3.71	15	C.V
04	598.11	91.45	944.62	623.45	24.99	≥ 30	(40*40)	689.60	3.75	15	C.V
05	743.32	110.47	1169.20	771.68	27.80	≥ 30	(40*40)	853.80	4.64	15	C.V
06	888.53	126.77	1389.67	917.18	30.31	≥ 30	(40*40)	1015.30	5.52	15	C.V
07	1037.00	140.35	1610.48	1062.92	32.62	≥ 30	(45*45)	1177.35	5.10	15	C.V
08	1185.50	153.03	1830.00	1207.80	34.78	≥ 30	(45*45)	1338.53	5.75	15	C.V
09	1334.00	168.06	2053.00	1355.00	36.83	≥ 30	(45*45)	1502.06	6.45	15	C.V
10	1486.70	181.82	2279.78	1504.66	38.81	≥ 30	(50*50)	1668.52	5.80	15	C.V
RDC	1640.92	194.68	2507.26	1654.80	40.70	≥ 30	(50*50)	1835.60	6.40	15	C.V

## c) Poteau angle ;Axe(D ;6) :

## \* Charges permanentes :

**Poids revenant à la terrasse : (10<sup>ème</sup> étage)**

- Poids plancher terrasse.....  $6.78 \times 4.15 = 28.14$  KN
  - Poids des poutres porteuses..... $0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$  KN
  - Poids des poutres non porteuses..... $0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$  KN
  - Poids du poteau..... $0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.40$  KN
  - Poids de l'acrotère..... $2.25 \times 4.50 = 10.13$  KN
- G<sub>T</sub> = 73.47 KN**

**Poids revenant au 09<sup>ème</sup> étage :**

- Poids revenant Niveau Terrasse.....73.47 KN
  - Poids plancher courant.....  $5.21 \times 4.15 = 21.63$  KN
  - Poids des poutres porteuses..... $0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$  KN
  - Poids des poutres non porteuses..... $0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$  KN
  - Poids de mur extérieur..... $2.85 * 4.50 = 12.82$  KN
  - Poids du poteau..... $0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.40$  KN
- G<sub>T</sub> = 149.63 KN**

**Poids revenant au 08<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 09 <sup>ème</sup> étage .....	149.63 KN
-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 4.15 = 21.63$ KN
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$ KN
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$ KN
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 * 4.50 = 12.82$ KN
- Poids du poteau.....	$0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.40$ KN
	<b><math>G_T = 220.00</math>KN</b>

**Poids revenant au 07<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 08 <sup>ème</sup> étage .....	220.00 KN
-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 4.15 = 21.63$ KN
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$ KN
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$ KN
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 * 4.50 = 12.82$ KN
- Poids du poteau.....	$0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 12.24$ KN
	<b><math>G_T = 292.50</math> KN</b>

**Poids revenant au 06<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 07 <sup>ème</sup> étage .....	292.50 KN
-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 4.15 = 21.63$ KN
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$ KN
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$ KN
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 * 4.50 = 12.82$ KN
- Poids du poteau.....	$0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 12.24$ KN
	<b><math>G_T = 365.00</math> KN</b>

**Poids revenant au 05<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 06 <sup>ème</sup> étage .....	365.00 KN
-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 4.15 = 21.63$ KN
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$ KN
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$ KN
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 * 4.50 = 12.82$ KN
- Poids du poteau.....	$0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 12.24$ KN
	<b><math>G_T = 437.50</math> KN</b>

**Poids revenant au 04<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 05 <sup>ème</sup> étage .....	437.50 KN
-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 4.15 = 21.63$ KN
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$ KN
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$ KN
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 * 4.50 = 12.82$ KN
- Poids du poteau.....	$0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.50$ KN
	<b>G<sub>T</sub> = 513.25 KN</b>

**Poids revenant au 03<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 04 <sup>ème</sup> étage .....	513.25 KN
-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 4.15 = 21.63$ KN
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$ KN
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$ KN
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 * 4.50 = 12.82$ KN
- Poids du poteau.....	$0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.50$ KN
	<b>G<sub>T</sub> 589.00KN</b>

**Poids revenant au 02<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 03 <sup>ème</sup> étage .....	589.00 KN
-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 4.15 = 21.63$ KN
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$ KN
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$ KN
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 * 4.50 = 12.82$ KN
- Poids du poteau.....	$0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.50$ KN
	<b>G<sub>T</sub> = 664.75 KN</b>

**Poids revenant au 01<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 02 <sup>ème</sup> étage .....	664.75 KN
-Poids plancher courant.....	$5.21 \times 4.15 = 21.63$ KN
-Poids des poutres porteuses.....	$0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$ KN
-Poids des poutres non porteuses.....	$0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$ KN
-Poids de mur extérieur.....	$2.85 * 4.50 = 12.82$ KN
- Poids du poteau.....	$0.50 \times 0.50 \times 3.15 \times 25 = 19.70$ KN
	<b>G<sub>T</sub> = 744.70 KN</b>

**Poids revenant au RDC :**

- Poids revenant Niveau **01<sup>ème</sup> étage** .....744.70 KN
  - Poids plancher courant.....  $5.21 \times 4.15 = 21.63$  KN
  - Poids des poutres porteuses..... $0.45 \times 0.35 \times 4.50 \times 25 = 15.20$  KN
  - Poids des poutres non porteuses..... $0.40 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.60$  KN
  - Poids de mur extérieur..... $2.85 * 4.50 = 12.82$  KN
  - Poids du poteau..... $0.50 \times 0.50 \times 3.15 \times 25 = 21.25$  KN
- G<sub>T</sub> = 826.20 KN**

\* **Charges d'exploitation :****Tableau. II.14.** Résultats de la dégression des charges

Niveaux	Q(KN / m <sup>2</sup> )	N <sub>Q</sub> (KN)
<b>Terrasse</b>	1	4.15
<b>Niv09</b>	2.5	10.38
<b>Niv08</b>	3.85	16.00
<b>Niv07</b>	5.05	21.00
<b>Niv06</b>	6.1	25.32
<b>Niv05</b>	7	29.05
<b>Niv04</b>	7.75	32.16
<b>Niv03</b>	8.45	35.07
<b>Niv02</b>	9.28	38.51
<b>Niv01</b>	10.04	41.67
<b>RDC</b>	10.75	44.62

Le choix final des sections des poteaux d'angle, et la vérification des sections selon les **RPA99/ Version 2003[3]**, sont récapitulés dans le **Tableau II.15**

Tableau II.15. Le choix final des sections des poteaux d'angle.

Niv	N <sub>G</sub> (KN)	N <sub>Q</sub> (KN)	N <sub>U</sub> (KN)	B <sub>r</sub> (Cm <sup>2</sup> )	(a=b) cm	RPA	Choix cm	N <sub>ser</sub> (KN)	δ <sub>ser</sub> (MPa)	σ̄ <sub>ser</sub> (MPa)	Obs
01	73.47	4.15	105.41	69.57	8.36	≥ 30	(35*35)	77.62	0.55	15	C.V
02	149.63	10.38	217.60	143.62	12.00	≥ 30	(35*35)	160.01	1.14	15	C.V
03	220.00	16.00	321.00	211.86	14.58	≥ 30	(35*35)	236.00	1.68	15	C.V
04	292.50	21.00	426.38	281.41	16.80	≥ 30	(40*40)	313.50	1.71	15	C.V
05	365.00	25.32	530.73	350.29	18.74	≥ 30	(40*40)	390.32	2.12	15	C.V
06	437.50	29.05	634.20	418.60	20.50	≥ 30	(40*40)	466.55	2.54	15	C.V
07	513.25	32.16	741.13	489.15	22.14	≥ 30	(45*45)	545.41	2.34	15	C.V
08	589.00	35.07	847.80	559.55	23.68	≥ 30	(45*45)	624.07	2.70	15	C.V
09	664.75	38.51	955.20	630.43	25.13	≥ 30	(45*45)	703.26	3.02	15	C.V
10	744.70	41.67	1067.85	704.80	26.60	≥ 30	(50*50)	789.37	2.75	15	C.V
RDC	826.20	44.62	1182.30	780.32	28.00	≥ 30	(50*50)	870.82	3.03	15	C.V

### II.2.5. Pré dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du **RPA 99/ version 2003 [3]**. Le contreventement mixte avec justification de l'interaction portique et voiles, tel que donné dans le RPA 99/version 2003 [3], est défini par les trois conditions suivantes, qui doivent être respectées :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Le pré dimensionnement des murs en béton armé se fera à la lumière de l'**article 7.7.1 du RPA99/version2003 [3]**. Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement des voiles sont :

D'après le **RPA 99 (article 7.7.1) [3]**, les voiles doivent satisfaire la condition :  $L \geq 4e$

Où :

e : est l'épaisseur du voile.

L : porté du voile.

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité. Dans notre cas on a **des voiles en « L »**.

- pour le RDC :

$$e \geq \frac{h_e}{25} \rightarrow \frac{295}{25} = 11.80 \text{ cm}$$

- Pour le 1<sup>er</sup> étage :

$$e \geq \frac{h_e}{25} \rightarrow \frac{270}{25} = 10.80 \text{ cm}$$

- Pour les autres étages :

$$e \geq \frac{h_e}{25} \rightarrow \frac{261}{25} = 10.44 \text{ cm}$$

En parallèle, l'épaisseur minimale que doit avoir le voile, et exigée par le RPA 99/version 2003 [3] est de  $e = 15 \text{ cm}$ .

On adopte une épaisseur de voile égale à :  $e=15\text{cm}$  pour tous les étages.

L'épaisseur calculée est plus importante que celle exigée par le règlement en vigueur.

Il nous reste à vérifier si l'épaisseur vérifie la condition de la longueur citée au début du paragraphe :

- Sens longitudinal :  $L_{\text{Min}} = 120 \text{ cm} > 4 e = 60 \text{ cm}$ . (Vérifié)
- Sens transversal :  $L_{\text{Min}} = 120 \text{ cm} > 60 \text{ cm}$ . (Vérifié)

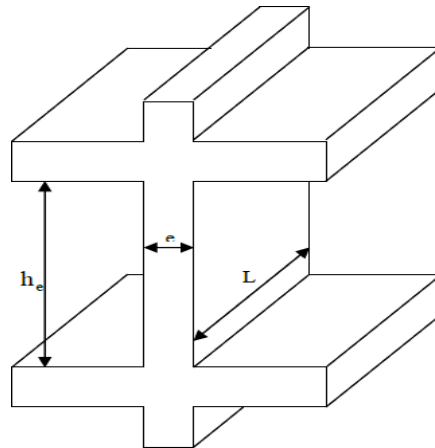


Figure II.21. Coupe de voile en élévation

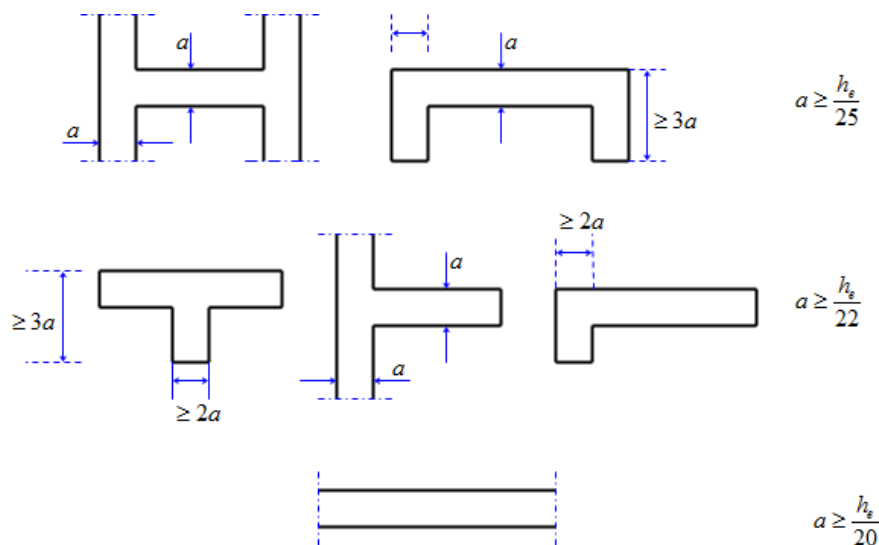


Figure II.22. Coupe de voile en plan.

## II.3 Calcul des éléments non structuraux

### II.3.1 Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- **Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.**
- **Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.**

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement « **BAEL91 [41]** » en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA99 modifié en 2003 [3]** ».

### II.3.2 Acrotère

#### II.3.2.1 Introduction

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 :

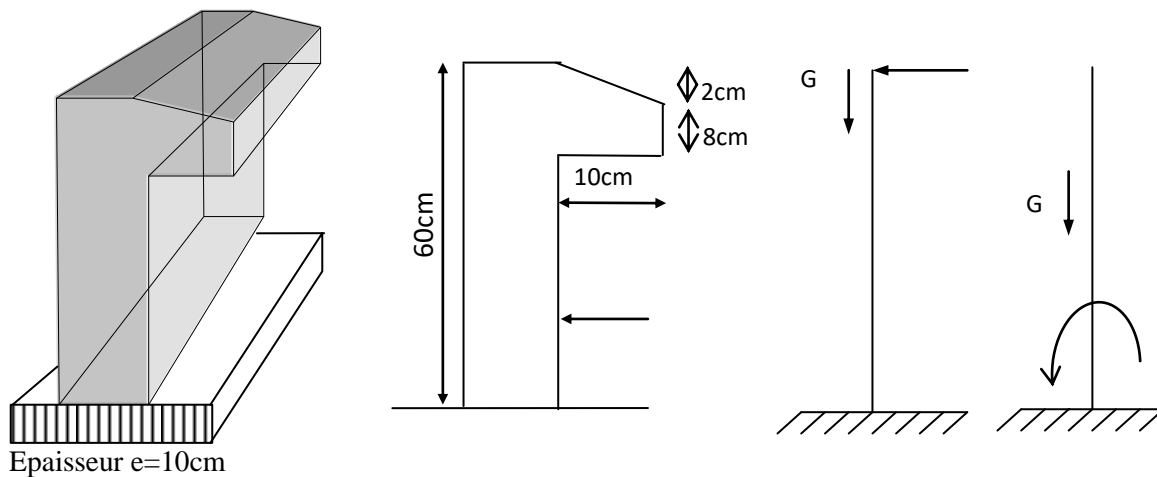
Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.

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  $H=60cm$



**Figure II.23:** Dimensions de l'acrotère

### II.3.2.2 : Evaluation des charges ;

#### ➤ Charges permanentes :

Surface de l'acrotère :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,08 \times 0,10) + \left( \frac{0,02 \times 0,10}{2} \right) = 0,069m^2$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times s = 25 \times 0,069 = 1,725KN/ml$$

$$G=1,72 \text{ kN/ml}$$

Revêtement en ciment ( $e=2\text{cm}$  ;  $\rho=18 \text{ kN/m}^3$ )

$$G = \rho_{ci} \times e \times p_{ci} = 18 \times 0,02 \times (0,6 + 2 \times 0,1 + 0,08 + 0,5 + 0,1) = 0,533 \text{ KN/ml}$$

$$G = G_1 + G_2 = 2,258KN/ml$$

#### ➤ Charge d'exploitation : $Q=1,00\text{kN/ml}$

Donc : Charge permanente :  $G = 2,258\text{KN/ml}$  et Charge d'exploitation :  $Q = 1,00\text{kN/m}$

#### ➤ Forces horizontales ( $F_p$ ) :

D'après l'article 6.2.3 de RPA 99 /version 2003, l'action de force sismique horizontale  $F_p$  est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés : groupe 2 : [A= 0.25]

Cp : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) : [Cp=0,8]. (Cp= 0.8).

Wp : Poids total de l'acrotère (Wp = 2.258 KN)

Donc :

$$F_p = 4 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 2,258 \Rightarrow F_p = 1,80 \text{ KN}$$

La charge d'exploitation ultime (Qu) est le maximum de (1.5Q et Fp)

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p) = \text{Max} (1,5 ; 1,80) = 1,80 \text{ KN}$$

**Conclusion :**

Pour une bande de 1m de largeur  $G=2.258 \text{ kN/ml}$  et  $Q=1.80 \text{ KN/ml}$

### II.3.2.3. Calcul des efforts ;

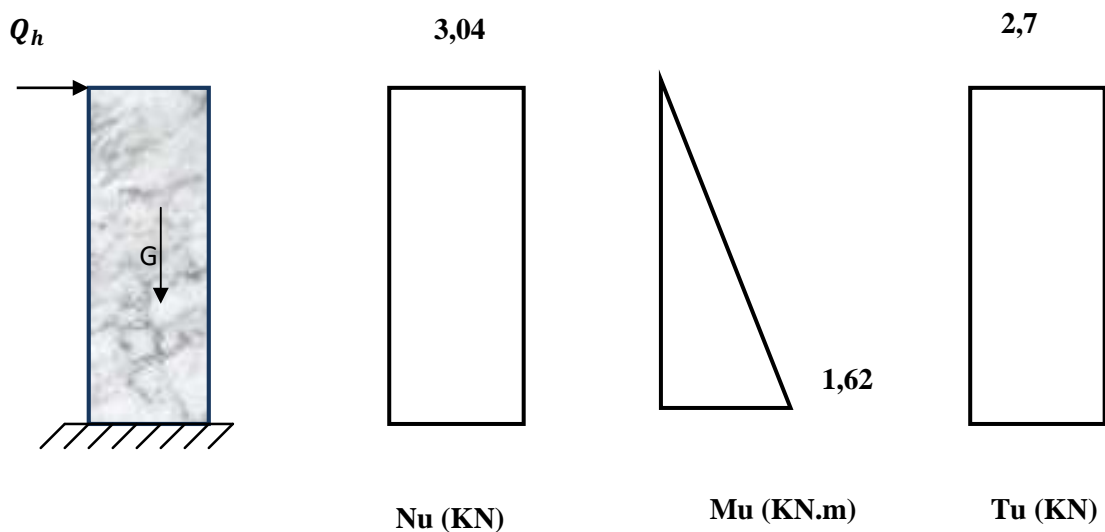
Pour une bande de 1m de largeur :

**E.L.U :**

$$N_u = 1,35 \times G \cdot L = 1,35 \times 2,258 \times 1 = 3,04 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times h \times L = 1,5 \times 1,80 \times 0,6 \times 1 = 1,62 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1,5 \times Q \times L = 1,5 \times 1,80 \times 1 = 2,7 \text{ KN}$$



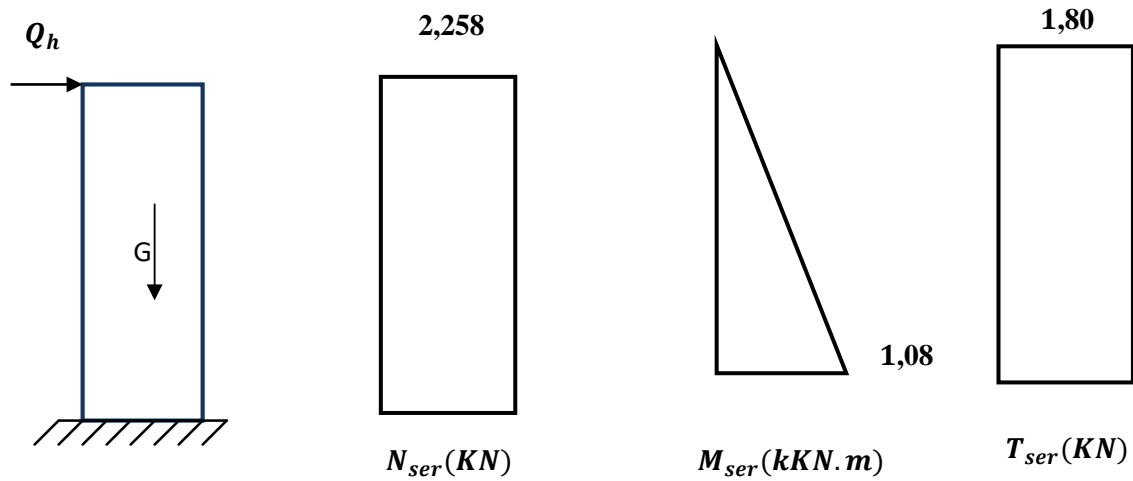
**Figure II.24:** diagrammes de l'effort à l'ELU

**E.L.S :**

$$N_{ser} = L \times G = 2,258 \times 1 = 2,258 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q \times h \times L = 1,80 \times 0,6 \times 1 = 1,08 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = Q \times L = 1,80 \times 1 = 1,80 \text{ KN}$$

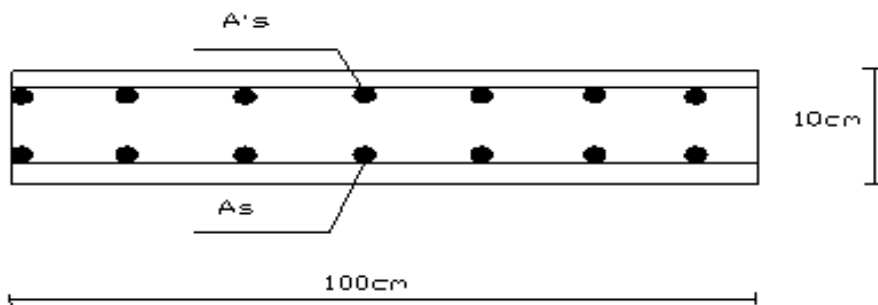


**Figure II.25:** diagrammes de l'effort à l'ELS

**II.3.2.4. Ferrailage de l'acrotère ;**

$h=10\text{cm}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,16\text{MPa}$  ;  $c=c'=2\text{cm}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$

$d = 0,9h = 9 \text{ cm}$



**Figure II.26.** Représenter les armatures comprimées et les armatures tendues.

Calcul de l'excentricité :  $e = e_0 + e_1 + e_a$

$e_0$  : excentricité du 1er ordre  $e_0 = M_u/N_u$

$e_2$  : excentricité du 2eme ordre due au flambement.

$e_a$  : excentricité accidentelle.

N.B : pour les pièces courtes, on ne tient pas compte des excentricités  $e_2$  et  $e_a$ .

**Donc :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,62}{3,04} = 0,53\text{m} \quad e_0 = 53\text{cm}$$

$$e_0 = 53 > \left(\frac{h}{2} - C\right) = 3\text{cm}$$

Donc ; le centre de pression (point d'application de l'effort normal de compression  $N_u$ ) est situé en dehors des deux nappes d'acier. La section étudiée est considérée comme partiellement comprimée. Les armatures seront calculées à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  donné par la formule suivante :

**1)-ELU**

**Calcul le moment fictif**

**Flexion simple**

$$M_f = M_U + N_U \times \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

$$M_f = 1,62 + 3,04 \times 0,03 = 1,71 \text{ KN.m}$$

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1,71 \times 10^6}{1000 \times (80)^2 \times 14,17} = 0,018$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1,62}{1,08} = 1,5$$

$$\mu_{bU} = 0,018 < \mu_{lu} = 0,392$$

Donc  $A' = 0$  (la section n'a pas besoin d'acier comprimés)

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,018}) = 0,022$$

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

$$z = 0,08(1 - 0,4 \times 0,022) = 0,0792 \text{ m}$$

**La quantité d'acier tendu en flexion simple :**

$$A_{Sf} = \frac{M_f}{z \times \sigma_s}$$

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

$$A_{Sf} = \frac{1,71 \times 10^{-3}}{0,0792 \times 348} = 0,62 \text{ cm}^2$$

La quantité d'acier en flexion composée est calculée comme suite :

$$A'_S = A'_{Sf} = 0$$

$$A_S = A_{Sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,000062 - \frac{3,04 \times 10^{-3}}{384} = 0,86 \text{ cm}^2$$

Selon BAEL 91 /modifier 99 la quantité d'acier  $A_S$  doit être vérifiée la condition suivante:

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

$$A_{s \min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{100 \times 10}{1000}; 0,23 \times 100 \times 8 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{s \min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2; 0,96 \text{ cm}^2 \} = 0,96 \text{ cm}^2$$

➤ **Le choix final des armatures tendues est :**

On prend :  $A_S = \max (A_{\min}; A_S) = 1 \text{ cm}^2$

**Soit :  $A_S = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$**

Avec un espacement :  $S_t = \frac{100-2c-4T8}{3} = 31,33 \text{ cm}$

On prend :  $S_t = 30 \text{ cm}$

**II.3.2.5. Vérification :**

$$S_t \geq \text{Min} \{3h; 33\text{cm}\}$$

On a  $S_t \geq \text{Min} \{3 \times 10; 33\text{cm}\} = 30\text{cm}$  .....condition vérifié

Les armatures de répartitions sont calculées par :  $A_r \geq \frac{A_s}{4}$

$$\text{Soit } A_r = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_r = 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2$

Avec un espacement ;  $S_t = \frac{60-2c-3T8}{2} = 27,2 \text{ cm}$

On prend ;  $S_t = 25 \text{ cm}$

**II.3.2.5.1 Vérification à l'ELS**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,08}{2,258} = 48 \text{ cm}$$

On a ;  $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$  Section partiellement comprimé

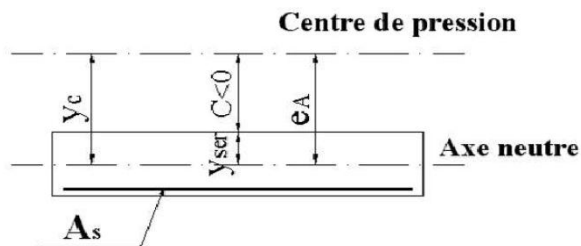


Figure II.27. Section partiellement comprimé

Soit C la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée du béton.

$$C = e - \frac{10}{2}$$

Avec :

$$d = h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm la hauteur utile } C = 48 - (10/2) = 43 \text{ cm}$$

La distance  $y_c$  entre le centre de pression et l'axe neutre est la solution de l'équation suivante ;

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

Avec ;

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

$$P = -3 \times 43^2 + 6 \times 15 \times (43 + 2) \frac{2,01}{100} + 6 \times 15 \times (43 + 8) \frac{2,01}{100} = -5373,336 \text{ cm}^2$$

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

$$q = -2 \times 43^3 + 6 \times 15 \times (43 + 2)^2 \frac{2,01}{100} + 6 \times 15 \times (43 + 8)^2 \frac{2,01}{100} = 150645,566 \text{ cm}^2$$

La solution de l'équation du troisième degré est donnée par ;

$$\Delta = q^2 + 4 \left( \frac{p}{3} \right)^3 = 150645,566^2 + 4 \times \left( \frac{-5373,336}{3} \right)^3 = -2,9 \times 10^8$$

$$\csc \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 150645,566}{2 \times (-5373,336)} \sqrt{\frac{-3}{-5373,336}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{5373,336}{3}} = 84,64$$

$$y_1 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120 \right) = 84,64 \times \cos \left( \frac{171,89}{3} + 120 \right) = -84,54$$

$$y_2 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} \right) = 84,64 \times \cos \left( \frac{171,89}{3} \right) = 45,73$$

$$y_3 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 84,64 \times \cos \left( \frac{171,89}{3} + 240 \right) = 38,82$$

La solution  $y_c = 61.69 \text{ cm}$  est vérifiée la condition :  $0 < y_{ser} = y_c - c < d$

$$0 < y_{ser} = 45,73 - 43 < 8$$

$$\begin{cases} y_{ser} = 2,73 \text{ cm} \\ y_c = 45,73 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Calcul du moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{100}{3} 2,73^3 + 15 \times [2,01(8 - 2,73)^2] = 1515,567 \text{ cm}^4$$

**II.3.1.5.2 Vérification des contraintes :**

➤ **Contrainte du béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{2,23 \cdot 10^3 \times 45,73 \times 10}{1515,57 \cdot 10^4} \right) 27,3 = 1,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Contraintes de l'acier :**

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

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{nf_{tj}}) \right) = 200 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\eta = 1.6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 15 \left( \frac{2,23 \cdot 10^3}{1515,57 \cdot 10^4} \times 457,3 \right) (80 - 27,3) = 53,19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 \left( \frac{2,23 \cdot 10^3}{1515,57 \cdot 10^4} \times 457,3 \right) (27,3 - 20) = 7,37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant ;**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante ;

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{3,01 \cdot 10^3}{1000 \times 80} = 0,037 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Calcul la section en flexion composé

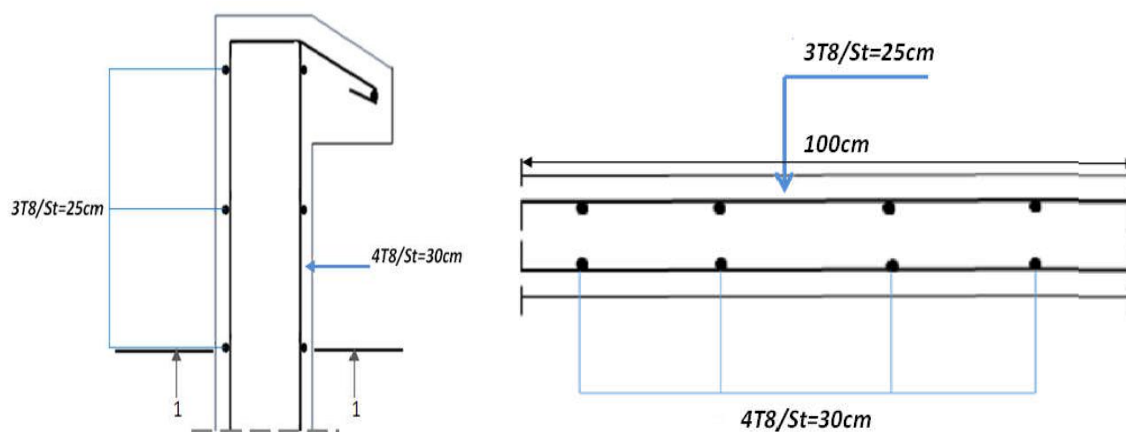
$$A_{fc} = A_s - \frac{N_U}{\sigma_s} = 0,32 - \frac{3,002 \times 10^{-3}}{347,8} = 0,086 \text{cm}^2$$

- Condition non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times (e_{ser} - 0,45d) \times b \times d}{f_e \times (e_{ser} - 0,185)} = 0,97 \text{cm}^2$$

$$A_{fc} = 0,086 \text{cm}^2 < A_{min} = 0,97 \text{cm}^2$$

Le ferrailage de l'acrotère est présenté dans la Figure ci-dessous.



Coupe 1-1

Figure II.28 : Ferrailage de l'acrotère

### II.3.3 Les Escaliers

#### II.3.3.1 Introduction

L'escalier est un composant important qui permet de monter ou de descendre afin de changer de niveau. Il est composé d'un ensemble de marches ou de gradins, conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et maximum de sécurité.

#### II.3.3.2 Types d'escaliers

- Droite avec palier intermédiaire.
- Balancés.
- Rayonnants.
- Hélicoïdaux.



#### Les caractéristiques d'un escalier

- ✓ **Emmarchement** : la largeur de la volée.
- ✓ **Giron** : largeur d'une marche.
- ✓ **Paillasse** : la dalle inclinée qui soutient les gradins.
- ✓ **Palier** : partie de plancher située aux deux extrémités d'une volée.
- ✓ **Contre marche** : partie verticale de la marche.

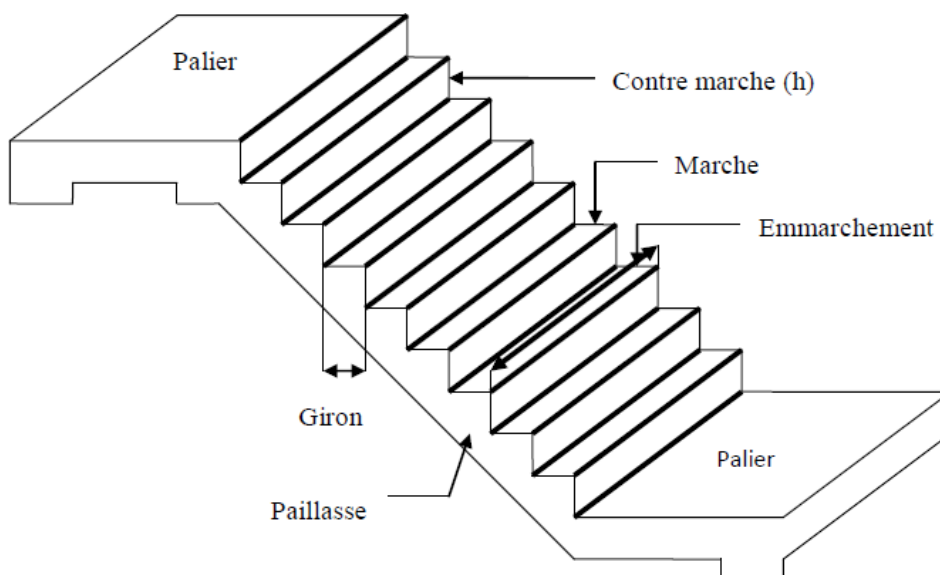


Figure II.29. Les caractéristiques d'un escalier

II.3.3.3 Dimensionnement :

+ Escalier de RDC

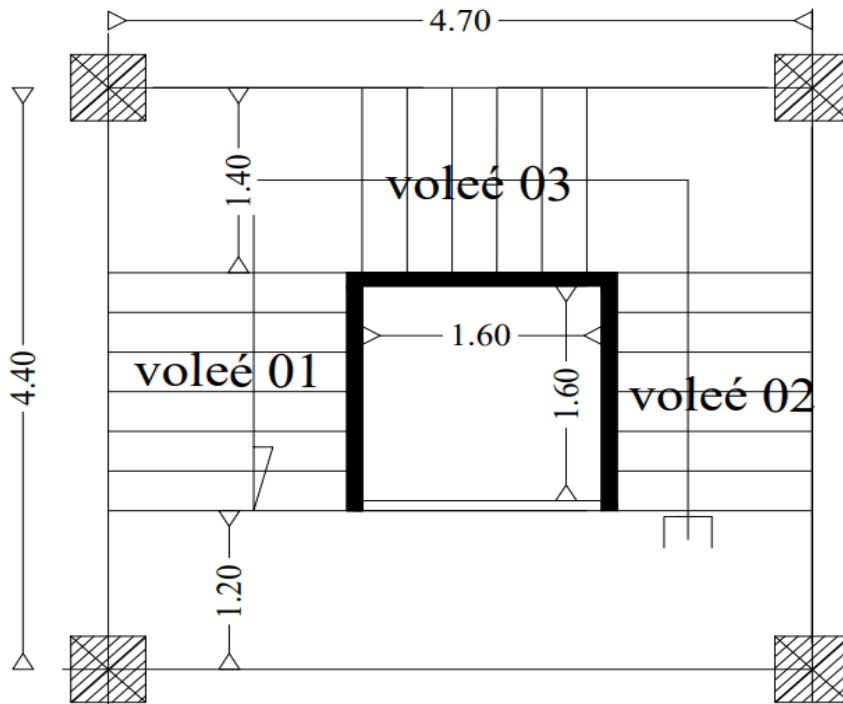


Figure II.30. Dimensions d'escalier à volets.

- Première et troisième volée : (escalier a pailasse porteuse)

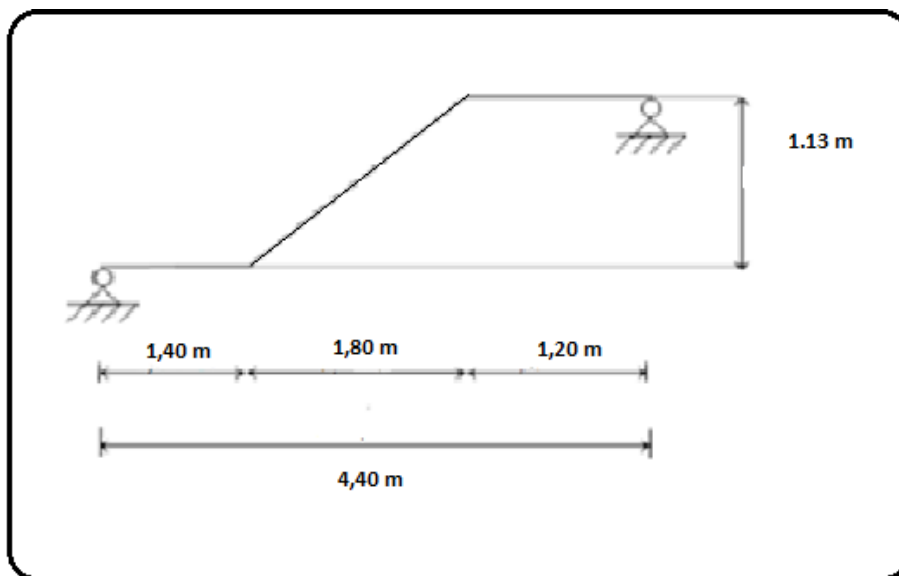


Figure II.31. Schéma statique des escaliers.

➤ **Dimensionnement des marches et contre marches**

**-Etudes de 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> volée**

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL: Avec :  $64\text{cm} \leq 2.h + g \leq 60\text{cm}$

h : hauteur de la marche (contre marche).

g : largeur de la marche.

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

n : nombre de contre marches

l : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

$$l = (n-1).g \Rightarrow g = l / (n-1)$$

$$Ln + 2Hn - 2H = 64(n - 1)n$$

$$Ln + 2Hn - 2H = 64n^2 - 64n$$

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

$$64n^2 - 470n + 226 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 404$$

$$\begin{cases} n_1 = \frac{470 - 404}{64 \times 2} = 0,515 \\ n_2 = \frac{470 + 404}{64 \times 2} = 6,828 \end{cases}$$

On prend ; n = 7

➤ le nombre de marche est  $(n - 1) = 6$  **contres marches**

$$h = \frac{H}{n} = \frac{113}{7} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{6} = 30 \Rightarrow g = 30$$

➤ **Angle de raccordement  $\alpha$**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{113}{180}\right) = 32,11$$

➤ **Epaisseur de la paillasse et du palier**

L'épaisseur de la paillasse et du palier est fonction de la longueur L (entre appui) 4.40 m

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \rightarrow \frac{440}{35} \leq e \leq \frac{440}{30}$$

On choisit : e palier = e paillasse = 14 cm

Et ce pour faciliter le coffrage.

## ➤ Principe de calcul

**Etude de 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> volées****a) Charges permanentes**

Epaisseur moyenne de la paillasse

$$e_{\text{moy}} = e_p + \left( \frac{h \cdot \cos \alpha}{2} \right)$$

$$e_{\text{moy}} = 14 + \left( \frac{17 \cdot \cos 32.11}{2} \right)$$

$$e_{\text{moy}} \approx 22 \text{ cm}$$

**b) G revêtements****Tableau II.16:** Récapitulatif des charges des composants constituant le revêtement

N°	Composantes	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
				$\Sigma = 1.7$

**c) Poids propre de la paillasse**

$$G_v = \frac{\gamma_b}{\cos \alpha} \cdot e + G_{\text{rev}}$$

$$G_p = \gamma_b \cdot e_1 + G_{\text{rev}}$$

Avec  $e$  : épaisseur moyenne de la paillasse

$e_1$  : épaisseur du palier (14cm).

Alors

$$G_v = 8.19 \text{ KN/m}^2 \text{ et}$$

$$G_p = 5.2 \text{ KN/m}^2$$

**d) Charges d'exploitation**

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

➤ Combinaison des charges

Tableau II.17: Récapitulation des combinaisons de charges

Position	G KN/ml	Q KN/ml	E.L.U KN/ml	E.L.S KN/m
Palier	8.19	2.5	14.80	10.69
Paillasse	5.2	2.5	10.77	7.7

➤ Schémas statiques

E LU

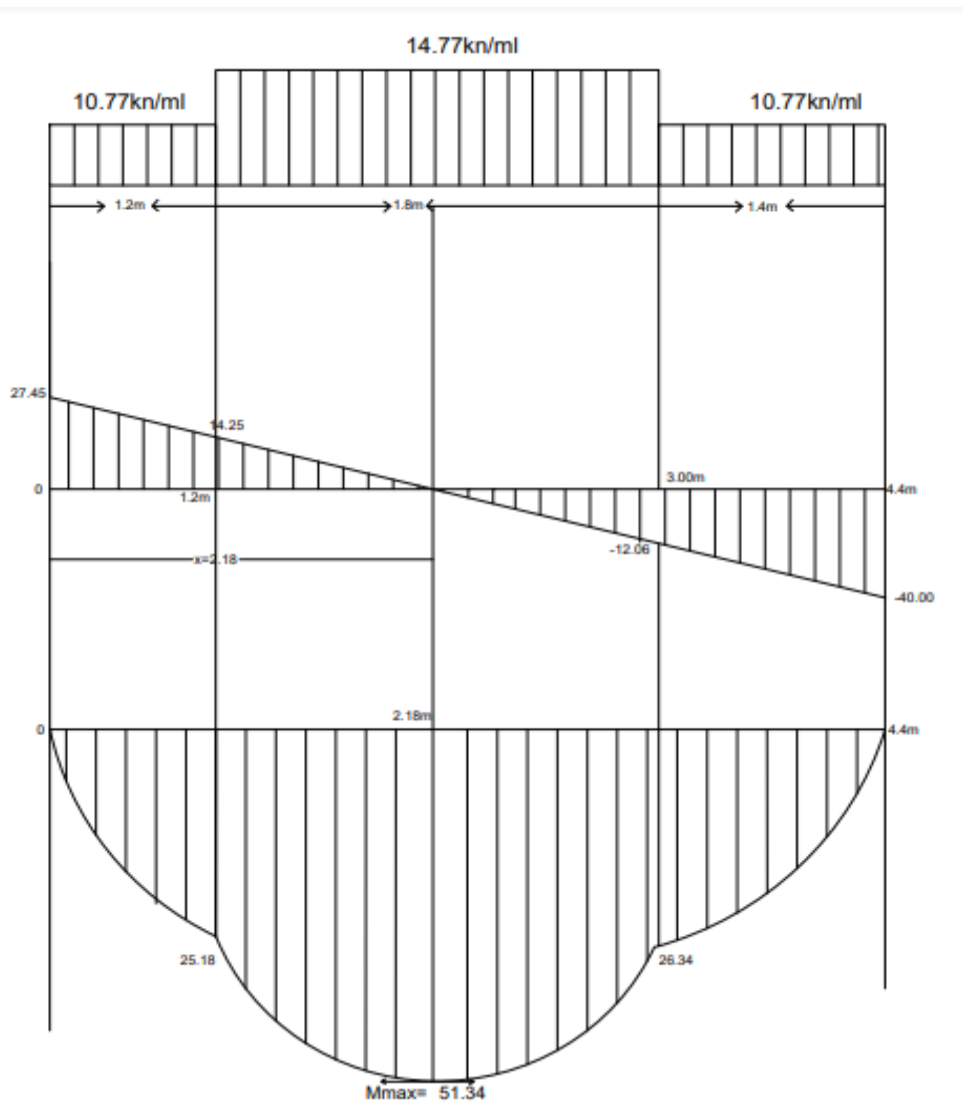
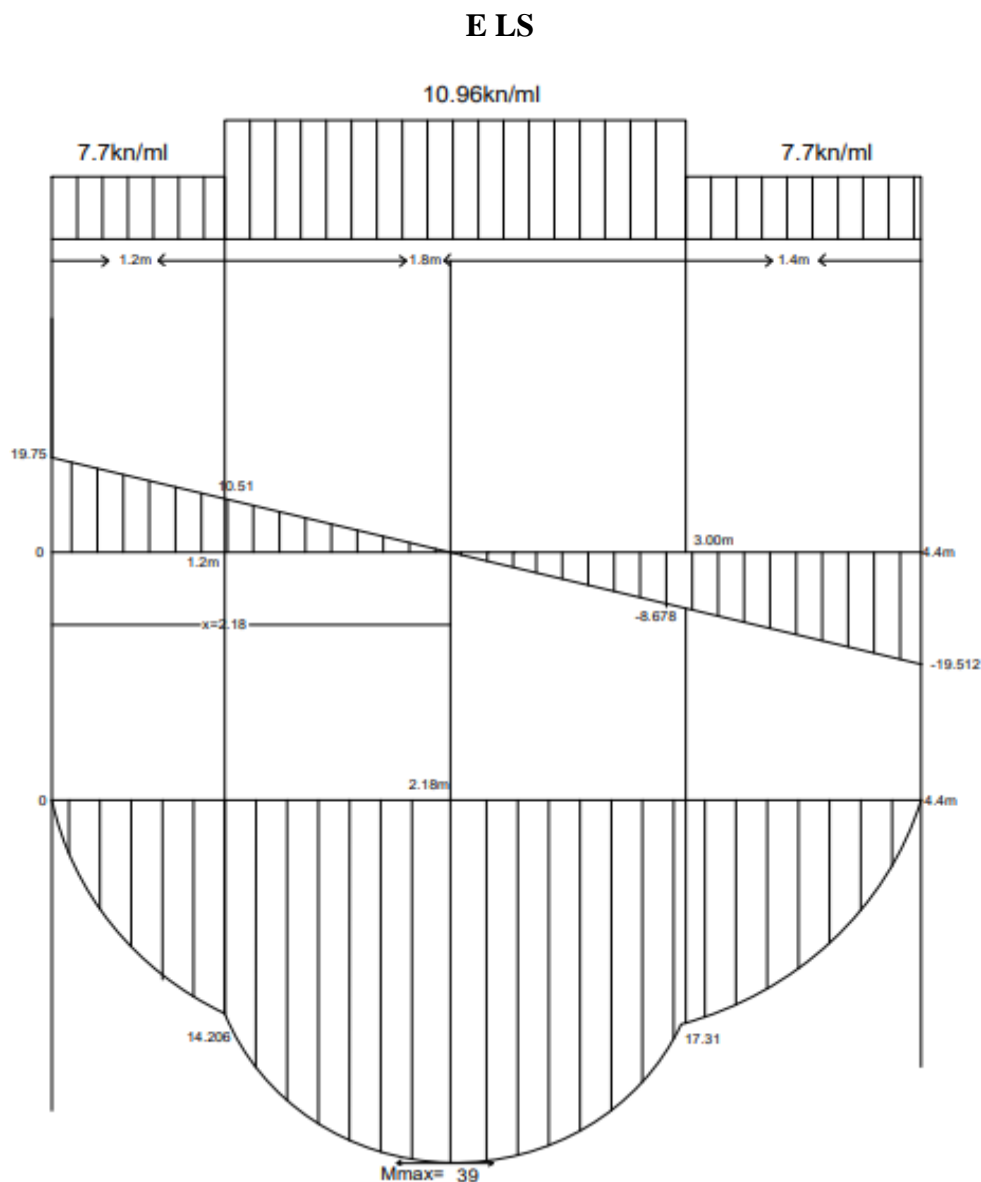


Figure II.32. Diagramme des efforts tranchants.et des moments en ELU.



**Figure II.33.** Diagramme des efforts tranchants et des moments en ELS.

#### II.3.3.4. Calcul du ferrailage :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que :  $b = 100\text{cm}$  ;  $h = 18\text{cm}$ -

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

$F_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,10\text{MPa}$  ;  $\gamma_b = 1.5$  ;  $d = 0.9h = 16.2$ ,

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

## II.3.3.4.1. Ferrailage de l'escalier

Tableau II.18 : Ferrailage de l'escalier à l'ELU

	Mu (KNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	A/ ml (cm <sup>2</sup> )	Choix	A ml / (cm <sup>2</sup> )
Travée	41.072	0.31	Oui	0	0.47	13.15	3.82	5T14	7.70
Appuis	10.268	0.08	Oui	0	0.10	15.52	1.9	4T10	3.14

## ➤ Espacement :

## a) En travée :

$$esp \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

On prend : esp=20cm

## b) Sur appui :

$$esp \leq \frac{100}{5} = 25 \text{ cm}$$

On prend : esp=20cm

## ➤ Armature de répartition :

## a) En travée :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925 \text{ cm}$$

Le choix est de **4T8=2,01cm<sup>2</sup>** avec St=25cm

## b) Sur appui:

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62$$

Le choix est de **4T8=2,01cm<sup>2</sup>** avec St=20cm

## ➤ Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{min} = 0.23 \frac{f_{c28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2$$

En travée :  $A_s = 7.7 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 2.17 \text{ cm}^2$  ..... vérifiée

Sur appui :  $A_s = 3.14 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 2.17 \text{ cm}^2$  ..... vérifiée

Donc on choisit :  $A_a = A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2$ .

Choix des barres :  **$A_a = 5T8 = 2,51 \text{ cm}^2$**

**II.3.3.4.1 Vérification à ELU :**

- Effort tranchant

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

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

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{\max}}{bd} = \frac{27.45 \cdot 10^3}{1000 \cdot 161} = 0.16 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

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

- si  $T_u - \frac{M_u}{0.9d} < 0 \rightarrow$  les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

- si  $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0 \rightarrow$  il faut satisfaire la condition suivante :  $A_s \geq \left[ \frac{T_u - \frac{M_u}{0.9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 27.45 \cdot 10^3 - \frac{15.21 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 160} = -76870.987 \text{ kn} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Vérification des armatures transversales

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{\max}}{bd} = 0.16 < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**II.3.3.4.2 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.

- Vérification des contraintes du béton
  - Position de l'axe neutre

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

- Moment d'inertie

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

Avec :

$$N = 15, c' = 2 \text{ cm}, d = 16.00 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}, A_s' = 0$$

On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

**Tableau II.19:** Vérification du ferrailage à l'ELS

	Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
<b>Travée</b>	31.2	6.00	4.39	25511.23	7.29	Vérifiée
<b>Appui</b>	7.8	2.24	2.13	7258.30	4.18	Vérifiée

**II.3.3.4.3 Vérification de la flèche :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right\} \dots [1] \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{17}{440} = 0.038 \leq 0.0625 \dots \dots \dots \text{non vérifier} \\ \frac{7.7}{100 \cdot 16} = 0.0048 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right\}$$

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

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

Avec ;

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_s \cdot L^2}{10E_i I} \\ f_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10E_i I} \\ \bar{f} = \frac{1}{500} + 0.5 \end{array} \right\}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} l_{fi} = \frac{1.1 \cdot l_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ l_{fv} = \frac{l_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right\}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15A_s \left( \frac{h}{12} - d \right)^2 + 15A_s' \left( \frac{h}{12} - d' \right)^2$$

$I_0$  : moment d'inertie de la section homogène

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05f_{c28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \frac{0.02f_{c28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \end{array} \right\}; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1.75f_{c28}}{4\delta\sigma_s + f_{c28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{sr}}{A_s d} \end{array} \right\}$$

$E_i = 32164,20\text{MPa}$

$E_v = 10721,40\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau II.20** : Vérification de la flèche de l'escalier

MserKN.m	As cm <sup>2</sup>	δ	σ <sub>s</sub> (MPa)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ	I <sub>0</sub>	I <sub>fi</sub>	I <sub>fv</sub>
39.04	10.78	0.006	226.3	3.5	1.7	0.487	56523.3	22989.7	30922.53

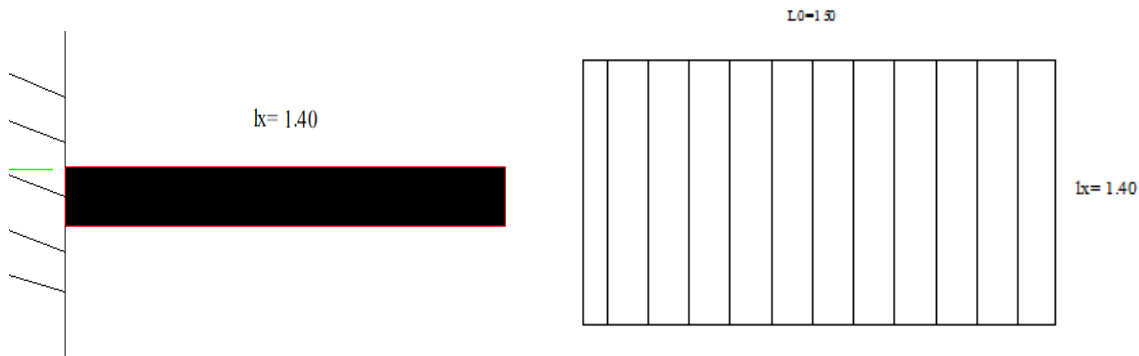
$f_i = 0.6\text{ cm}$

$f_v = 2.02\text{ cm}$

alors

$\Rightarrow \Delta f_r = 0.80\text{Cm} \leq \bar{f} = 1.51 \dots\dots\dots\text{cv}$

- **Troisième volée : (escalier a marche porteuse) :**



**Figure II.34.**Troisième volée (escalier a marche porteuse)

$Ln + 2Hn - 2H = 64(n - 1)n$

$Ln + 2Hn - 2H = 64n^2 - 64n$

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

$64n^2 - 440n + 226 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 368$

$$\left\{ \begin{array}{l} n_1 = \frac{440 - 368}{64 \times 2} = 0.56 \\ n_2 = \frac{440 + 368}{64 \times 2} = 6,125 \end{array} \right.$$

On prend ;  $n = 6$

➤ le nombre de marche est  $(n - 1) = 7$  **contres marches**

$$h = \frac{H}{n} = \frac{113}{6} = 18 \text{ cm en prend } h=17\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{150}{5} = 30 \Rightarrow g = 30$$

➤ Angle de raccordement  $\alpha$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{113}{180}\right) = 32.11$$

$$l'p = \left(\frac{l_0}{\cos(\alpha)}\right) = l'p = \left(\frac{150}{\cos(36.99)}\right) = 177.08$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

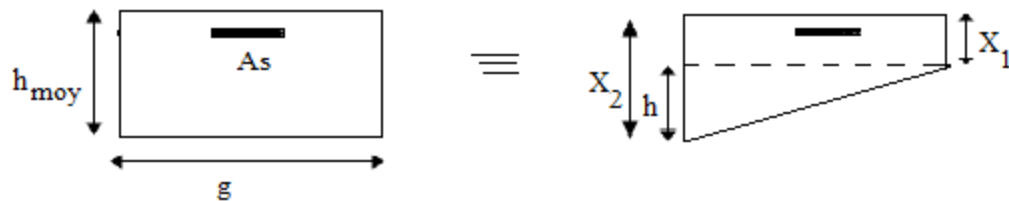
Condition de résistance :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{177.08}{30} \leq e \leq \frac{177.08}{20}$$

D'où  $e_p = (5.90/8.854)$  cm

Nous prenons  $e_p = 15\text{cm}$ .

- **Descente des charges :**



**Figure II.35 :** Escalier a marche porteuse d'escalier type 2.

$$h_M = \frac{(X_1 + X_2)}{2}$$

$$X_1 = \frac{e_p}{\cos(\alpha)} = 17.70$$

$$h_m = X_1 + h = 34.7$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{h_M}{g}\right) = 45.05$$

**Tableau II.21:** Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de paillasse à marche porteuse

<b>Paillasse</b>		
<b>Désignation</b>	<b>Epaisseur (m)</b>	<b>Poids Surfaccique (kg/m<sup>2</sup>)</b>
Revêtement en Carrelage horizontal	0.20*0.20	<b>40</b>
Mortier de ciment horizontal	0.20*0.20	<b>40</b>
Revêtement en carrelage verticale	0.20*0.20*tg(45.05)	<b>38,8</b>
Mortier de ciment vertical	0.20*0.20*tg(45.05)	<b>38,8</b>
Poids propre de la paillasse	$0.17 * \frac{25}{\cos(45.05)}$	<b>610.559</b>
Poids propre de la marche	$22 * \frac{0.28}{2}$	<b>308</b>
Enduit en ciment	$0.17 * \frac{18}{\cos(45.05)}$	<b>17</b>
<b>Totale :G = 10,9388 kn/m</b>		
<b>Q=250kg/m<sup>2</sup></b>		

**Tableau II.22 :** Evaluation des charges «q<sub>u</sub> » et « q<sub>s</sub> » d'escalier type 2

<b>Voleé 3</b>	<b>G (KN/ml)</b>	<b>Q (KN/ml)</b>	<b>E.L.U (KN/ml)</b>	<b>E.L.S (KN/m)</b>
<b>Palier</b>	10.93	2.5	18.50	13.43
<b>marche</b>	5.2	2.5	10.77	7.7

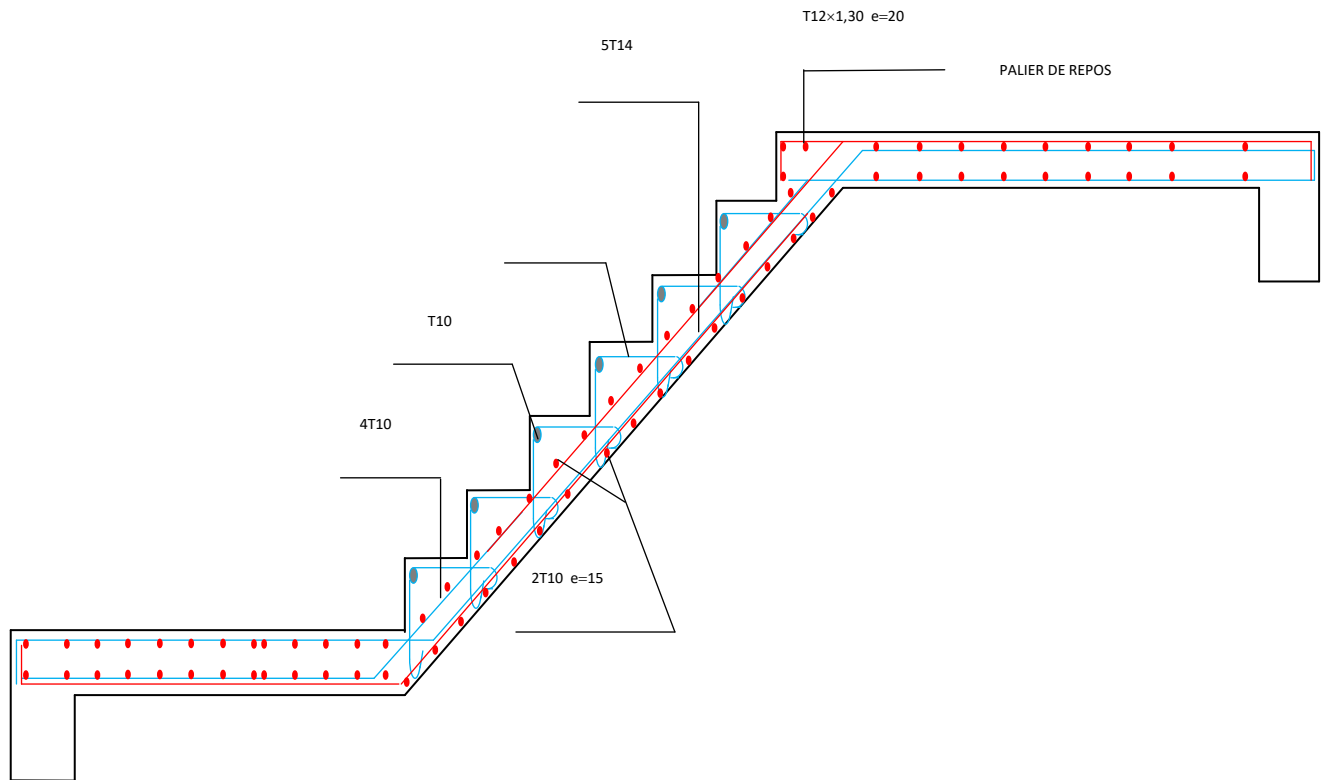


Figure II.36 : Schéma de ferrailage de Première et troisième volée.

**II.3.4 Poutre palière**

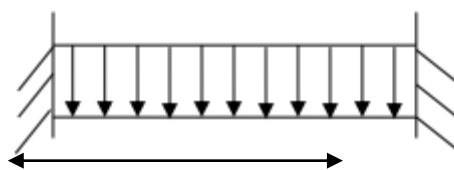


Figure II.37. schéma statique de poutre palière.

$L=4.70\text{ m}$

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est dimensionnée d'après les Formules empiriques données par BAEL 99[41], est vérifiée selon le RPA99 version 2003[3].

On a :  $L= 5.40\text{m}$

D'après la condition de flèche définie par le BAEL91 :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad 31 \leq h \leq 47 \Rightarrow h = 35\text{cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow b = 30\text{ cm}$$

➤ **Exigences du RPA99/2003:**

$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots \dots \text{CV}$

$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 35 \text{ cm} \dots \dots \text{CV}$

$\frac{35h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 \dots \dots \text{CV}$

Donc on adopte  $b \times h = (30 \text{ cm} \times 40 \text{ cm})$

➤ **Sollicitations de la poutre palière :**

Les charges sur la poutre :

$g_0 = (b \times h) \times \rho = 0,3 \times 0,35 \times 25 = 2.62 \text{ KN/m}$

• **ELU :**

$q_u = 1.35 \times (g_0) + = 1.35 \times 3 + 42.15 = 30.98 \text{ KN/m}$

$M_u^t = \frac{qL^2}{24} = \frac{30.98 \times 4.70^2}{24} = 28.51 \text{ KN.m}$

$M_u^a = \frac{qL^2}{12} = \frac{30.98 \times 4.70^2}{12} = 57.02 \text{ KN.m}$

$T_u = \frac{ql}{12} = \frac{30.98 \times 4.70}{12} = 12.13 \text{ KN}$

• **ELS:**

$q_u = 1.35 \times (g_0) + = 1.35 \times 2.62 + 19.25 = 22.78 \text{ KN/m}$

$M_s^t = \frac{qL^2}{24} = \frac{30.98 \times 4.70^2}{24} = 41.84 \text{ KN.m}$

$M_s^a = \frac{qL^2}{12} = \frac{30.98 \times 4.70^2}{12} = 83.68 \text{ KN.m}$

**b) Calcul de la section d'armature à la flexion simple :**

➤ **Armatures Principales:**

On a :  $b=30 \text{ cm}$  ,  $h=35 \text{ cm}$  ,  $d=31.5 \text{ cm}$

On résume les calculs de ferrailage dans le tableau ci-après :

**Tableau II.23:** tableau récapitulatif de ferrailage de la poutre palière

	M(KN.m)	M	A	z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	A <sub>s</sub>
<b>Travée</b>	28.51	0.015	0.018	29.23	2.9	1.14	2.9	3T14	4.62
<b>Appui</b>	57.02	0.031	0.039	26.58	6.16	1.14	6.16	6T14	9.24

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b*d} \Rightarrow \tau_u = \frac{12.13}{300*360}$$

$$\tau_u = 0.11 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots \text{cv}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Armatures transversales :**

On fixe  $S_t = 25\text{cm}$ .

$$A_{t1} \geq \frac{0.4*b*S_t}{f_e} = \frac{0.4*300*250}{400} = 0.75\text{cm}^2$$

$$A_{t2} \geq \frac{b*S_t*(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e} = \frac{300*250*(0.11 - 0.3*2.1)}{0.9*400} = -91.66$$

$$A_{t2} < 0.75 \Rightarrow A_t = 0.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min} = \max\left\{\frac{b*h}{1000}, 0.23, b. d. \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$A_s \geq A_{\min} = \max\left\{\frac{0.3*0.35}{1000}, 0.23, b. d. \frac{f_{t28}}{f_e}\right\} = 1.14\text{cm}^2$$

$$A_{s \text{ trav}} = 2.9 \geq A_{\min} = 1,14 \dots \dots \dots (\text{cv})$$

$$A_{s \text{ apuis}} = 6.16 \geq A_{\min} = 1,14 \dots \dots \dots (\text{cv})$$

✓ **Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :  $\sigma = \frac{M_{ser}}{I} Y$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

**Tableau II.24:** tableau récapitulatif de ferrailage de la poutre palière

	$M_{ser}$	Y	I	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	41.81	8.48	22457.619	3.15	15	cv
Appui	83.68	8.48	22457.619	1.5	15	cv

✓ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} < -> \frac{30}{470} = 0.064 > 0.0625 \dots \text{cv}$$

$$\frac{A_s}{bd} \geq \frac{4.2}{f} < -> \frac{1.5}{30 \cdot 31.5} = 0.00158 > 0.0105 \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \left( \frac{M_t}{M_0} \right) < -> = > 0.094 > 0.03 \dots \text{cv}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

➤ Ferrailage final :

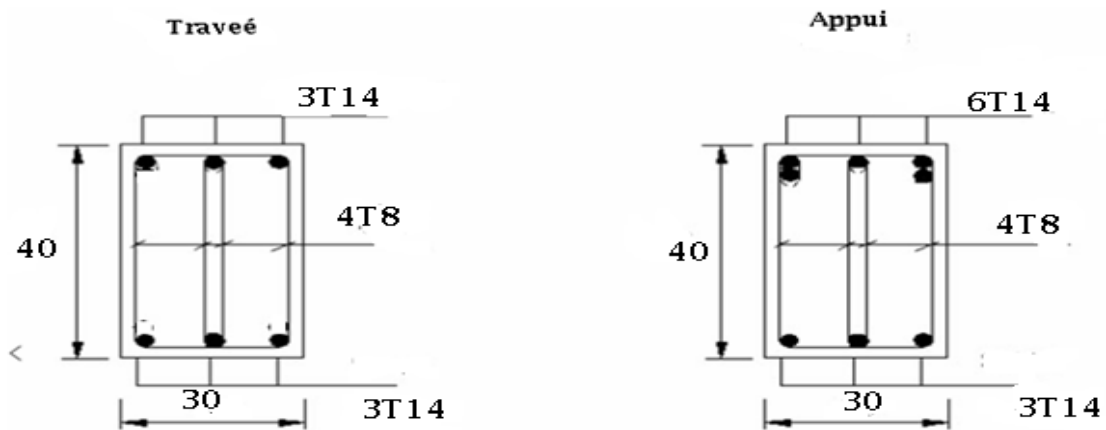


Figure .II.38 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

II.3.5 La dalle machine

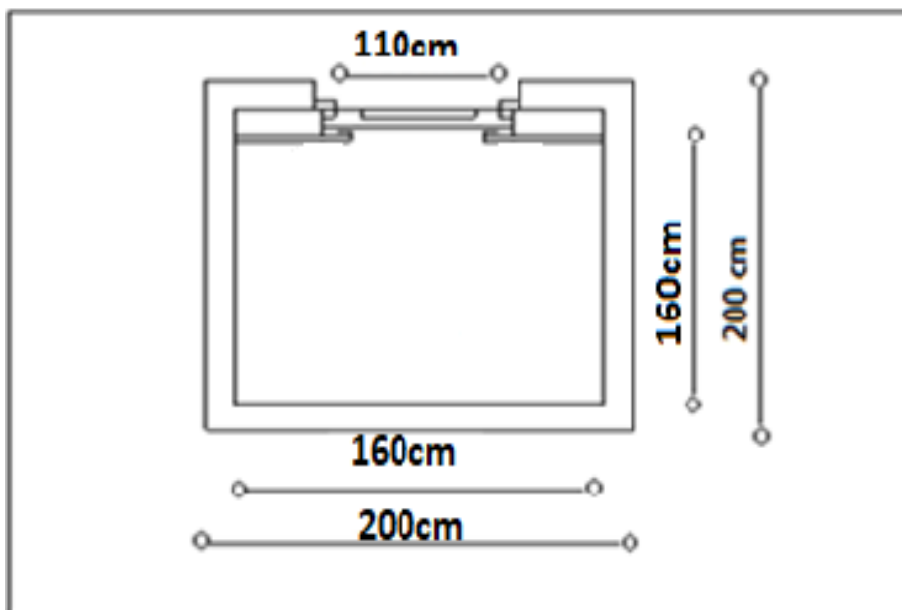


Figure II.39: Vue en plan de dalle machine

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

### II.3.5.1. Pré-dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine. Nous avons deux conditions à vérifier

#### a) Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{50}$$

#### b) Condition de l'E.N.A: [44]

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A ) [44] préconise que l'épaisseur de la dalle machine est  $25\text{cm} \geq e$

On prend :  $e=25\text{cm}$

### II.3.5.2. Détermination des charges et surcharges

#### a) Charges permanentes :

- ✓ Poids de la dalle machine supportée..... 50,00 kN/m<sup>2</sup>
- ✓ Poids propre de la dalle..... $0,25 \times 25 = 6,25$  kN/m<sup>2</sup>

$$G = 56,25 \text{ kN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$

### II.3.5.3. Combinaison des charges :

- ✓ E.L.U :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 77,438 \text{ kN/m}^2$
- ✓ E.L.S :  $q_{ser} = G + Q = 57,25 \text{ kN/m}^2$

### II.3.5.4. Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

#### ✓ Calcul de « $\rho$ » :

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,6}{1,6} = 1 < 1$$

⇒ La dalle travail dans les deux sens.

$$*M_x = \mu_x q_x L_x^2$$

$$*M_y = \mu_y M_x$$

✓ **E.L.U :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0368 \rightarrow M_x = 7.29. m \\ \mu_y = 1.00 \rightarrow M_y = 7.29 KN. m \end{cases}$$

Selon les conditions d’encastrement d’appuis, on obtient les moments suivants :

✓ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 6.19kNm$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 6.19kNm$$

✓ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,3M_x = 2.19kNm$$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 2.19kNm$$

$$M_a = \text{Max} ( M_{ax} ; M_{ay} ) = 2.19 kNm$$

**II.3.5.5. Ferrailage de la dalle :**

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit : Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100x25) cm<sup>2</sup> qui travaille en flexion simple

On a: b=100 cm; h=25cm; d=0,9h=22,5cm ; c=2cm ;  $\sigma_{bc} = 14,17MPa$  ;  $\sigma_s = 348MPa$

**Tableau II.25:** Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage

		Mt(kN m)	$\mu$	$A'_s$ (cm)	$\alpha$	Z(cm)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choi x	(cm <sup>2</sup> ) $A^{adps}$
travée	Sens x-x	6.19	0.008	0	0.01	21.6	0.8	5T10	3.93
	Sens y-y	6.19	0.008	0	0.01	21.6	0.8	5T10	3.93
appui	Sens x-x	2.19	0.003	0	0.0037	21.82	0.28	5T8	2.51
	Sens y-y	2.19	0.003	0	0.0037	21.82	0.28	5T8	2.51

➤ **Espacement :**

✓ **En travée :**

$$ST = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20cm < ( 3h, 33cm ) = 33cm(\text{sens } x - x) \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20cm < ( 4h, 45cm ) = 45cm(\text{sens } y - y) \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

✓ **En appui :**

$$St = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20\text{cm} < (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ (sens } x-x \text{) } \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20\text{cm} < (4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ (sens } y-y \text{) } \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd_{uc28}}$$

$$T_x = \frac{q_u * L_x * L_y}{2L_x + L_y} = 33.01$$

$$T_y = \frac{q_u * L_x}{3} = 33.01$$

$$\tau_u = \frac{33.01 * 10^3}{1000 * 225} = 0.146 < \overline{\tau}_u = 1.250 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### II.3.5.6. Vérification :

a) **Vérification des contraintes :**

➤ **Béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

➤ **Acier :**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 150 \eta \right) = 204 \text{MPa}$$

Avec :

$$\eta = 1.6 \text{ pour HA; } f_e = 400 \text{ mpa}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1.00$$

$$M_x = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0441 \rightarrow M_x = 13.84 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ \mu_y = 1 \rightarrow M_y = 13.84 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

✓ **Moments en travées :**

$$M_{lx} = 0.85 M_x = 11.77 \text{ kNm}$$

$$M_{ly} = 0.85 M_y = 11.77 \text{ kNm}$$

✓ **Moments sur appuis :**

$$M_a = \text{Max} (0.3 M_x ; 0.3 M_y) = 4.15$$

▪ **Détermination de la valeur de « y » :**

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

✓ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant

**Tableau II.26:** Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.

	Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
<b>Travée</b>	11.77	3.93	6.63	44584.06	3.51	Vérifiée
	11.77	3.93	6.63	44584.06	3.51	Vérifiée
<b>Appui</b>	4.15	2.51	3.75	14994.14	0.79	Vérifiée

## b) Vérification de la condition de non fragilité :

**h=25cm ; b=100cm**

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 3.00 \text{ cm}^2 \\ A_y = \rho_0 bh = 2.00 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec} \begin{cases} \rho_0 = 0.08 \text{ ‰ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho_0 = \frac{L_x}{L_y} = 1 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

## ➤ Sens Lx-x :

✓ Sur appuis :

$$A_x = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 3,00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ En travée :

$$A_x = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 3,00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

## ➤ Sens Ly-y :

✓ Sur appuis :

$$A_y = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ En travée :

$$A_y = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**Vérification de la flèche : (BAEL 91) [41] :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

**(B.A.E.L.91 modifié 99) :**

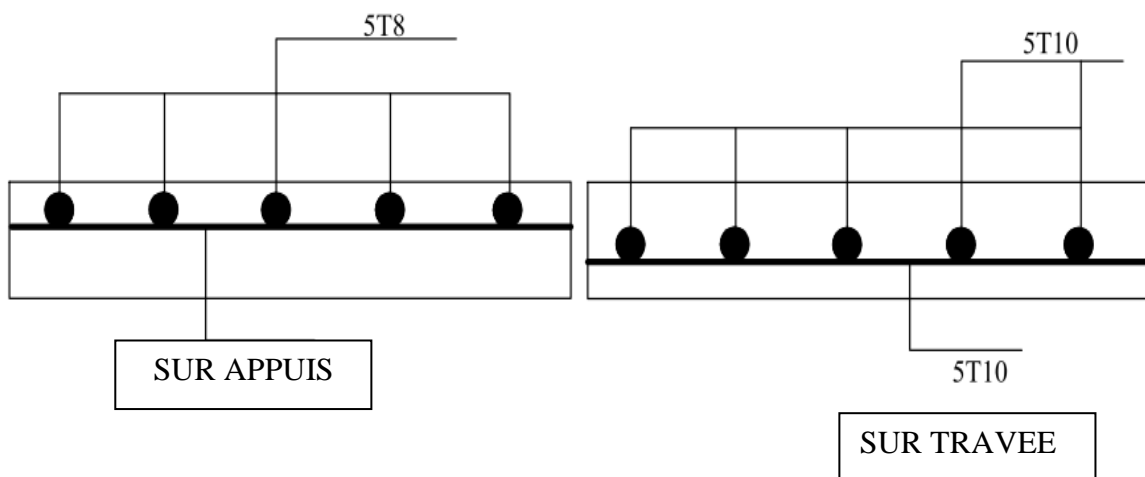
Avec : h=0.25 m et l= 1.9 m.

$$A_{stt} = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.156 > 0.062 \dots\dots\dots \text{c. v}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} * \frac{M_t}{M_0} = 0.156 > 0.075 \dots\dots\dots \text{c. v}$$

$$\frac{A_{sapp}}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e} 0.0011 < 0.010 \dots\dots\dots \text{c. v}$$



**Figure II.40:** Disposition constructive des armatures de l'ascenseur.

### II.3.6 Le plancher

#### II.3.6.1 Introduction

Le plancher est une aire horizontale séparant deux niveaux, il assure les fonctions suivantes :

- Porte les charges et les surcharges du bâtiment,
- Assure l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux,
- Participe à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux,
- Assurer l'étanchéité dans les salles d'eau,

Le choix de plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes.,

- Facilité et rapidité d'exécution,
- Économique,
- Plus légère que la dalle pleine,

Le plancher de notre bâtiment est composé du corps creux et une dalle de compression sur des poutrelles.

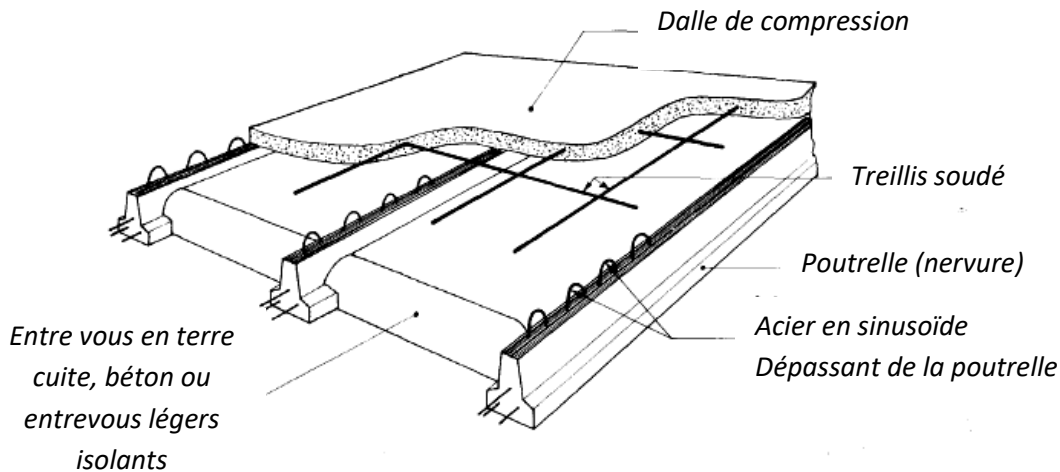


Figure II.41 : Schéma statique de la coupe de plancher.

### II.3.6.2 Dimensionnement des poutrelles

Ce type de plancher est composé des éléments porteurs (poutrelles) et par des éléments de remplissage (corps creux).

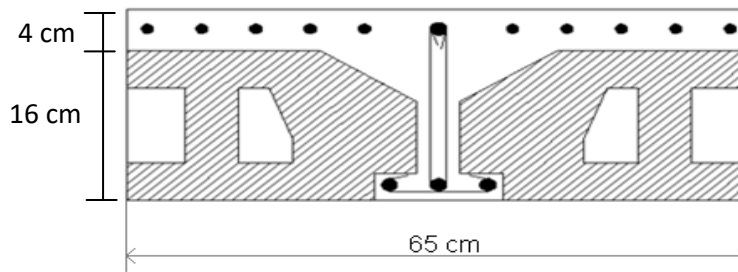


Figure II.42 : Coupe verticale du corps creux.

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, elles sont assimilées à une poutre semi encastré. Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

- L'épaisseur du corps creux  $e=16\text{ Cm}$
- L'épaisseur de la dalle de compression  $h_0=h -e=4\text{Cm}$
- La largeur de la poutrelle  $b=b_0+2C$   $b_0=12\text{Cm}$
- Le corps creux utilisé pour le plancher est de  $D_c=53\text{Cm}$

$$C \leq \min \begin{cases} \frac{L_{max}}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ Cm} \\ (6 \div 8)h = 32 \text{ Cm} \\ \frac{D_c}{2} = \frac{53}{2} = 26.5 \text{ Cm} \end{cases} \Rightarrow c_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2(26.5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

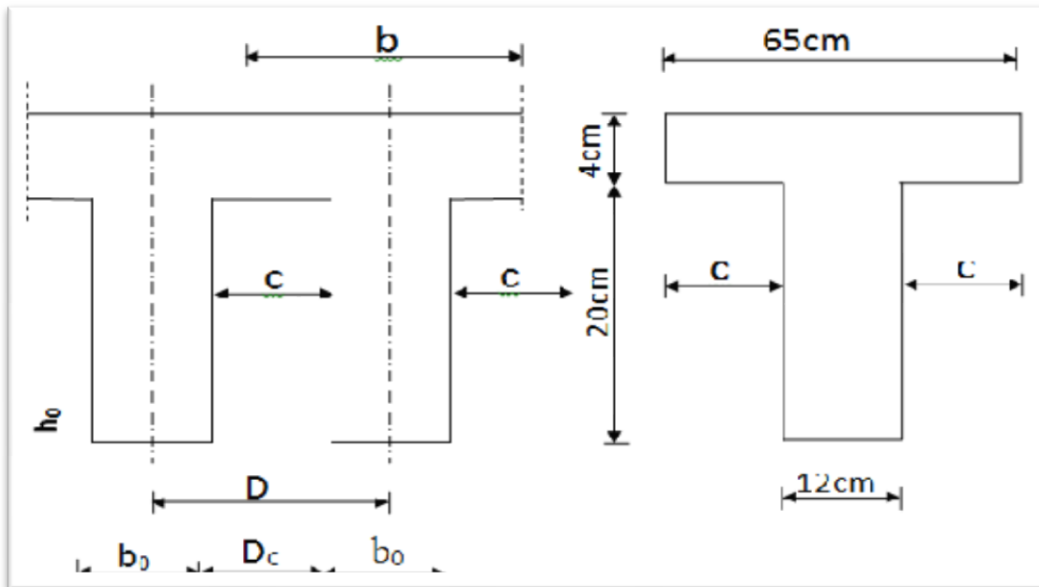


Figure II.43: Dimensionnement des poutrelles.

Les poutrelles sont calculées en deux phases :

❖ **Première Phases de calcul (avant le coulage)**

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, elle supporte :

a) **Les sollicitations**

- pour plancher terrasse :
  - ❖ Charge permanente :  $G = 6.78 \text{ KN/m}^2$
  - ❖ Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}$
- Pour plancher courant :
  - ❖ Charge permanente :  $G = 5.21 \text{ KN/m}^2$
  - ❖ Charge d'exploitation :  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
  - ❖ Charge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

## b) les combinaisons

Tableau II.27 : Tableau de chargement

Type de chargement	Sollicitations		Combinaisons	
	G (KN/m.l)	Q (KN/m.l)	$Q_u=1.35G+1.5Q$	$Q_{ser}=G+Q$
Plancher terrasse	$6,78 \times 0,65=4.40$	$1 \times 0,65 = 0,65$	$Q_u=1,35 \times 4.40+1,5 \times 0,65=7.44$ (KN/m)	$Q_{ser}=4,44+0,65=5,05$ (KN/m)
Plancher courant	$5,21 \times 0,65=3,38$	$1.5 \times 0,65=0,98$	$Q_u = 1.35 \times 3,38+1.5 \times 0,98=7.54$ (KN/m)	$Q_{ser}=3,79+0,98=4.36$ (KN/m)
Plancher courant	$5.21 \times 0.65=3.38$	$2.5 \times 0.65= 1,62$	$Q_u=1,35 \times 3,38+1,5 \times 1,62=6.99$ (KN/m)	$Q_{ser}=3,79+1,62= 5.00$ (KN/m)

## II.3.6.3. Conclusion

Le plancher de l'étage courant d'habitation est le plus sollicité.

$$q_u = 7.54 \text{ kN/ml.}$$

$$q_s = 4.36 \text{ kN/ml.}$$

- Deuxième phase de calcul (après le coulage) :

## a) Choix de la méthode de calcul : Selon le C.B.A article B.6.2.2.1 [42]

On utilise la méthode forfaitaires les conditions suivantes sont vérifiées :

- $Q_i = 1.62 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq \max(2G_i = \text{KN} / \text{m}^2, 3.79 \text{ KN} / \text{m}^2) = 7.58 \text{ KN} / \text{m}^2$  (cv)
- Inertie constante dans les différentes travées en continuité (cv)
- la fissuration est considérée non préjudiciable à la tenue de béton armé et celle de revêtement.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

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

On a la même longueur des travées. Donc :

$$\frac{AB}{BC} = \frac{4.75}{4.4} = 1.07 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{BC}{CD} = \frac{4.4}{3.10} = 1.41 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

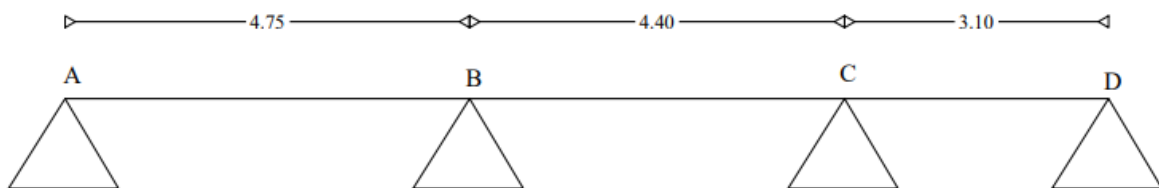
La condition non vérifiée, donc la méthode appliquée est la méthode «Caquot»

#### II.3.6.4. Principe de la méthode :

Cette méthode due à « ALBERT CAQUOT », repose sur la méthode des « trois moments », le principe consiste à calculer les moments de flexion selon la démarche suivante :

- Le moment de flexion sur un appui est fourni par une formule forfaitaire à partir des charges appliquées sur les deux travées qui l'encadrent, en supposant qu'il ne dépend que des charges appliquées sur ces deux travées.
- Le moment de flexion dans une travée dépend ensuite évidemment des charges appliquées sur cette travée et des moments aux deux appuis qui l'encadrent.
- **Application de la méthode :**

**Dans notre cas il ya un seul type de poutrelles:**



**Figure II.44:** Poutrelle à trois travées.

#### a). Moment sur appuis :

Avec :  $L' = L$  pour une travée de rive.

$L' = 0,8L$  pour une travée intermédiaire.

$q_w$  : charge permanente a gauche de l'appui.

$q_e$  : charge permanente a droite de l'appui.

#### b). Moment en travée :

$$M_I = \frac{q_w \cdot x \cdot L_w'^3 + q_w \cdot x \cdot L_e'^3}{8.5 (l_w'^3 + l_e'^3)}$$

$$M_{tm} = \frac{p \cdot X \cdot L_m^2}{2} + M_W$$

$$M_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_W - M_e}{q_L}$$

X tm : abscisses de la valeur max du moment en travée.

### c. Effort tranchant :

$$V_w = \frac{L}{2} + \frac{M_W - M_e}{q_L}$$

$$V_e = V_w - qL$$

$$P_g = 1.35G \cdot b = 1.35 \times 5.21 \times 0.65 =$$

$$P_q = 1.5Q \cdot b = 1.5 \times 2.5 \times 0.65 =$$

**Tableau II.28:** Moment en travée de la poutrelle à 3 travées

Travées		1-2	2-3	3-4	
Longueur réelle (l)		4.75	4.4	3.10	
Longueur réduite (l')		4.75	3.52	3.10	
Appuis		1	2	3	4
l'w (m)		0	3.45	2.64	4.35
l'e (m)		4.75	3.52	3.10	0
Sur appuis	M <sub>u</sub> (kn. m)	5.0	7.7	11.33	7.9
	M <sub>ser</sub> (kn. m)	3.5	5.5	8.1	5.6
ELU	T <sub>w</sub> (kn)	-12.4	-12.2	-13.8	
	T <sub>e</sub> (kn)	10.8	10.0	15.4	
x (m)		18.4	18.1	20.5	
En travée	M <sub>u</sub> (kn.m)	3.4	-0.6	6.2	
	M <sub>ser</sub> (kn.m)	2.5	-1.3	5.7	

Donc on a

En travée :  $M = 11.3 \text{ KN.m}$

Sur appui :  $M = 6.20 \text{ m}$

L'effort tranchant :  $T = 15.4$

### II.3.6.5. Calcul des armatures

— En travée :

$$M_u = 11.33 \text{ KN.m}$$

Moment de la table :

$$M = b \cdot h \cdot f \cdot \left( d - \frac{h_c}{2} \right)$$

$$F_b = \frac{0.85 \times f_{c2}}{1.5} = 14.16$$

$$M_u = 14.16 \times 0.65 \times 0.04 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 58.9 \text{ kn.m}$$

$$M_u = 58.90 \text{ kn.m} > M_u = 11.33 \text{ kn.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\mu = \frac{M_u \times 10^3}{\sigma \cdot b \cdot d^2} = \frac{11.33 \times 10^3}{14.16 \times 12 \times 18^2} = 0.20 < \mu_1 = 0.392$$

$$\implies A' = 0$$

$$\beta = 0.5 + \frac{11.33 \times \sqrt{1 - 2\mu} \times 10^3}{2} = 0.88$$

$$A_s = \frac{M_u \times 10^3}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11.33 \times 10^3}{348 \cdot 0.88 \cdot 18} = 2.05 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000} \cdot 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s \geq A_s^{min} = \max \left\{ \frac{65.20}{1000} \cdot (0.23 \cdot 2.1 \cdot 18) / 400 \right\}$$

$$A_{min} = 1.4 \text{ cm}^2 < A_s = 2.05 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \min (A_{mi}, A_s)$$

$$A_s = \min(1.41, 2.05)$$

Dans le tableau de section des armatures on choisit 3T12  $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

**Sur appui :**

$$M_{am} = 6.20 \text{ KN. M}$$

Moment de la table :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_b \cdot \left( d - \frac{h_c}{2} \right)$$

$$F_b = \frac{0.85 \times f_{c2}}{1.5} = 14.16$$

$$M_u = 14.16 \times 0.65 \times 0.04 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 58.9 \text{ kn.m}$$

$$M_u = 58.90 \text{ kn.m} > M_u = 6.20 \text{ kn.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire (b×h)

$$\mu = \frac{M_u \times 10^3}{\sigma \cdot b \cdot d^2} = \frac{6.20 \times 10^3}{14.16 \times 12 \cdot 18^2} = 0.11 < \mu_1 = 0.392$$

$$\implies A' = 0$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0.94$$

$$A_s = \frac{M_u * 10^3}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{6.20 * 10^3}{348 * 0.94 * 18} = 1.05 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000} \cdot 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s \geq A_s^{min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000} \cdot 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{min} = 1.4 \text{ cm}^2 < A_s = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \min (A_{mi}, A_s)$$

Dans le tableau de section des armatures on choisit 2T12  $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

→ **Efforts tranchants :**

$$V = T_u = 15,56 \text{ KN}$$

Valeur de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 * d} = \frac{15 * 10}{12 * 18} = 0.69$$

Valeur limite de  $\tau_u \rightarrow$  fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \min < (0.13 f_{c,5} \text{ MPA})$$

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35} = 5.714 \text{ mm} ; \frac{b_0}{10} = 12 \text{ mm} \cdot \phi_{min} = 10 \text{ mm} \right\} = 5.714$$

On prend .....  $\phi = 6 \text{ mm}$

**L'espacement :**

$$\tau_t = \tau_u + \tau_b \geq 0.32 \text{ MPA}$$

$$\tau_b = 0.3 f_{c28} \cdot k$$

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b = 0.69 - 0.63 = 0.06 \leq 0.32 \text{ MPa}$$

On prend :  $\tau_t = 0.32 \text{ MPa}$

$$S_t \leq \min \left( \frac{0.8 \cdot f_e \cdot A_T}{B_0 \cdot \tau_t} ; 0.9 d : 40 \text{ cm} \right)$$

Avec

$$F_e = 235 \text{ MPa}$$

$$S_t \leq \min (27.14 ; 16.2 ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

On prend.....  $S_t = 15 \text{ cm}$

**Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot s_t} = \frac{0.56 \cdot 235}{12 \cdot 15} = 0.73 \geq \max (0.34 \text{ Mpa}, 0.4 \text{ Mpa}) = 0.4$$

$0.69 \text{ Mpa} \geq 0.40 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

• **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :**

$$V_u \leq 0.4 \cdot a \cdot b_0 \cdot \frac{0.6}{\gamma_e}$$

Avec  $a = \min (a : 0.9d) = 16.2$

$$V_u \leq 0.4 \times 16.2 \times 12 \times 25 \times 10 / 1.5 = 129.6 \text{ KN}$$

$$V_u = 16.06 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN}$$

• **Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures :**

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ V_u - \frac{M_U}{0.9d} \right]$$

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{1.15}{400} \left[ 16.06 - \frac{6.20 \cdot 10^2}{0.9 \cdot 18} \right] = -0.06$$

Les armatures inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction donc aucune vérification à faire

→ Vérification de liaison de la table de compression à la nervure :

$$\tau_u = \frac{Vu \cdot b_1}{a \cdot b \cdot h}$$

$$b_1 = \frac{b - b_c}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{16.06 \cdot 26.5 \cdot 10}{16.2 \cdot 65 \cdot 4} = 1.01$$

$$\tau_u = 1.01 < \overline{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification des contraintes à L'ELS :**

D'après BAEL page 153

$$p_s = G + Q = (6.78 + 1) \times 0.65 = 5.05 \text{ KN}$$

### II.3.6.6. Calcul les moments:

→ **En travée:**

$$M_s = \frac{p_s}{p_u} \cdot M_u = \frac{7.44}{5.05} \cdot 11.33 = 16.69$$

$$M_s = 16.69 \text{ KN.m}$$

**Sur appuis:**

$$M_{as} = \frac{p_s}{p_u} \cdot M_{au} = \frac{7.44}{5.05} \cdot -16.96 = -24.9$$

$$M_{as} = -24.9 \text{ KN.M}$$

➤ **Vérification:**

En travée :

$$H = \frac{b \cdot h^2}{2} \cdot 15 \cdot A(d - h_0) = \frac{65 \cdot 4^2}{2} \cdot 15 \cdot 3.39(18 - 4) = -191.19$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

Avec

$$D = 15 \frac{A}{b} = \frac{3.39}{65} * 15 = 0.78$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 2 * 18 * 0.78 = 28.08 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = 4.75 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d-y_1)^2 = \frac{65}{3} (4.75)^3 + 15 * 3.39(18-4.75)^2 = 11249.4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{16.69 * 10}{11249.4} = 1.48 \text{ MPa/cm}$$

**Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_s = k \cdot y_1 = 1.48 * 4.75 = 7.04$$

$$\bar{\sigma}_s = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 7.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

N.B : Les fissurations sont peut nuisible donc la vérification pour l'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire

**Sur appuis:**

$$H = \frac{b \cdot h^2}{2} - 15 \cdot A(d-h_0) = \frac{65 \cdot 18^2}{2} - 15 \cdot 3.39(18-4) = 24.4 \text{ cm}^2 > 0$$

H>0 donc l'axe neutre passe par la table, donc on vérifie une section rectangulaire de section (12×20) cm<sup>2</sup>.

• **Position de l'axe neutre :**

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

Avec

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{2.26}{12} = 2.28 \text{ cm}^2$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 2 \times 2,82 \times 18 = 101,52 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = 7,64 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{12}{3} 7.64^3 + 15 \cdot 2.26 (18 - 7.64)^2 = 5422.25$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{9.16 \cdot 10}{5422.25} = 1.68$$

**Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_s = k \cdot y_1 = 1.68 \cdot 7.64 = 12.90 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_s = 12.90 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

**Etat limite des armatures tendues:**

$$\sigma_a = 15 \cdot k \cdot (d - y) = 15 \times 1.86 \times (18 - 7.64) = 280.044 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 280.044 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots$$

Etat limite de déformation :

D'après BAEL99 :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \implies \frac{20}{475} = 0.042 > 0.044$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15.M_c} \implies \frac{20}{475} = 0.042 > \frac{9.42}{15*15.91} = 0.09 \dots \dots \dots \text{cnv}$$

$$A_s \leq 4.2 * b_0 * \frac{d}{f_e} \implies 1.46 \text{ cm}^2 \geq \frac{4.4 * 12 * 18}{400} = 2.268 \dots \dots \dots \text{cnv}$$

Il y a une condition qui n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{\sum A_I * y_1}{\sum A_I} = \frac{b * h_0 \left( h - \frac{h_0}{2} \right) + b_0 (h - h_c) \cdot \left( h - \frac{h_0}{2} \right) + 15.A.C.}{b * h_0 + b_0 (h - h_c) + 15.A.C.}$$

$$V_1 = \frac{65 * 4 * 18 * 12 * 16 * 8 + 15 * 1.46 * 2}{65 * 4 + 12 * 46 + 15 * 3.39} = 12.47$$

$$V_2 = h - v_1 = 20 - 12.47 = 7.52$$

$$I = \frac{b h_0^3}{3} + b * h_0 \left( V_2 - \frac{h_0}{2} \right) + \frac{b_0 h_1^3}{12} + b_0 h_1 \left[ V_1 + \frac{h_1}{2} \right]^2 + 15.A \left( V_2 - \frac{h_0}{2} \right) + 15.A (V_1 - 2)^2$$

$$I = \frac{65 * 4^3}{3} + b * 4 * 6.67^2 + \frac{12 * 16^3}{12} + 12 * 16 * 13.33^2 + 15.A \left( V_2 - \frac{h_0}{2} \right) + 15 * 1.46 * 11.33^2 =$$

$$I = 17987.32 \text{ cm}^2$$

#### • Module de déformation

$$\begin{cases} E_I = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 29858.593 \text{ Mpa} \\ E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10043.345 \text{ Mpa} \end{cases}$$

## → Evaluation des flèches

**Evaluation des charges :**

Charge instantanée :  $q_v = Q \cdot b/2 = 0.5 \times 0.65 = 0.32 \text{ KN/m}$

Charge différée :  $q = G + Q/2 \cdot b = (6.78 + 0.5) \times 0.65 = 4.732 \text{ KN/m}$ .

Pourcentage d'armatures :  $\rho = A/b \times d = 3.39/18 \times 12 = 0.015/m$

- **Calcul des moments:**

**Moment dû à la charge instantanée**  $M_t = M_s \cdot \frac{q_t}{q_s} = 0.26 \text{ kn.m}$

**Moment dû à la charge différée** :  $M_v = M_s \cdot \frac{q_t}{q_s} = 1.71 \text{ kn.m}$

Calcul des contraintes:

**Contrainte due à la charge instantanée**

$$\sigma_{si} = \frac{15 \cdot M_t}{I} \cdot (d-y) = \frac{15 \cdot 0.26}{17987.32} \cdot (18-7.64) \cdot 10^3 = 2.25 \text{ MPa}$$

**Contrainte due à la charge différée :**

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_v}{I} \cdot (d-y) = \frac{15 \cdot 1.71}{17987.32} \cdot (18-7.64) \cdot 10^3 = 14.84 \text{ MPa}$$

$$\lambda_t = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{2 + \frac{b_0}{d} \cdot \rho} = \frac{0.05 \cdot 1.92}{2 + \frac{3 \cdot 12}{18} \cdot 0.0109} = 2.2$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_t = 0.4 \times 2.2 = 0.88$$

$$\mu_t = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s \cdot f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \cdot 1.92}{4 \cdot 0.0109 \cdot 14.84 \cdot 1.92} = -0.6$$

On a  $\mu_t = -0.6 < 0 \Rightarrow d \geq 0 \rho$        $\mu_t = 0$

$$\mu_t = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s \cdot f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0109 \cdot 14.84 \cdot 2.1} = 0.27$$

- **Moment d'inertie :**

$$L_i = \frac{1.1 * I}{1 + \lambda_t * \mu_t} = L_i = \frac{1.1 * 17987.32}{1} = 22023.16 \text{ cm}^4$$

$$L_v = \frac{1.1 * I}{1 + \lambda_t * \mu_v} = L_i = \frac{1.1 * I}{1 + 0.88 * 0.276} = 17719.46 \text{ cm}^4$$

- **Evaluation des flèches :**

$$f_i = \frac{M_s * l^2}{d * E_t * L_i} = L_i = \frac{9.16 * 4.75^2 * 10^7}{10 * 32164.19 * 22023.16} = 0.3 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{M_s * l^2}{d * E_v * L_v} = f_v = \frac{6.87 * 4.75^2 * 10^7}{10 * 10818.86 * 17719.46} = 0.5 \text{ cm}$$

- **La flèche totale :**

$$F_t = f_i + f_v = 0.10 + 0.6 = 0.70 \text{ cm}$$

Vérification de la flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{475}{500}$$

$$f_t = 0.8 < \bar{f} = 0.95$$

Les flèches calculées a L'EUR sont convenable.

### III.3.6.7. Dalle de compression

La dalle à une épaisseur de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés) dont les dimensions de mailles sont satisfaisantes. → La section d'armature satisfait la condition :

$$A \geq \frac{A * l}{f_e} = \frac{4 * 0.65 * 10^2}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

On adopte un treillis soudé de (150x150) de diamètre 6 mm

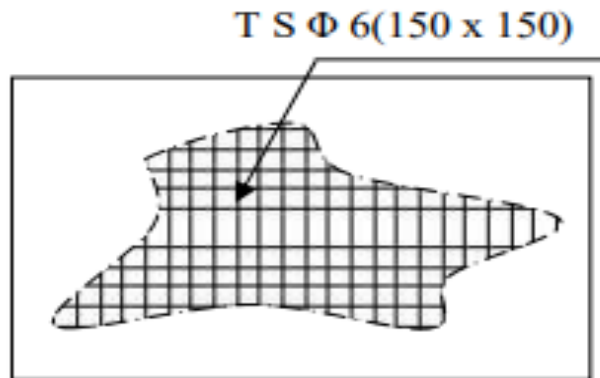


Figure II.45: Schéma de ferrillage de treillis soudé

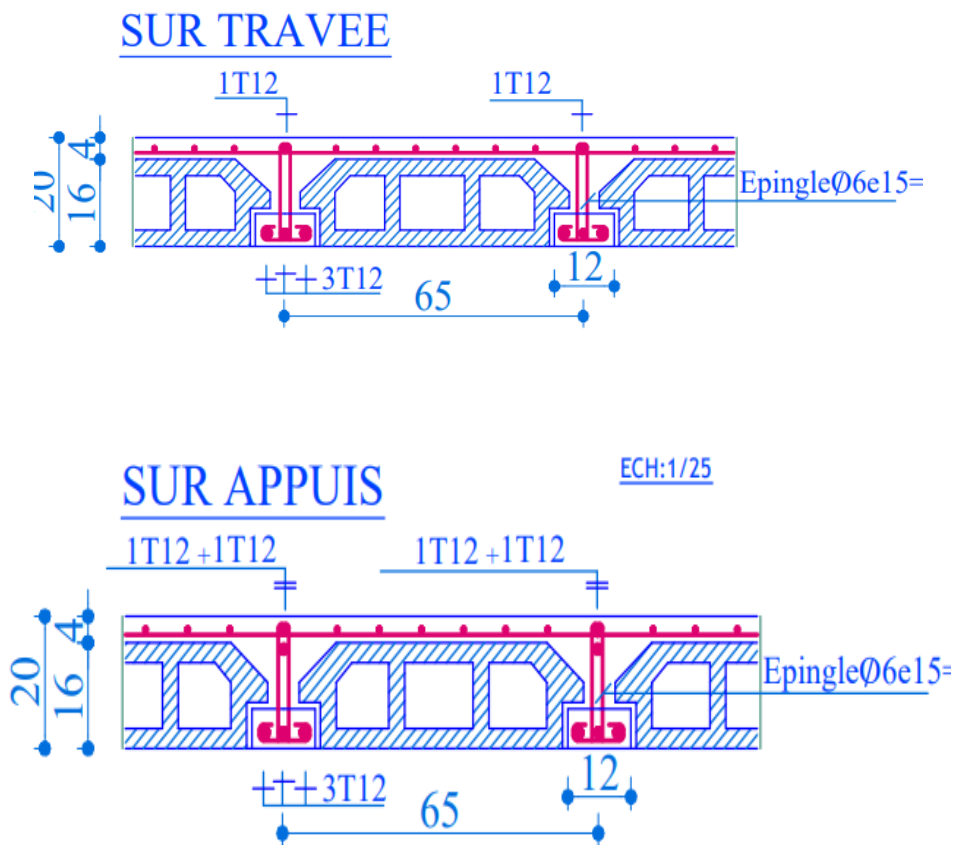


Figure II.46: Schéma de ferrillage des poutrelles

### II.3.7. La dalle plein

#### II.3.7.1 Épaisseur minimale requise $h_0$

$$\text{Si } h_0 \geq \frac{L_x}{25} \quad \text{si } \alpha < 0.4$$

$$h_0 \geq \frac{L_x}{25} \quad \text{si } \alpha > 0.4$$

$$\text{Avec } \alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

$L_x$  : la petite portée du panneau de dalle.

$L_y$  : la grande portée du panneau de dalle.

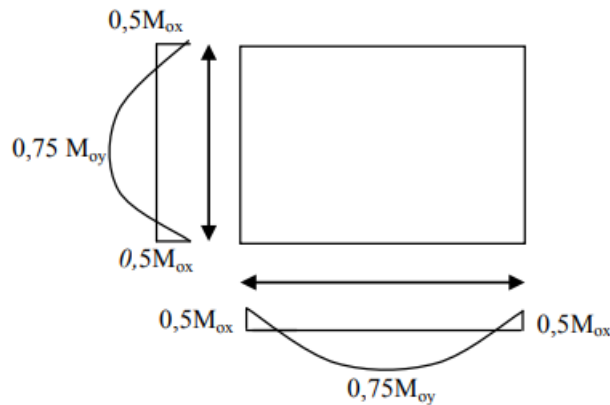


Figure II.47. Panneau de dalle le plus sollicité

$$\alpha = \frac{440}{470} = 0.96$$

$$L_x = 440 \text{ cm} \cdot L_y = 470 \text{ cm}$$

$$h_0 \geq \frac{440}{40} = 11.25$$

On prend :  $h_0 = 15 \text{ cm}$

➤ **Chargement :**

**Charge permanente :**

$$G = 6,01 \text{ KN/m}^2$$

Charge d'exploitation :

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

Charge ultime :

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) = 15.61 \text{ KN/m}^2$$

**Sollicitations :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{440}{470} = 0.96 > \alpha \text{ la dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\alpha = 0.96$$

$$\mu_x = 0.0836$$

$$\mu_y = 0.2822$$

**Moment isostatique :**

**Sens  $l_x$  :**

$$M_{ox} = \mu_x q l^2 x = 0,0836 \cdot 15,61 \cdot (4,50)^2 = 26,42 \text{ KN.m}$$

**Sens  $l_y$  :**

$$M_{oy} = \mu_y q l^2 x = 0,2822 \cdot 26,42 = 7,46 \text{ kN.m}$$

➤ **Moments en travée et sur appuis :**

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{ox} = 0,75 \cdot 26,42 = 19,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{oy} = 0,75 \cdot 7,46 = 5,59 \text{ kN.m}$$

$$M_{a \text{ inter}} = 0,5 \cdot M_{ox} = 0,5 \cdot 26,42 = 13,21 \text{ KN.m}$$

### II.3.7.2 Calcul de ferrailage :

**L' E.L.U**

Pour une bande de 1m de largeur ( $b = 100 \text{ cm}$ ;  $d = 0,9 h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$ )

**Les armatures inférieures (en travée) :**

• **Sens  $L_x$**

$$M_{tx} = 19,81 \text{ KN.M}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{19,81 \cdot 10^3}{14,17 \cdot 13,5^2 \cdot 100} = 0,076 \quad \Rightarrow > 0,392 \quad \Rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,076 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_{sx} = \frac{M_t}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{19,81 \cdot 10^3}{0,975 \cdot 13,5 \cdot 348} = 4,32 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• **Sens  $L_y$**

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{4,19 \cdot 10^3}{14,17 \cdot 13,5^2 \cdot 100} = 0,016 \quad \Rightarrow > 0,392 \quad \Rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,016 \Rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{sy} = \frac{M_t}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,19 \cdot 10^3}{0,984 \cdot 13,5 \cdot 348} = 0,90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Les armatures supérieures (sur appui)**

Appui intermédiaire

$$M_{a_{riv}} = 8,23 \text{ KN} \cdot \diamond$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{13.21 \cdot 10^3}{14.17 \cdot 13.5^2 \cdot 100} = 0.051 \implies > 0,392 \implies A's = 0$$

$$\mu = 0.051 \implies \beta = 0.993$$

$$A_{a_{riv}} = \frac{M_a}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13.21 \cdot 10^3}{0.993 \cdot 13.5 \cdot 348} = 2.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Pourcentage minimal des armatures :****Sens  $L_y$  :**

$$A_{y_{\min}} (\text{cm}^2/\text{ml}) = 8 \cdot h_0 \text{ (feE400)}$$

$$A_{y_{\min}} = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Sens  $L_x$  :**

$$A_{x_{\min}} (\text{cm}^2/\text{ml}) = A_{y_{\min}} \frac{3-\alpha}{2} \alpha = 0.96$$

$$A_{x_{\min}} = 1.2 \frac{3-0.96}{2} = 1.224 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **En travée :**

$$A_{t_x} = \max (A_{x_{\min}}, A_{s_y}) = \max (1,224 ; 4.32) = 4.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{t_y} = \max (A_{y_{\min}}, A_{s_y}) = \max (1,2 ; 0,90) = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Sur appui :**

$$A_{a_{intr}} = \max (A_{y_{\min}}, A_{a_{intr}}) = \max (1,2 ; 2.83) = 2.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des aciers :**

**Diamètre :**

$$\varphi \leq (h_0 / 10)$$

$$D'où : \varphi \leq 150 / 10$$

$$\text{Et puis : } \varphi \leq 15 \text{ mm}$$

**Espacement des armatures (fissuration non préjudiciable)**

$$S_{t_x} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_{t_x} \leq \min (0,9 \times 13,5 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_{t_x} \leq 12,15 \text{ cm}$$

➤ **Le choix des aciers :**

**En travée :**

$$\begin{cases} A_{tx}=4.32 \\ S_t = 12.15 \end{cases} \begin{cases} 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 12 \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{tx}=1.2 \\ S_t = 12.15 \end{cases} \begin{cases} 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 12 \end{cases}$$

**Sur appui :**

Appui intermédiaire :

$$\begin{cases} A_{tx}=2.83 \\ S_t = 12.15 \end{cases} \begin{cases} 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 12 \end{cases}$$

**Nécessité de disposer des armatures transversales :**

- 1) on suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur ;
- 2) l'épaisseur de la dalle est de 15 cm ;
- 3) on vérifie l'effort tranchant :

$$V_x = Qu \frac{L_x}{2} \frac{1}{1+\frac{a}{2}} = \left( \frac{15.61 \cdot 4.5}{2} \right) \left( \frac{1}{1+\frac{0.96}{2}} \right) = 23.70$$

$$V_y = Qu \frac{L_y}{3} = \frac{15.61 \cdot 4.5}{3} = 23.41$$

$$V_{\max} = \max(V_x, V_y)$$

$$V_{\max} = 23.70$$

$$\tau_u = \frac{v_{\max}}{b \cdot d} = \frac{23.70 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 0.17$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 1.17$$

$$\tau_u = 0.17 \leq 1.17 \text{ Mpa} \quad \tau = \dots \text{condition vérifiée}$$

De (1), (2) et (3) :

Pas de risque de cisaillement

### II.3.7.3 Les vérifications :

➤ **Les vérifications à L'E.L.S :**

**Chargement :**

Charge permanente :  $G = 6.01 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation :  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

Charge service :  $Q_{ser} = (G+Q) = 11,01 \text{ KN/m}$

**Sollicitations :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{440}{470} = 0.96 > \alpha \text{ la dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\alpha = 0.96$$

$$\mu_x = 0.0836$$

$$\mu_y = 0.2822$$

**Sens  $L_x$  :**

$$M_{ox} = \mu_x q l^2 x = 0,0836 \cdot 11 \cdot 01 \cdot (4.50)^2 = 18.63 \text{ KN.m}$$

**Sens  $L_y$  :**

$$M_{oy} = \mu_y q l^2 x = 0.2822 \cdot 18.63 = 5.25 \text{ kN.m}$$

Moments en travée et sur appuis :

$$M_{tx} = 0,75. M_{tx} = 0,75 \cdot 18.63 = 13.97 \text{ KN. m}$$

$$M_{ty} = 0,75. M_{ty} = 0,75 \cdot 5.25 = 3.93 \text{ kN. m}$$

$$M_{a \text{ inter}} = 0,5. M_{ox} = 0,5 \cdot 18.63 = 9.315 \text{ KN. m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

• **Suivant  $L_x$  :**

**En travée :**

$$M_t = 13.97 \text{ KN.m} ; A = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{mL} ; A' = 0$$

**Position de l'axe neutre (y) :**

$$Y = by^2/2 + nAs'(y - d) - nAs(d - y) = 0$$

On à :

$$As' = 0 ; \text{ et } n = 15$$

D'où

$$50y^2 + 67,80y - 915,30 = 0$$

$$\text{Donc : } y = 3,65 \text{ cm}$$

**Calcul du moment d'inertie :**

$$I = by^3/3 + 15As(d - y)^2$$

$$I = 100 \cdot (3,65)^3/3 + 15 \cdot 4,52(13,5 - 3,65)^2$$

$$I = 2288,73 \text{ cm}^4$$

**La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = (Mser/I). y$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{13.97 \cdot 10^3}{2288,73} \right) 3,65 = 14,17 \text{ Mpa}$$

**La contrainte admissible du béton  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.**

**Sur appuis**

$$: M_a = 9.13 \text{ KN.m} ; A_a = 4,52 \text{ cm}^2 ; A' = 0.$$

**Position de l'axe neutre (y) :**

$$Y = 3,65 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie (I):**

$$I = 2288,73 \text{ cm}^4$$

**La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = (Mser/I). y \sigma_{bc} = \left( \frac{9.13 \cdot 10^3}{2288,73} \right) 3,65 = 14.56 \text{ Mpa}$$

**La contrainte admissible du béton  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 14.56 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**• Suivant  $L_y$  :**

**En travée :**

$$M_{t_y} = 3.93 \text{ KN.m} ; A_t = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0$$

**Position de l'axe neutre (y) :**

$$Y = by^2 - n(d - y) = 0$$

$$y = 3,65 \text{ cm}$$

**Calcul du moment d'inertie :**

$$I = by^3/3 + 15A_s (d - y)^2$$

$$I = 2288,73 \text{ cm}^4$$

**La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{3.93 \cdot 10^3}{2288,73} \right) 3,65 = 1.71 \text{ Mpa}$$

**La contrainte admissible du béton  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = 1.71 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées conviennent. ^

➤ **Disposition du ferrailage :**

Arrêt des barres :

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total :

$$F_{e400} \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } L_s = 40\Phi = 40 \cdot 1 = 40 \text{ cm.}$$

Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max (L_s ; 0,2 L_x) = \max (40 \text{ cm} ; 71 \text{ cm}).$$

$$L_1 = 71 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max (L_s ; L_1/2) = \max (40 \text{ cm} ; 35,5 \text{ cm})$$

$$L_2 = 40 \text{ cm.}$$

**Arrêt des barres en travée dans les deux sens :**

Les aciers armant à la flexion la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis. à raison d'un sur deux. Dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieurs au  $L_x / 10$  de la portée.

$$L_x / 10 = 440 / 10 = 44.0 \text{ cm}$$

➤ **Armatures finales :**

$$\text{Suivant } L_x : A_t = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{T}12 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Suivant } L_y : A_t = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{T}12 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 12 \text{ cm}$$

$$A_{\text{ainter}} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{T}12 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 12 \text{ cm}$$

$L_y = 4.70 \text{ m}$

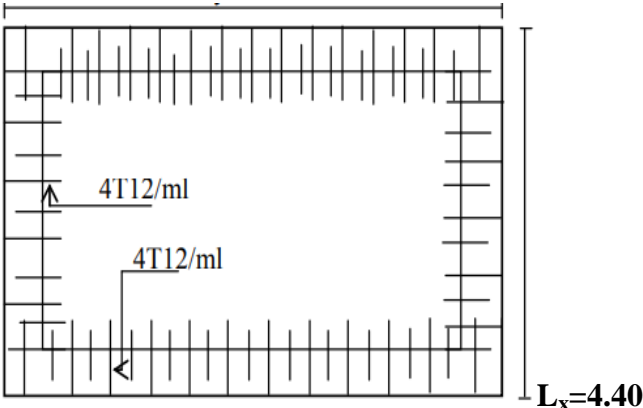


Figure II.48: Dessin Ferrailage Supérieur du panneau de la dalle pleine.

$L_y = 4.70 \text{ m}$

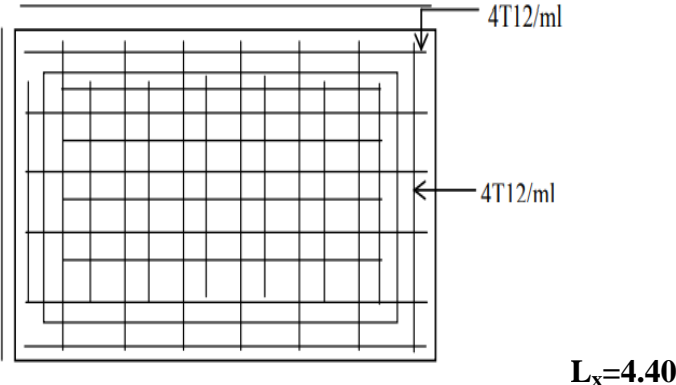


Figure II.49: Dessin Ferrailage inférieur du panneau de la dalle pleine

## II.4. Etude dynamique et sismique

### II.4.1 Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets de structures dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

### II.4.2 Etude dynamique

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.

#### II.4.2.1 Présentation du logiciel « L'ETABS... [45] »

**L'ETABS** : est un programme structurel basé sur la méthode autonome par éléments finis pour l'analyse et la conception de structures civiles. Il offre une interface utilisateur intuitive mais puissante, avec de nombreux outils pour faciliter la construction de modèles rapide et précise, avec les techniques analytiques sophistiquées requises pour mener à bien les projets les plus complexes.

**Nom du programmer:** Extended Three Dimensional Analysis of Building System

(Version 18.0.2)

**Version :** Version 18.0.2

**Entreprise productrice :** Computers and Structures, Inc.

Berkeley, Californie. USA.

ce dernier est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les bâtiments. Les caractéristiques principales d'ETABS sont :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes

Réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI, etc.). De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert des données avec d'autres logiciels (« **AUTOCAD [46]** », « **SAP2000 [47]** » et **SAFE[48]** ).

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

### **II.4.3 Modélisation de la structure**

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose. Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre portée : il s'agit du **ETABS [45]**, (Extended Three Dimensional Analysis of Building System version 18.0.2).

### II.4.3.1 Modélisation de la rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds.
  - Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
  - Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément coque (Shell) à plusieurs nœuds (rectangulaire) (4) nœuds.
- Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan (donc indéformable).
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués)

### II.4.3.2 Modélisation de la masse

- La masse 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 [3] avec  $(\beta=0,2)$  pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2,5t/m^3$ .
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).

### II.4.3.3 Caractéristiques géométriques et massiques de la structure

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, planchers, escaliers, voiles, maçonneries....et).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \text{ et } Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

$M_i$  : La masse de l'élément « i » du niveau considéré.

$X_i, Y_i$  : Coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport au repère global.

### II.4.4 Utilisation du spectre 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 donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période ( $T$ ), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{2/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad \text{(RPA. Article 4.3.3) [3]}$$

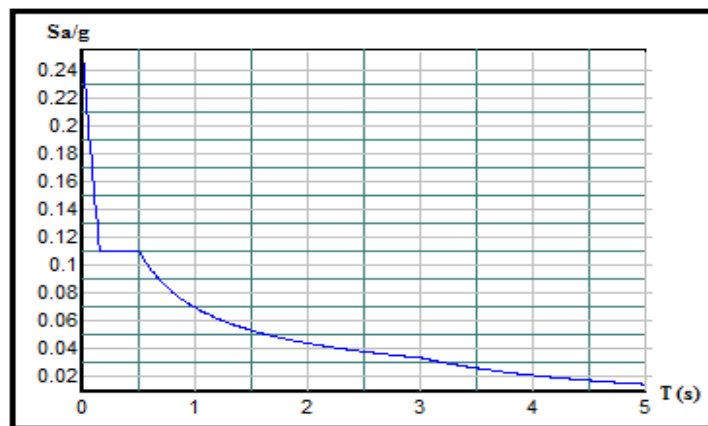


Figure II.50. Spectre de réponse

Avec :

$g$  : accélération de la pesanteur,

$A$  : coefficient d'accélération de zone,

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement,

$R$  : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement,

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

$Q$  : Facteur de qualité.

#### II.4.4.1. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale  $V$  appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{Article 4.2.3. RPA99 modifié en 2003}) [3]$$

**Avec :**

**A:** coefficient d'accélération de zone  $\begin{cases} \text{groupe d'usage : 2} \\ \text{zone sismique : III} \end{cases} \Rightarrow A = 0,25 \dots \dots [41]$

**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<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> :** périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 de RPA 99/2003 [3].

➤ **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 « **RPA99 modifié en 2003 [3]** » sont :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

**Avec :**

$$C_T = 0,05$$

**h<sub>N</sub>:** Hauteur mesurée en mètre à partir de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 34,09 \text{ m.}$$

**D:** est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

Selon x-x :  $L_x = 23,85 \text{ m.}$

Selon y-y :  $L_y = 14,25 \text{ m.}$

$$T = \begin{cases} \text{Selon } x-x \Rightarrow T_x = \min \begin{cases} T_x = 0,09 \frac{23,85}{\sqrt{34,09}} = 0,628 \text{sec} \\ T = 0,05 \times (34,09)^{3/4} = 0,705 \text{sec} \end{cases} \Rightarrow T_x = \min(0,628; 0,705) \\ \text{Selon } y-y \Rightarrow T_y = \min \begin{cases} T_y = 0,09 \frac{34,09}{\sqrt{14,25}} = 0,818 \text{sec} \\ T = 0,05 \times (34,09)^{3/4} = 0,705 \text{sec} \end{cases} \Rightarrow T_y = \min(0,818; 0,705) \end{cases}$$

**Donc on prend:**

Selon x-x :  $T_x = 0,628$  s.

Selon y-y :  $T_y = 0,705$  s.

$$\text{Sol ferme} \Rightarrow \text{site2} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{sec} \\ T_2 = 0,40 \text{sec} \end{cases}$$

► Facteur d'amplification dynamique moyen :

**On a:**

$$\begin{cases} T_x = 0,628 \text{ s} & 0 \leq T \leq T_2 \\ T_y = 0,705 \text{ s} & 0 \leq T \leq T_2 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 < T_x < 0,3 \text{s} \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 < T_y < 0,3 \text{s} \end{cases}$$

**Avec :**

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule [1]:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

$\xi$  (%) : est Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (tableau 4.2) de « **RPA99 modifié en 2003... [3]** »

Pour notre cas on prend :

- **Sans voiles :**  $\xi = 7\%$

$$\text{Donc :} \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} \geq 0,7 = 0,882 > 0,7 \text{ (vérifier)}$$

- Avec voiles :  $\xi = 10\%$

Donc :  $\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} \geq 0,7 = 0,76 > 0,7$  (vérifier)

➤ **A.N :**

$$\text{Sans voiles : } \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,40}{0,628}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,63 \\ D_y = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,40}{0,705}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,51 \end{cases}$$

$$\text{Avec voiles : } \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,40}{0,628}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,4 \\ D_y = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,40}{0,705}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,3 \end{cases}$$

➤ **Coefficient de comportement**

Les valeurs du coefficient de comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement **tableau (4.3) (Art 4.2.3 [3])** des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour le cas de notre structure, le système de contreventement choisi est un système de contreventement de structure portiques contreventés par des voiles en béton armé (R=3,5).

➤ **Facteur de Qualité Q**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent ;
- La régularité en plan et en élévation ;
- La qualité de contrôle de la construction,

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

**Avec :**

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « **q** » "est satisfait ou non ".

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 de « **RPA99 modifié en 2003... [3]** ».

**Tableau II.29.** Estimation de la valeur du facteur de qualité

Critère q	observée (o/n)	Pq // xx	observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les sites de contreventement	Oui	0.05	Oui	0.05
Redondance en plan	Oui	0.05	Oui	0.05
Régularité en plan	Oui	0.05	Oui	0.05
Régularité en élévation	Oui	0.05	Oui	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

$$Q//xx = 1 + (0.05 + 0.1) = 1.15$$

$$Q//yy = 1 + (0.050 + 0.1) = 1.15$$

➤ **Poids de la structure W**

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$W_i$  Étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

$W_i$  : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher " i " .

$W_{Gi}$  : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau " i " .

$W_{Qi}$  : Surcharges d'exploitation au niveau " i " .

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$  (bureaux ou assimilés), (Tableau 4.5) de « **RPA99 modifié en 2003... [3]** ».

Le tableau suivant récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre structure.

**Tableau II.30.** Paramètres sismiques sans voiles

LES DONNEES	SENS X	SENS Y
A	0.25	<b>0.25</b>
D	1,63	<b>1,51</b>
Q	1.15	<b>1.15</b>
R	3,5	<b>3,5</b>
V	$V_x = 0,134 \times W$	$V_y = 0,124 \times W$

Tableau II.31. Paramètres sismiques avec voiles

LES DONNEES	SENS X	SENS Y
A	0.25	0.25
D	1.4	1.3
Q	1.15	1.15
R	3,5	3,5
V	$V_x = 0,115 \times W$	$V_y = 0,107 \times W$

#### II.4.5. Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications préconisée par le « **RPA99 modifié en 2003 [3]** » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " $V_t$ " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure 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  $V_t < 0,8V$ , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport :

$$\text{Le rapport } \frac{0,8V}{V_t}.$$

#### II.4.6 Vérifications exigées par le RPA 99/version 2003

Pour les deux méthodes de calcul, le RPA 99/version 2003 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification des périodes
- Vérification de participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques
- Vérification de déplacements inter-étages
- Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

II.4.7. Interprétation des résultats de l'analyse

II.4.7.1 Modèle initial (Structure sans voiles) :

Dans le modèle initial, les voiles de contreventement sont disposés dans la cage d'ascenseur (noyau central).

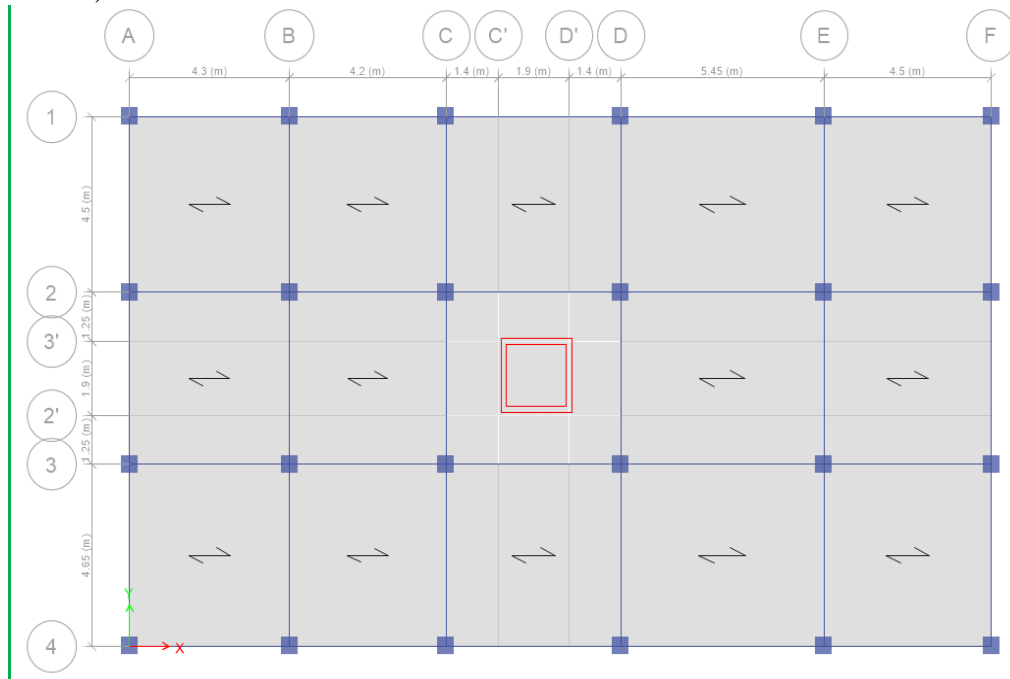


Figure II.51. Modélisation en 2D de model initial

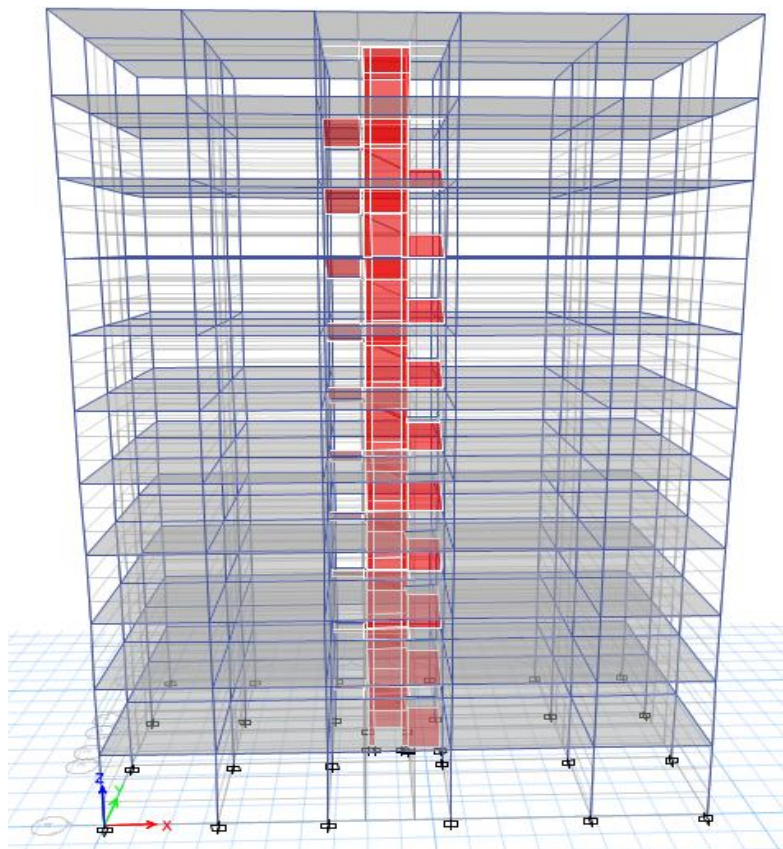


Figure II.52. Modélisation en 3D de model initial

## II.4.7.1.1 Caractéristiques dynamiques propres du modèle initial

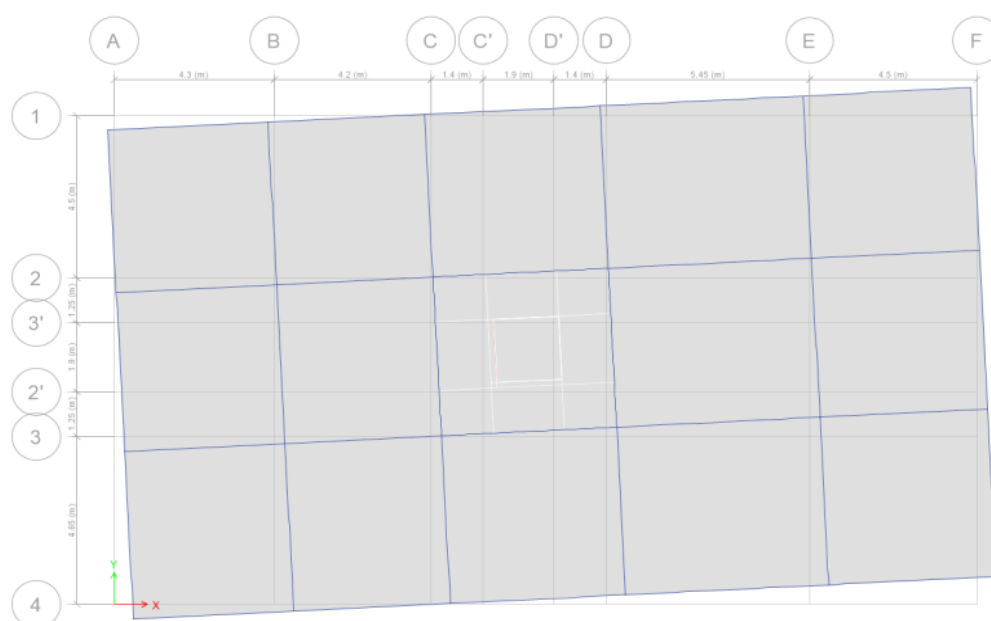
Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

**Tableau II.32.** Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1.663	0.063	0.064	0.063	0.064	0.660
2	1.537	0.010	0.698	0.073	0.762	0.055
3	1.46	0.689	0.001	0.762	0.763	0.074
4	0.555	0.006	0.005	0.768	0.767	0.093
5	0.489	0.000	0.112	0.768	0.880	0.004
6	0.463	0.113	0	0.881	0.880	0.006
7	0.318	0.002	0.001	0.883	0.881	0.037
8	0.26	0	0.046	0.883	0.927	0.001
9	0.248	0.045	0	0.929	0.927	0.002
10	0.214	0.001	0	0.930	0.927	0.022
11	0.164	0.000	0.026	0.930	0.954	0.000
12	0.16	0.023	0	0.953	0.954	0.002

On constate que le modèle présente :

- Une période fondamentale :  $T=1.663\text{sec}$ .
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode suivant Y à partir du 9<sup>ème</sup> mode suivant X
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de torsion suivant l'axe Z.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode translation suivant l'axe Y-Y
- Le 3<sup>ème</sup> mode est mode de translation suivant l'axe X-X



**Figure II.53.** Modèle initial mode 1 :

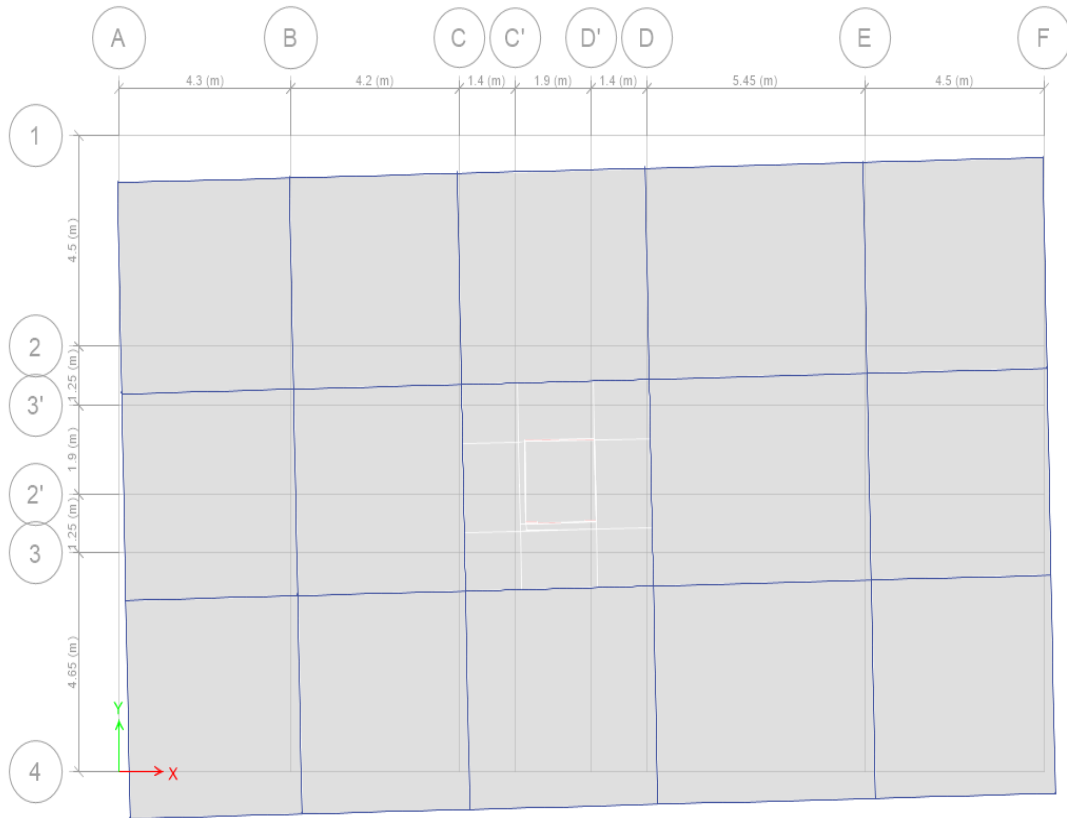


Figure II.54. Modèle initial mode 2

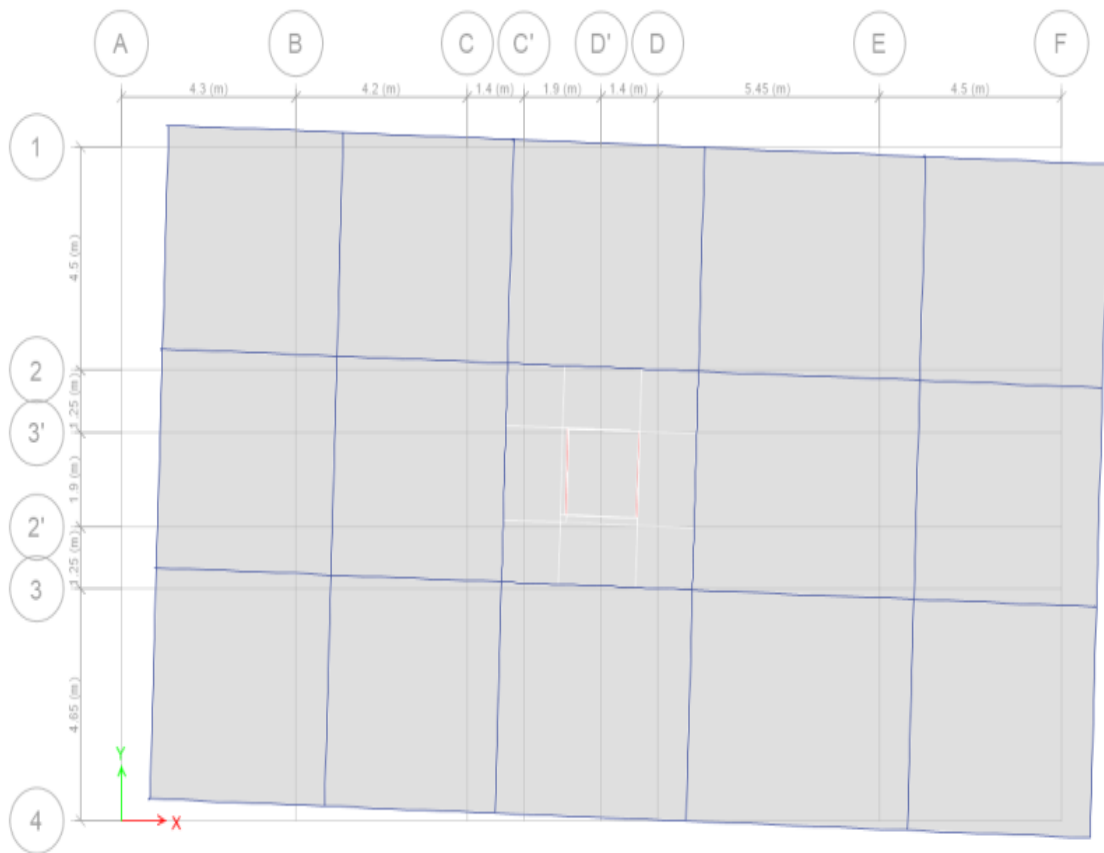


Figure II.55. Modèle initial mode 3

### II.4.7.1.2 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99 modifié en 2003 [3] :

D'après le fichier des résultats d'ETABS on a :

#### II.4.7.1.2.1 Vérification de la période :

$$T_{\text{Numérique}} \leq 1,3 \cdot T_{\text{Empirique}}$$

Tableau II.33. Vérification de la période du Modèle initial

Sens	$T_{\text{Empirique}}$	$T_{\text{Numérique}}$	$1,3T_{\text{Empirique}}$	Observation
X	0.63	1.663	0.819	CNV
Y	0.705	1.663	0.916	CNV

#### II.4.7.1.2.2 Vérification de l'effort sismique à la base :

Selon l'article 4.3.6 du **RPA99 modifié en 2003 [3] p 36** , la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_s$ .

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 2582.117 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 2755.3234 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{On a : } W = 33008.5791 \text{ kN} \Rightarrow \begin{cases} V_s^x = 4419.613 \text{ kN} \\ V_s^y = 4093.064 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,8V_s^x = 3535.6904 \text{ kN} \\ 0,8V_s^y = 3274.4512 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 2582,117 \text{ kN} \geq 0,8V_s^x = 3535,6904 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{CNV} \\ V_t^y = 2755,3234 \text{ kN} \geq 0,8V_s^y = 3274,4512 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{CNV} \end{cases}$$

Donc tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) seront multipliés par les rapports  $\frac{0,8V_s}{V_t}$  dans la vérification dans les deux sens.

#### II.4.7.1.2.3 Vérification des déplacements latéraux inter étages :

L'une des vérifications préconisée par le « **RPA99 modifié en 2003 [3]** », concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon « **RPA99 modifié en 2003 [3]** » l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

$$\bar{\Delta} = 0,01he$$

$$\delta_K^x = R.\delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R.\delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

avec :

**he** : représente la hauteur de l'étage ;

$\Delta_K^x$  : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\Delta_K^y$ ) ;

$\delta_{eK}^x$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\delta_{eK}^y$ ).

**Tableau II.34** Vérification des déplacements inter-étage du modèle initial étages Sens :x-x

Story	Diaphragme	Load	$\delta_{ek}$	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta_k$	1%hn	Obs
<b>STORY11</b>	11ET	EX	0.0561	0.1963	0.0359	0.0306	CNV
<b>STORY10</b>	10ET	EX	0.0522	0.1826	0.0305	0.0306	CV
<b>STORY9</b>	9ET	EX	0.0478	0.1672	0.0252	0.0306	CV
<b>STORY8</b>	8ET	EX	0.0430	0.1506	0.0199	0.0306	CV
<b>STORY7</b>	7ET	EX	0.0377	0.1320	0.0147	0.0306	CV
<b>STORY6</b>	6ET	EX	0.0319	0.1116	0.0101	0.0306	CV
<b>STORY5</b>	5ET	EX	0.0259	0.0907	0.0063	0.0306	CV
<b>STORY4</b>	4ET	EX	0.0197	0.0689	0.0032	0.0306	CV
<b>STORY3</b>	3ET	EX	0.0134	0.0471	0.0013	0.0306	CV
<b>STORY2</b>	2ET	EX	0.0077	0.0269	0.0003	0.0315	CV
<b>STORY1</b>	1ET	EX	0.0027	0.0093	0	0.0340	CV

Tableau II.35. Vérification des déplacements inter-étage du modèle initial étages Sens :y-y

Story	Diaphragme	Load	$\delta_{ek}$	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta k$	1%hn	Obs
STORY11	11ET	EY	0.0563	0.1972	0.0362	0.0306	CNV
STORY10	10ET	EY	0.0525	0.1838	0.0310	0.0306	CNV
STORY9	9ET	EY	0.0482	0.1688	0.0257	0.0306	CV
STORY8	8ET	EY	0.0435	0.1523	0.0204	0.0306	CV
STORY7	7ET	EY	0.0382	0.1338	0.0152	0.0306	CV
STORY6	6ET	EY	0.0324	0.1134	0.0105	0.0306	CV
STORY5	5ET	EY	0.0264	0.0925	0.0065	0.0306	CV
STORY4	4ET	EY	0.0202	0.0706	0.0034	0.0306	CV
STORY3	3ET	EY	0.0138	0.0484	0.0013	0.0306	CV
STORY2	2ET	EY	0.0080	0.0278	0.0003	0.0315	CV
STORY1	1ET	EY	0.0028	0.0098	0	0.0340	CV

**Conclusion :**

La période fondamentale, le déplacement inter étages et la force sismique ne sont pas vérifiées. Donc par conséquent on doit augmenter la rigidité de la structure par des voiles sous forme L dans les quatre coins de la structure on respecte :

- **Le symétrique des voiles.**
- **Eloigner les voiles au centre de torsion.**



# Chapitre III

Choix et modélisation  
des structures avec les voiles



### III.1. Introduction

La forme horizontale des voiles de cisaillement en L peut jouer un rôle crucial dans le comportement global des structures. En effet, cette configuration peut avoir un impact significatif sur la résistance et la rigidité de la structure, ainsi que sur sa capacité à résister aux charges et aux sollicitations environnementales. En particulier, la présence d'un voile de forme L peut aider à réduire la flexion et le cisaillement dans la structure, ce qui peut améliorer considérablement la stabilité et la sécurité de l'ensemble. Par conséquent, l'étude et l'analyse du comportement des structures dotées d'un tel voile sont d'une importance cruciale pour garantir leur fonctionnement optimal et leur durabilité à long terme.

### III.2. Choix d'étude

Dans le cadre de ce projet, nous allons nous concentrer sur l'étude d'un cas spécifique d'ouvertures dans les voiles de cisaillement. En effet, des modèles de structures ont été développés avec des ouvertures rectangulaires prévues dans les directions X et Y (fig III.1). Les quatre coins du bâtiment ont été équipés d'ouvertures de différentes tailles, soit 15%, 20%, 25% et 30%. La hauteur des ouvertures est fixe pour tous les cas de figures, soit 2m, tandis que la largeur varie en fonction du pourcentage de la taille de l'ouverture. De plus, les ouvertures ont été placées au milieu de la paroi. Le tableau III.1 et la figure III.2 ci-dessous donnent les surfaces des ouvertures selon l'axe X et Y. Des bâtiments de moyenne hauteur en béton armé ont été analysés dans ce projet, situés dans les zones sismiques III, avec dix étages. La conception de ces bâtiments a été analysée en utilisant un logiciel tri dimensionnel ETABS[45] en respectant le règlement parasismique Algérien [3].

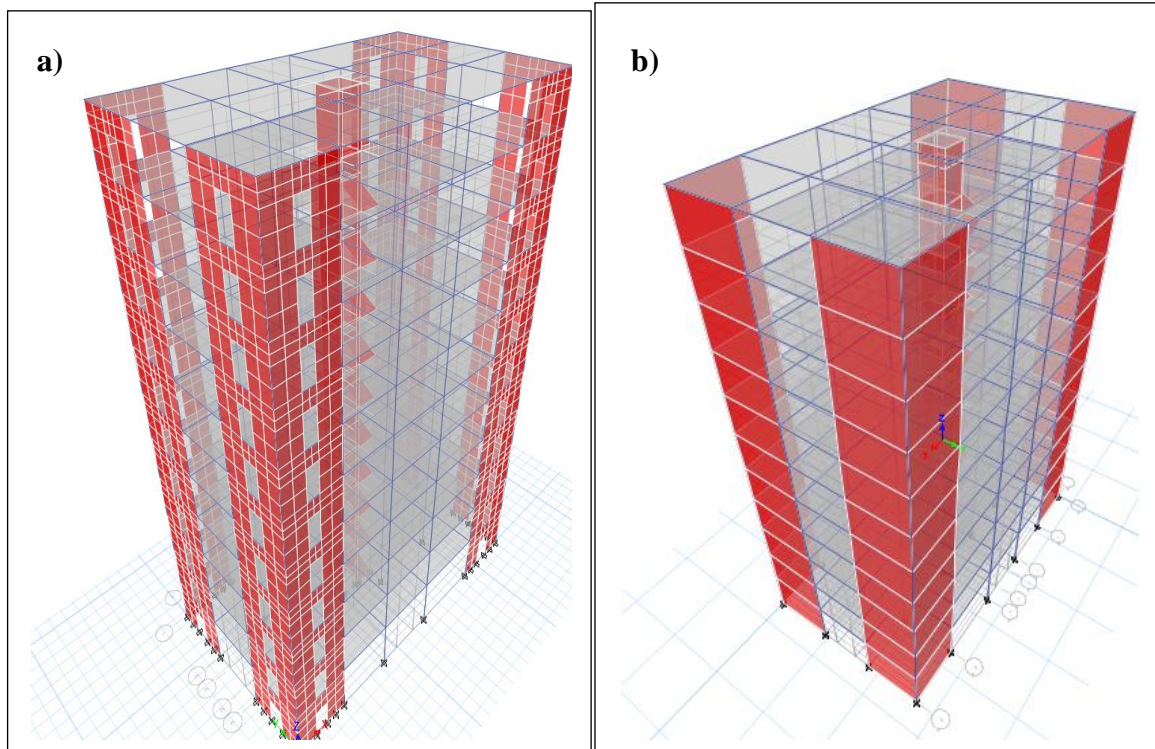


Figure . III.1. 3D des modèles :a) cas des ouvertures, b) cas sans ouvertures.

Tableau III.1. Surface des ouvertures selon X et Y (m<sup>2</sup>) pour RDC

	X-direction				Y-direction			
	Paroi A	Paroi B	Paroi C	Paroi D	Paroi 1	Paroi 2	Paroi 3	Paroi 4
	4.30	4.50	4.30	4.50	4.65	4.50	4.65	4.50
<b>15%</b>	1.61	1.68	1.61	1.68	1.73	1.68	1.73	1.68
<b>20%</b>	1.42	1.48	1.42	1.48	1.53	1.48	1.53	1.48
<b>25%</b>	1.24	1.29	1.24	1.29	1.34	1.29	1.34	1.29
<b>30%</b>	1.05	1.10	1.05	1.10	1.14	1.10	1.14	1.10
<b>35%</b>	0.85	0.90	0.85	0.90	0.94	0.90	0.94	0.90

Tableau III.2. Surface des ouvertures selon X et Y (m<sup>2</sup>) pour 1<sup>er</sup> étage

	X-direction				Y-direction			
	Paroi A	Paroi B	Paroi C	Paroi D	Paroi 1	Paroi 2	Paroi 3	Paroi 4
	4.30	4.50	4.30	4.50	4.65	4.50	4.65	4.50
<b>15%</b>	1.64	1.72	1.64	1.72	1.78	1.72	1.78	1.72
<b>20%</b>	1.47	1.54	1.47	1.54	1.59	1.54	1.59	1.54
<b>25%</b>	1.30	1.36	1.30	1.36	1.41	1.36	1.41	1.36
<b>30%</b>	1.13	1.19	1.13	1.19	1.23	1.19	1.23	1.19
<b>35%</b>	0.95	1.00	0.95	1.00	1.04	1.00	1.04	1.00

Tableau III.3. Surface des ouvertures selon X et Y (m<sup>2</sup>) pour 2<sup>ème</sup> à 10<sup>ème</sup> étages

	X-direction				Y-direction			
	Paroi A	Paroi B	Paroi C	Paroi D	Paroi 1	Paroi 2	Paroi 3	Paroi 4
	4.30	4.50	4.30	4.50	4.65	4.50	4.65	4.50
<b>15%</b>	1.66	1.73	1.66	1.73	1.79	1.73	1.79	1.73
<b>20%</b>	1.49	1.56	1.49	1.56	1.61	1.56	1.61	1.56
<b>25%</b>	1.33	1.39	1.33	1.39	1.44	1.39	1.44	1.39
<b>30%</b>	1.16	1.22	1.16	1.22	1.26	1.22	1.26	1.22
<b>35%</b>	1.00	1.05	1.00	1.05	1.08	1.05	1.08	1.05

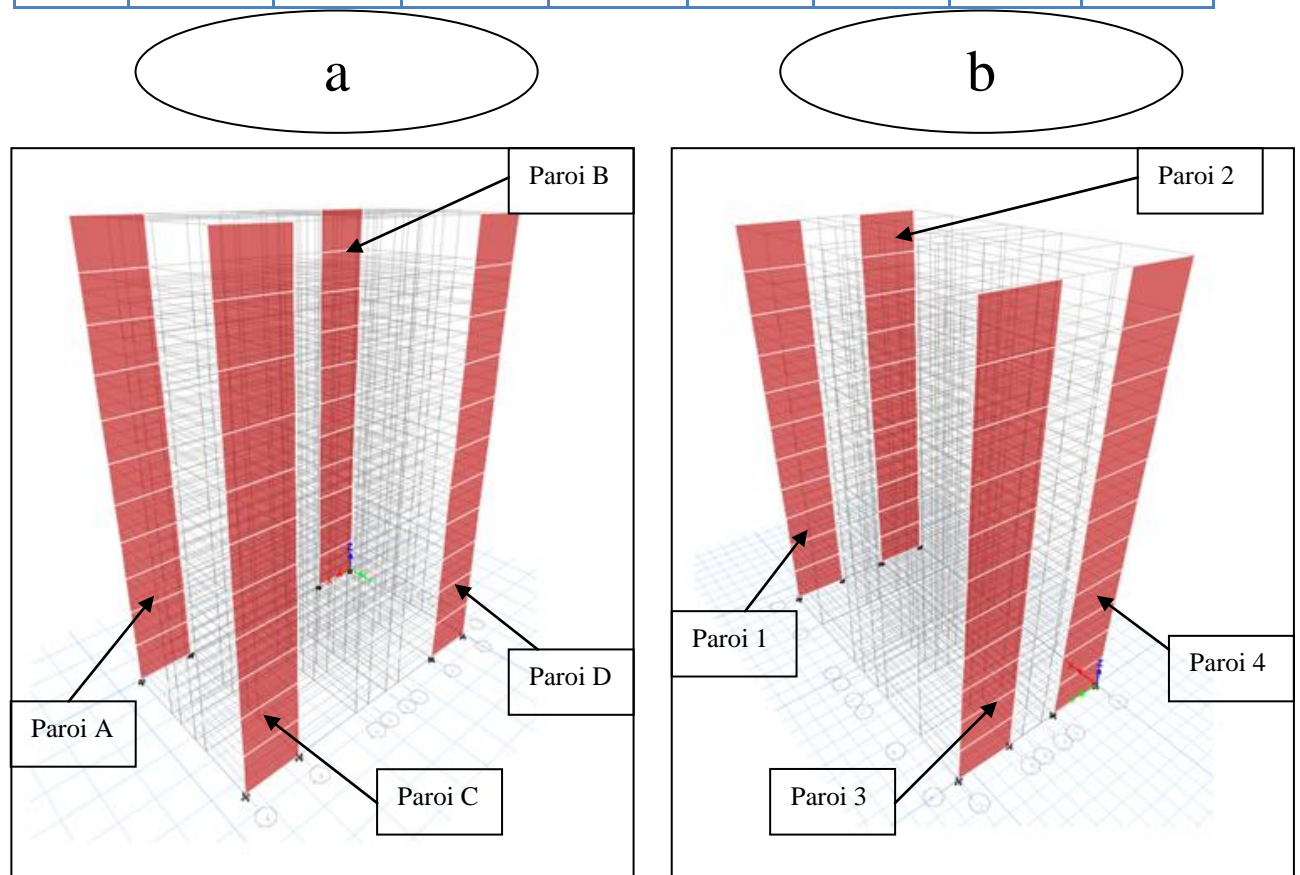


Figure. III.2. a) les parois sur l'axe X ;b) les parois sur l'axe Y

Étant donné que les ouvertures dans les voiles de cisaillement sont positionnées de manière symétrique dans les deux directions du bâtiment, cela entraîne une stabilité globale de la structure, car le centre de masse et de rigidité restent constants pour tous les cas étudiés. Cette symétrie permet une répartition équilibrée des charges et des contraintes dans la structure, ce qui renforce sa résistance et sa stabilité face aux sollicitations externes. En conséquence, cela contribue à garantir le fonctionnement optimal et la sécurité à long terme de la structure.

### III.3. Etude de la structure contreventée avec des voiles en forme L sans ouvertures

#### III.3.1. Modélisation de la structure (modèle final structure avec voiles)

Les voiles de contreventement seront disposés de manière symétrique en forme « L » dans les quatre coins de la structure.

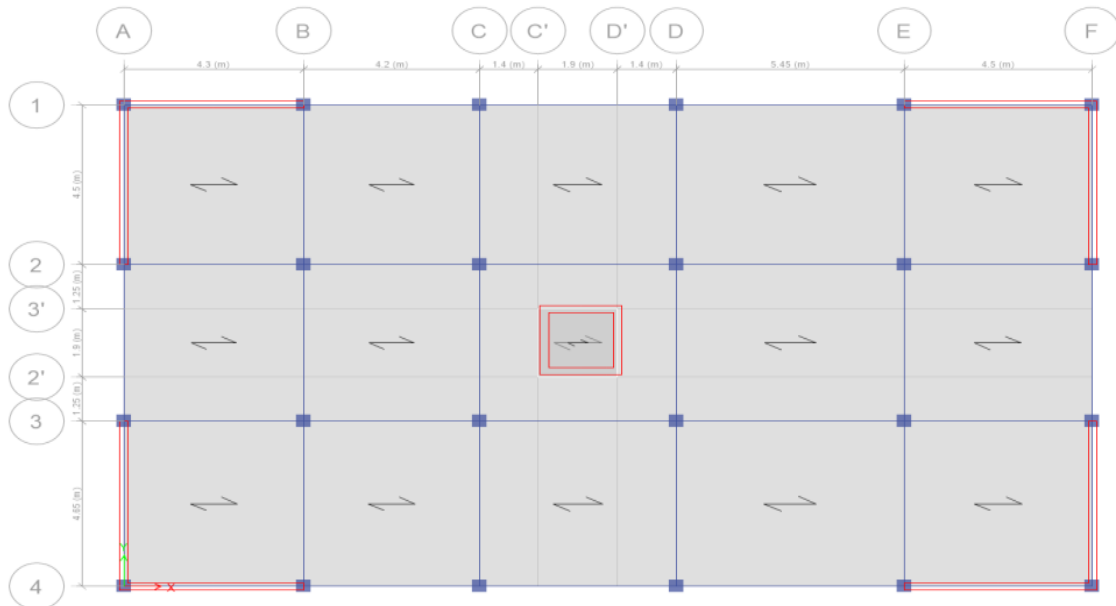


Figure. III.3. Modélisation en 2D du modèle final

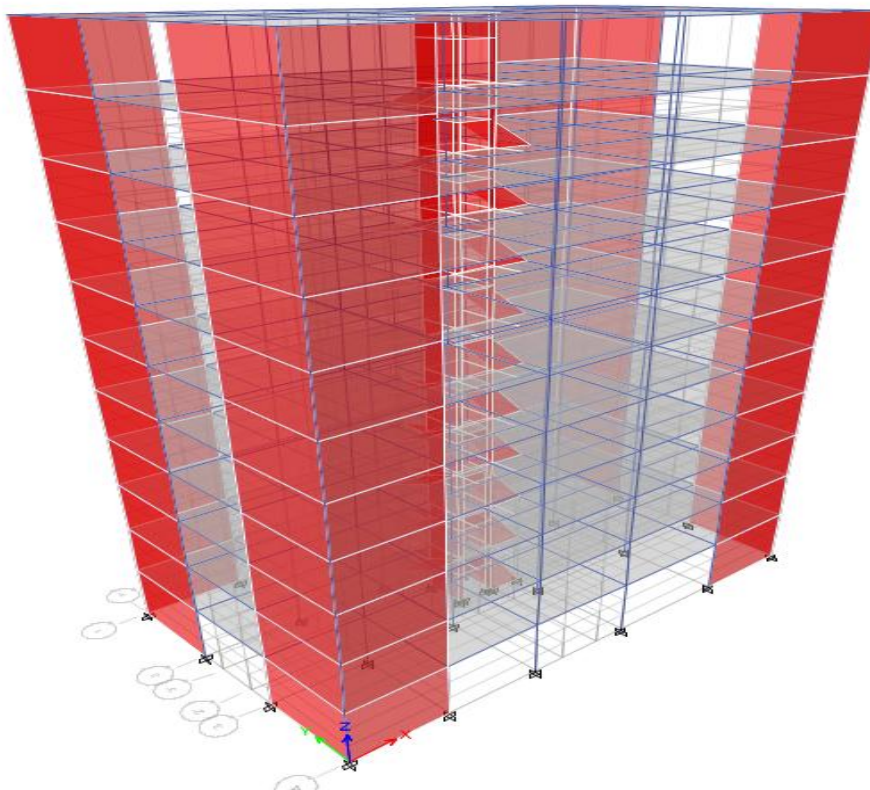


Figure. III.4. Modélisation en 3D du modèle final

➤ **Caractéristiques dynamiques propres**

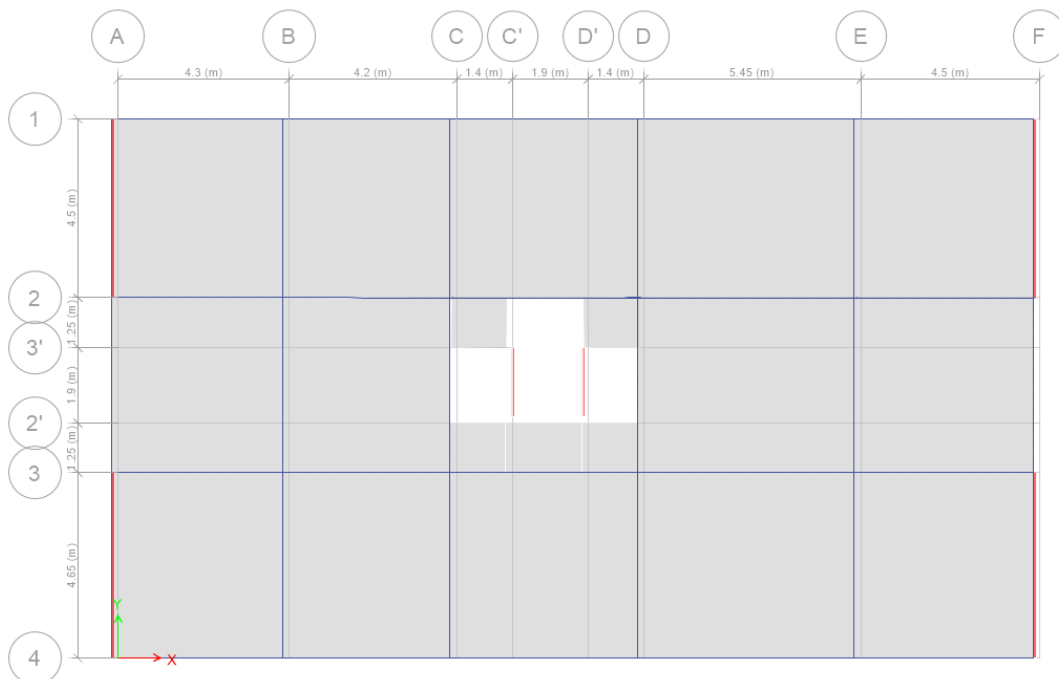
Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

**Tableau III.4.** Périodes et facteurs de participation massique du modèle final

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.665	0.6619	0	0.6619	0	0
2	0.607	0	0.6708	0.6619	0.6709	0
3	0.381	0	0	0.662	0.6709	0.6688
4	0.15	0.2044	0	0.8664	0.6709	0
5	0.143	0	0.1978	0.8664	0.8687	0
6	0.088	0	0	0.8664	0.8687	0.2104
7	0.066	0.0691	0	0.9355	0.8687	0
8	0.064	0	0.0678	0.9355	0.9365	0
9	0.041	0.031	0.0001	0.9666	0.9366	0.0003
10	0.04	0.0001	0	0.9667	0.9366	0.0671
11	0.039	0.0001	0.0307	0.9668	0.9673	0
12	0.031	0.0003	0	0.9671	0.9673	0

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T=0,665$  sec
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du 7<sup>ème</sup> ordre suivant X et à partir du 8<sup>ème</sup> ordre suivant Y.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation suivant l'axe X-X.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode translation suivant l'axe Y-Y
- Le 3<sup>ème</sup> mode est mode de torsion.



**Figure III.5.** Modèle final Mode 1

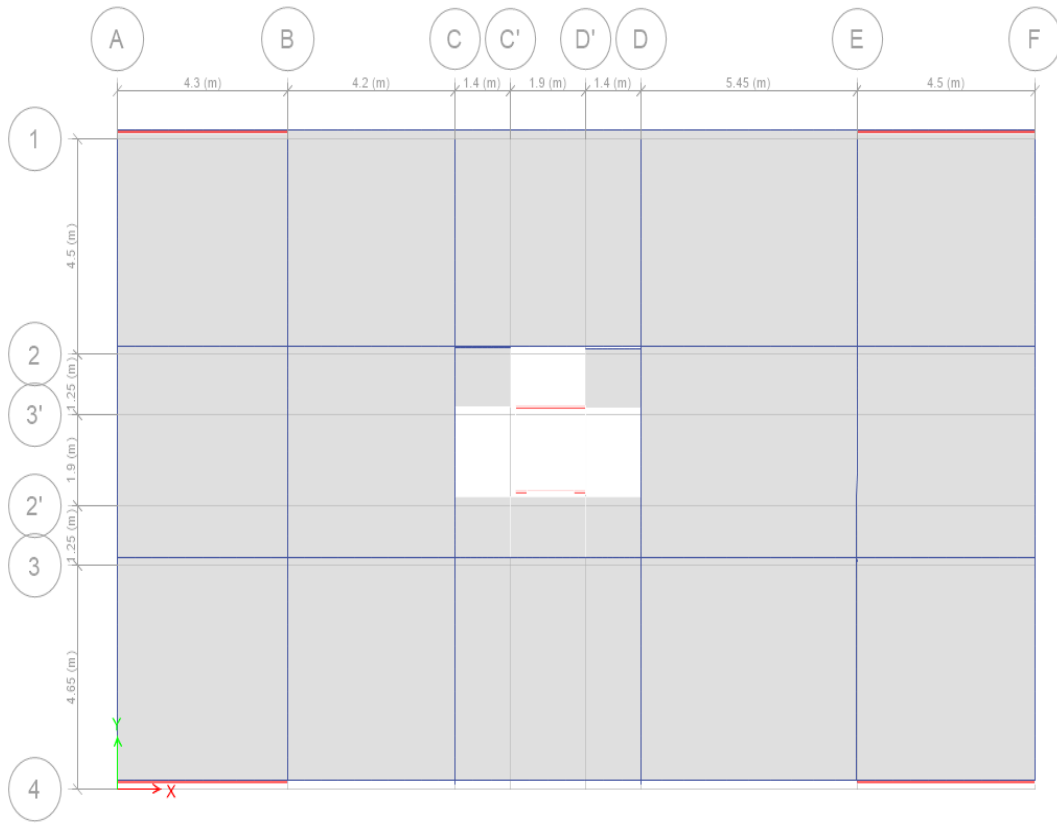


Figure III.6. Modèle final Mode 2

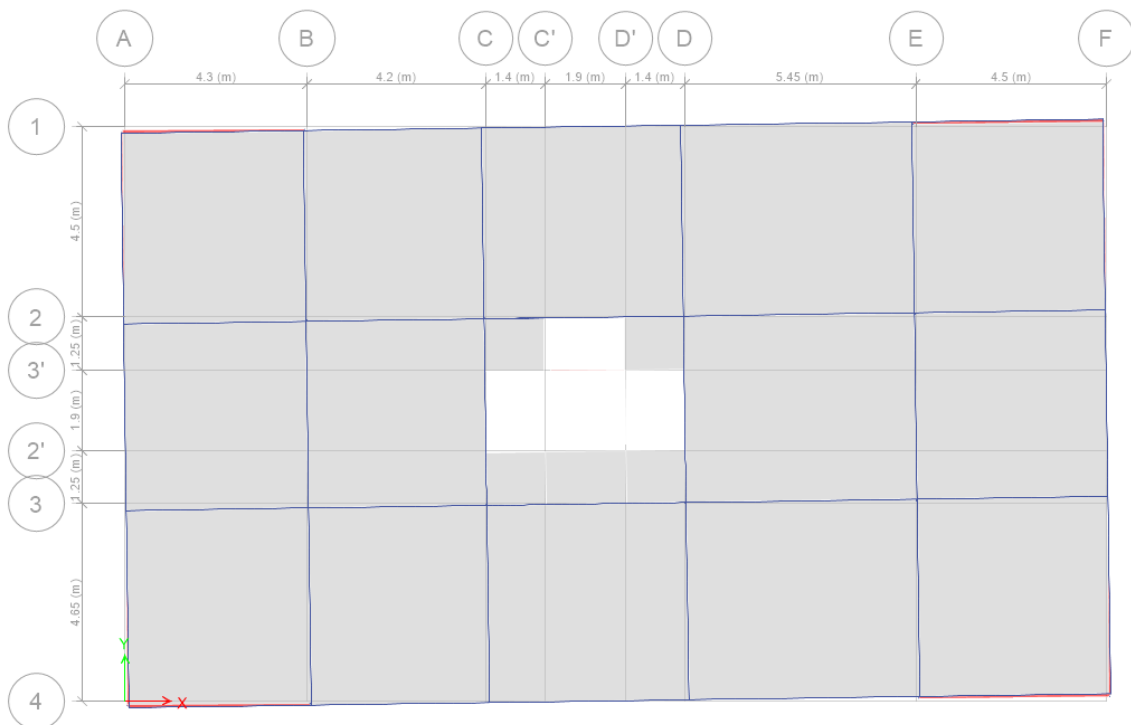


Figure III.7. Modèle final Mode 3 Rotation suivant l'axe Z

**III.3. 2.Vérification des résultats vis-à-vis du « RPA99 modifié en 2003 [3] » :**

D'après le fichier des résultats d'ETABS [45] on a :

**III.3.2.1 Vérification de la période :**

$$T_{\text{Numérique}} \leq 1,3. T_{\text{Empirique}}$$

**Tableau III.5.Vérification de la période du modèle final**

Sens	T <sub>Empirique</sub>	T <sub>Numérique</sub>	1,3. T <sub>Empirique</sub>	Observation
X	0.628	0.665	0.81	CV
Y	0.705	0.607	0.91	CV

**III.3.2.2. Vérification de l'effort sismique à la base :**

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 4043.6814 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 4095.7697 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{On a : } W = 37814.7066 \text{ kN} \Rightarrow \begin{cases} V_s^x = 4348.69126 \text{ kN} \\ V_s^y = 4236.11148 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,8V_s^x = 3478.953007 \text{ kN} \\ 0,8V_s^y = 3388.88918 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 4043,6814 \text{ kN} \geq 0,8V_s^x = 3478,95007 \text{ kN} \dots\dots \text{CV} \\ V_t^y = 4095,7697 \text{ kN} \geq 0,8V_s^y = 3388,88918 \text{ kN} \dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

**III.3.2.3 Déplacements inter étages de modèle final :****Tableau III.6.Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens x-x**

Story	Diaphragme	Load	$\delta_{ek}$	$\delta k=R.\delta_{ek}$	$\Delta k$	1%hn	Obs
STORY11	11ET	EX	0.0236	0.0829	0.0095	0.0306	CV
STORY10	10ET	EX	0.0209	0.0733	0.0096	0.0306	CV
STORY9	9ET	EX	0.0182	0.0637	0.0096	0.0306	CV
STORY8	8ET	EX	0.0154	0.0541	0.0095	0.0306	CV
STORY7	7ET	EX	0.0127	0.0446	0.0092	0.0306	CV
STORY6	6ET	EX	0.0101	0.0353	0.0086	0.0306	CV
STORY5	5ET	EX	0.0076	0.0267	0.0079	0.0306	CV
STORY4	4ET	EX	0.0053	0.0187	0.0069	0.0306	CV
STORY3	3ET	EX	0.0033	0.0118	0.0056	0.0306	CV
STORY2	2ET	EX	0.0017	0.0061	0.0041	0.0315	CV
STORY1	1ET	EX	0.0005	0.0020	0.0021	0.0340	CV

Tableau III.7.Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens y-y

Story	Diaphragme	Load	$\delta_{ek}$	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta_k$	1%hn	Obs
STORY11	11ET	EY	0.0199	0.0696	0.0076	0.0306	CV
STORY10	10ET	EY	0.0177	0.0620	0.0078	0.0306	CV
STORY9	9ET	EY	0.0155	0.0542	0.0079	0.0306	CV
STORY8	8ET	EY	0.0132	0.0463	0.0079	0.0306	CV
STORY7	7ET	EY	0.0110	0.0384	0.0077	0.0306	CV
STORY6	6ET	EY	0.0088	0.0307	0.0074	0.0306	CV
STORY5	5ET	EY	0.0067	0.0233	0.0068	0.0306	CV
STORY4	4ET	EY	0.0047	0.0165	0.0060	0.0306	CV
STORY3	3ET	EY	0.0030	0.0105	0.0049	0.0306	CV
STORY2	2ET	EY	0.0016	0.0056	0.0037	0.0315	CV
STORY1	1ET	EY	0.0005	0.0019	0.0019	0.0340	CV

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** [3] »

### III.3.2.4 Vérifications des Sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le « **C.B.A [42]** » et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de

compression de calcul est limité par la condition suivante : 
$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0,3$$

Les résultats trouvés récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau III.8.Vérifications des Sollicitations normales modèle final

Niveau	$N_d$ (kN)	$B_{pot}$ (cm)	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$F_{c28}$ (MPa)	$\nu$	Vérifi cation	Observ ation
RDC	2540.967	55*55	3025	25	0.298	0,3	OUI
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	1917.745	50*50	2500	25	0.295	0,3	OUI
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup>	1410.274	45*45	2025	25	0.278	0,3	OUI
6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup>	832.964	40*40	1600	25	0.208	0,3	OUI
9 <sup>eme</sup> et 10 <sup>eme</sup>	457.7444	35*35	1225	25	0.149	0,3	OUI

## III.3.2.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

avec :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

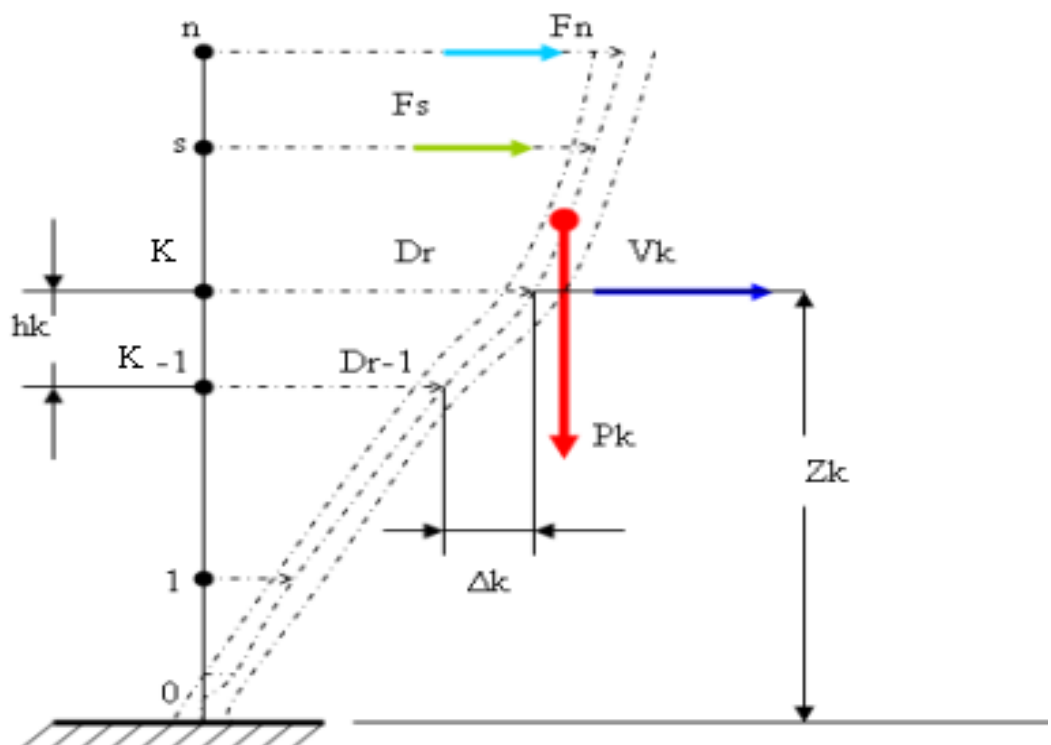


Figure III.8. Evaluation des effets du second ordre.

Tableau III.9.Vérification l'effet P- $\Delta$  du modèle final Sens x-x

Story	Diaphragme	P	$\Delta$	V	H	$\theta$	$\leq 0.1$
STORY11	11ET	3329.1034	0.0095	916.6424	3.06	0.0113	CV
STORY10	10ET	3255.1624	0.0096	1552.4452	3.06	0.0065	CV
STORY9	9ET	3292.8497	0.0096	2030.3977	3.06	0.0051	CV
STORY8	8ET	3327.2747	0.0095	2433.4673	3.06	0.0042	CV
STORY7	7ET	3218.2925	0.0092	2766.6191	3.06	0.0035	CV
STORY6	6ET	3359.746	0.0086	3067.9167	3.06	0.0031	CV
STORY5	5ET	3398.761	0.0079	3338.6107	3.06	0.0026	CV
STORY4	4ET	3398.761	0.0069	3569.7547	3.06	0.0021	CV
STORY3	3ET	3435.8222	0.0056	3769.2702	3.06	0.0016	CV
STORY2	2ET	3496.0678	0.0041	3941.3399	3.15	0.0011	CV
STORY1	1ET	3665.481	0.0020	4043.6814	3.40	0.0005	CV

Tableau III.10.Vérification l'effet P- $\Delta$  du modèle final Sens y-y

Story	Diaphragme	P	$\Delta$	V	H	$\theta$	$\leq 0.1$
STORY11	11ET	3329.1034	0.0076	907.6436	3.06	0.0091	CV
STORY10	10ET	3255.1624	0.0077	1554.3388	3.06	0.0053	CV
STORY9	9ET	3292.8497	0.0078	2051.0922	3.06	0.0041	CV
STORY8	8ET	3327.2747	0.0078	2471.5258	3.06	0.0034	CV
STORY7	7ET	3218.2925	0.0077	2818.2658	3.06	0.0028	CV
STORY6	6ET	3359.746	0.0073	3129.6148	3.06	0.0025	CV
STORY5	5ET	3398.761	0.0068	3405.5462	3.06	0.0022	CV
STORY4	4ET	3398.761	0.0060	3637.9497	3.06	0.0018	CV
STORY3	3ET	3435.8222	0.004	3834.3947	3.06	0.0014	CV
STORY2	2ET	3496.0678	0.0036	3999.355	3.15	0.0010	CV
STORY1	1ET	3665.481	0.0019	4095.7697	3.40	0.0005	CV

### III.3.2.6 Participation des éléments résistants au contreventement :

Puisque on a un contreventement de structures en portique par des voiles en béton armé il faut faire la Justification vis-à-vis des pourcentages des charges (gravitaires et latérale) reprises par les voiles et les portiques.

#### ➤ Justification de contreventement (voiles et portiques) :

D'après les règles parasismiques algériennes (article.3.4) [3] Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans notre cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. Les vérifications sont regroupées dans les Tableaux ci-dessous.

**A. Justification des voiles sous charges verticales :**

Les voiles de contreventement doivent reprendre plus de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.

$$\frac{\sum F_{zportiques}}{\sum F_{zportiques} + \sum F_{zvoiles}} < 80\% \text{ Des charges verticales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_{zvoiles}}{\sum F_{zportiques} + \sum F_{zvoiles}} \geq 20\% \text{ Des charges verticales reprises par les voiles}$$

**Tableau III.11.**Vérification d’interaction sous charges verticale

combinaison	Force reprises par la totalité de structures	Force reprises par les voiles uniquement	Force reprises par les portiques uniquement	Pourcentages des voiles %	Pourcentages des portiques %
ELU	56081.8087	22867.0107	33214.798	41.53	58.47

**B. Justification des voiles reprendre 100% des charges horizontales :**

Les voiles de contreventement doivent reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

- Sens X-X

**Tableau III.12.**Vérification de l’interaction sous charges horizontale suivant X

combinaison	Force reprises par la totalité de structures	Force reprises par les voiles uniquement	Force reprises par les portiques uniquement	Pourcentages des voiles %	Pourcentages des portiques %
EX	4043.6705	3732.9424	311.7671	92.28	7.72

- Sens Y-Y

**Tableau III.13.**Vérification de l’interaction sous charges horizontale suivant Y

combinaison	Force reprises par la totalité de structures	Force reprises par les voiles uniquement	Force reprises par les portiques uniquement	Pourcentages des voiles %	Pourcentages des portiques %
EY	4095.6936	3787.7807	309.5058	92.48	7.52

➤ **Interprétation des résultats :**

D'après les résultats représentés dans le tableau des efforts verticaux on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux on remarque que les voiles reprennent presque la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. Donc suivant l'article 3.4 de RPA 99/2003 [3] qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un **Système de contreventement par voiles porteurs**, son coefficient de comportement est pris **R=3.5 d'après le tableau 4.3 de RPA 99/2003 [3]**.

**Conclusion :**

Les vérifications exigé par le **RPA 99/version 2003[3]**, qui sont : la vérification de comportement des trois premiers modes, la vérification des périodes, la vérification de participation massique, la vérification de la résultante des forces sismiques ,la vérification des déplacements inter-étage et l'effet P- $\Delta$  sont satisfaites avec le modèle final de disposition des voiles de contreventement de notre bâtiment

### III.4 Ferrailage des éléments structuraux

#### III.4.1 Introduction

Au niveau de ce chapitre nous allons présenter le dimensionnement des éléments structuraux de la variante retenue.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ETABS (version 18.0.2) [45]** :

- Les poutres seront dimensionnées en flexion simple ;
- Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.

Notre structure étant couverte et non soumise à un milieu agressif à l'acier, le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable.

#### III.4.2 Ferrailage des poteaux

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) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

1. Section entièrement tendue SET ;
2. Section entièrement comprimée SEC ;
3. Section partiellement comprimée SPC.

##### a) Armatures longitudinales

La section  $A_l$  des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_l = \min \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2 \text{ pour par mètre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{array} \right.$$

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone **III** par RPA 99/2003 [3] :

$$0,9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 3\% \quad (\text{Zone courante})$$

$$0,9\% \leq \frac{A_{\ell}}{b \cdot h} \leq 6\% \text{ (Zone de recouvrement)}$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm ;
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \Phi_L$  ;
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20 cm ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones Nodales (zone critiques).

Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

Avec :

$h_e$  : la hauteur d'étage.

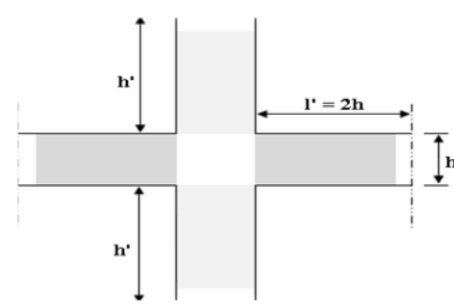


Figure III.9. Zone nodale.

### b) Calcul de contrainte de cisaillement $\tau_u$ et sa valeur limite $\overline{\tau_u}$

La contrainte tangente dans les poteaux  $\tau_u$  est conventionnellement prise égale à :

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

Avec :

$V_u$  : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime ( $T_u$ ) ;

$b_0$  : la largeur de poteau ;

$d$  : la hauteur utile ( $d = h - c$ ).

### c) Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$

La contrainte tangente limite  $\overline{\tau_u}$  a pour valeur :

Selon (CBA 93) [40] :

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

Fissuration peu nuisible ;

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation Durable} \\ \overline{\tau_u} = 4,32 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation Accidentelle} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \text{Min} \left[ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \textit{Situation Durable} \\ \overline{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \textit{Situation Accidentelle} \end{cases}$$

Selon BAEL 91 Modifié 99[2] :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

**d) Élancement  $\lambda$**   $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Avec :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$\lambda$  : L'élancement du poteau

$i$  : Rayon de giration.

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B$  : Section du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement.

pour une section rectangulaire de hauteur  $h$ , l'élancement a pour valeur :  $\lambda = \frac{l_f}{h} \sqrt{12} \approx 3,46 \frac{l_f}{h}$

**e) Armatures transversales**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs  $\phi_t$  est donnée par

la relation : 
$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l$$

$\phi_l$  : étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

**1) Situation durable**

**Tableau III.14.** Situation durable

<b>Béton</b>	$\gamma_b=1,5$	$f_{c28}=25\text{MPa}$	$\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$
<b>Acier</b>	$\gamma_s=1,15$	Nuance FeE400	$\sigma_s=348\text{MPa}$

2) Situation accidentelle

Tableau III.15. Situation accidentelle

<b>Béton</b>	$\gamma_b=1,15$	$f_{c28}=25\text{MPa}$	$\sigma_{bc}=18,48\text{MPa}$
<b>Acier</b>	$\gamma_s=1,00$	Nuance FeE400	$\sigma_s=400\text{MPa}$

III.4.2.1 Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes:

Selon CBA 93[42] article B.8.2.1.1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : Situation durable} \dots\dots\dots 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : Situation durable} \dots\dots\dots G+Q \end{array} \right.$$

Selon RPA 99v2003[41] article 5.2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentel le} \dots\dots\dots G+Q \pm E \\ \text{Situation accidentel le} \dots\dots\dots 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

Avec:

G: Charges permanentes ;

Q: Surcharge d'exploitation ;

E: Action du séisme.

III.4.2.2 Ferrailage avec le logiciel SOCOTEC

Le logiciel « SOCOTEC » [49] est utilisé pour le ferrailage des sections soumises à la flexion composée.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1. Situation durable :

1.1 Combinaison ELU : 1,35G+1,5Q

a. ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ) :

Tableau III.16. Ferrailages des poteaux situation durable ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )

Niveau	Section (cm)	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{cores}}$ (kN.m)	Sollicitation	$A_{s\text{min}}$ RPA(cm <sup>2</sup> )	$A_s$
RDC	55*55	-2546.4827	1.4972	SEC	27.225	36.52
1 <sup>er</sup> ; 2 <sup>eme</sup>	50*50	-2238.4585	5.2607	SEC	22.500	28.55
3 <sup>eme</sup> ; 4 <sup>eme</sup> ; 5 <sup>eme</sup>	45*45	-1736.3964	-10.4873	SEC	18.225	24.03
6 <sup>eme</sup> ; 7 <sup>eme</sup> ; 8 <sup>eme</sup>	40*40	-1058.6737	-18.9265	SEC	14.400	16.02
9 <sup>eme</sup> ; 10 <sup>eme</sup>	35*35	-574.8325	33.6327	SEC	11.025	11.60

b. ( $M3^{\max}, N^{\text{corr}}$ ) :Tableau III.17. Ferrailages des poteaux situation durable ( $M3^{\max}, N^{\text{corr}}$ )

Niveau	Section (cm)	$M^{\max}$ (kN.m)	$N^{\text{cores}}$ (kN)	$A_{s\text{min}}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	$A_s$
RDC	55*55	48.1399	-2110.6613	27.225	33.17
1 <sup>er</sup> ; 2 <sup>eme</sup>	50*50	48.0716	-1667.0811	22.500	27.11
3 <sup>eme</sup> ; 4 <sup>eme</sup> ; 5 <sup>eme</sup>	45*45	62.6866	-1092.5425	18.225	20.33
6 <sup>eme</sup> ; 7 <sup>eme</sup> ; 8 <sup>eme</sup>	40*40	69.1007	-577.8504	14.400	14.15
9 <sup>eme</sup> ; 10 <sup>eme</sup>	35*35	60.3789	-406.6440	11.025	11.82

c. ( $M2^{\max}, N^{\text{corr}}$ ) :Tableau III.18. Ferrailages des poteaux situation durable ( $M2^{\max}, N^{\text{corr}}$ )

Niveau	Section (Cm)	$M^{\max}$ (KN.m)	$N^{\text{cores}}$ (kN)	$A_{s\text{min}}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	$A_s$
RDC	55*55	39.6326	-1852.1653	27.225	28.95
1 <sup>er</sup> ; 2 <sup>eme</sup>	50*50	-49.3745	-1675.5409	22.500	27.31
3 <sup>eme</sup> ; 4 <sup>eme</sup> ; 5 <sup>eme</sup>	45*45	50.8738	-945.1678	18.225	17.34
6 <sup>eme</sup> ; 7 <sup>eme</sup> ; 8 <sup>eme</sup>	40*40	65.2786	-633.8055	14.400	14.63
9 <sup>eme</sup> ; 10 <sup>eme</sup>	35*35	-48.6503	-149.5857	11.025	6.79

## 2.Situation accidentelle

## 2.1 Combinaison : G + Q + E

a. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :Tableau III.19. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )

Niveau	Section (Cm)	$N^{\max}$ (KN)	$M^{\text{cores}}$ (KN.m)	$A_{s\text{min}}$ RPA( $\text{cm}^2$ )	$A_s$
RDC	55*55	-2047.3463	-44.5663	27.225	32.05
1 <sup>er</sup> ; 2 <sup>eme</sup>	50*50	-1825.1775	-42.6422	22.500	28.14
3 <sup>eme</sup> ; 4 <sup>eme</sup> ; 5 <sup>eme</sup>	45*45	-1410.2740	-63.3691	18.225	23.94
6 <sup>eme</sup> ; 7 <sup>eme</sup> ; 8 <sup>eme</sup>	40*40	-832.964	-73.5767	14.400	18.2
9 <sup>eme</sup> ; 10 <sup>eme</sup>	35*35	-457.7444	-25.1145	11.025	9.07

b. ( $M3^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :Tableau III.20. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M3^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )

Niveau	Section (Cm)	$M^{\max}$ (KN.m)	$N^{\text{cores}}$ (KN)	$A_{s\text{min}}$ RPA( $\text{cm}^2$ )	$A_s$
RDC	55*55	66.3969	-1280.131	27.225	19.39
1 <sup>er</sup> ; 2 <sup>eme</sup>	50*50	81.3863	-1014.7187	22.500	17.31
3 <sup>eme</sup> ; 4 <sup>eme</sup> ; 5 <sup>eme</sup>	45*45	99.1554	-703.3260	18.225	15.15
6 <sup>eme</sup> ; 7 <sup>eme</sup> ; 8 <sup>eme</sup>	40*40	98.0914	-414.953	14.400	12.26
9 <sup>eme</sup> ; 10 <sup>eme</sup>	35*35	84.1173	-268.5005	11.025	10.38

c. ( $M_2^{\max}, N^{\text{corr}}$ ) :Tableau III.21. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M_2^{\max}, N^{\text{corr}}$ )

Niveau	Section (Cm)	$M^{\max}$ (KN.m)	$N^{\text{cores}}$ (KN)	$A_{s\text{min}}$ RPA( $\text{cm}^2$ )	$A_s$
RDC	55*55	52.77	-1082.5172	27.225	16.22
1 <sup>er</sup> ; 2 <sup>eme</sup>	50*50	82.4549	-799.9349	22.500	14.68
3 <sup>eme</sup> ; 4 <sup>eme</sup> ; 5 <sup>eme</sup>	45*45	102.4712	-559.6164	18.225	13.56
6 <sup>eme</sup> ; 7 <sup>eme</sup> ; 8 <sup>eme</sup>	40*40	101.6702	-449.3781	14.400	12.96
9 <sup>eme</sup> ; 10 <sup>eme</sup>	35*35	-58.549	-126.3195	11.025	6.41

## 2.2 Combinaison : 0.8G + E

a. ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ) :Tableau III.22. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )

Niveau	Section (Cm)	$N^{\max}$ (KN)	$M^{\text{cores}}$ (KN.m)	$A_{s\text{min}}$ RPA( $\text{cm}^2$ )	$A_s$
RDC	55*55	-1527.4977	-46.6179	27.225	21.47
1 <sup>er</sup> ; 2 <sup>eme</sup>	50*50	-1379.8938	-42.1461	22.500	19.64
3 <sup>eme</sup> ; 4 <sup>eme</sup> ; 5 <sup>eme</sup>	45*45	-1069.4325	-61.6944	18.225	17.32
6 <sup>eme</sup> ; 7 <sup>eme</sup> ; 8 <sup>eme</sup>	40*40	-623.3187	-70.2194	14.400	12.95
9 <sup>eme</sup> ; 10 <sup>eme</sup>	35*35	-325.9527	-24.9917	11.025	6.23

b. ( $M3^{\max}, N^{\text{corr}}$ ) :Tableau III.23. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M3^{\max}, N^{\text{corr}}$ )

Niveau	Section (Cm)	$M^{\max}$ (KN.m)	$N^{\text{cores}}$ (KN)	$A_{s\text{min}}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	$A_s$
RDC	55*55	55.1296	-774.2293	27.225	12.49
1 <sup>er</sup> ; 2 <sup>eme</sup>	50*50	68.8348	-622.0869	22.500	11.69
3 <sup>eme</sup> ; 4 <sup>eme</sup> ; 5 <sup>eme</sup>	45*45	83.1008	-445.8881	18.225	10.9
6 <sup>eme</sup> ; 7 <sup>eme</sup> ; 8 <sup>eme</sup>	40*40	80.6608	-281.5834	14.400	9.29
9 <sup>eme</sup> ; 10 <sup>eme</sup>	35*35	68.9454	-176.8672	11.025	7.93

c. ( $M2^{\max}, N^{\text{corr}}$ ) ;Tableau III.24. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M2^{\max}, N^{\text{corr}}$ )

Niveau	Section (Cm)	$M^{\max}$ (KN.m)	$N^{\text{cores}}$ (KN)	$A_{s\text{min}}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	$A_s$
RDC	55*55	48.5556	-616.5183	27.225	10.16
1 <sup>er</sup> ; 2 <sup>eme</sup>	50*50	73.9751	-458.0678	22.500	9.93
3 <sup>eme</sup> ; 4 <sup>eme</sup> ; 5 <sup>eme</sup>	45*45	89.6657	-338.6579	18.225	9.88
6 <sup>eme</sup> ; 7 <sup>eme</sup> ; 8 <sup>eme</sup>	40*40	85.5708	-303.0837	14.400	9.92
9 <sup>eme</sup> ; 10 <sup>eme</sup>	35*35	48.8142	-266.406	11.025	7.46

### III.4.3 Choix des armatures :

Le choix final est représenté dans le tableau suivant :

**Tableau III.25.** Choix des armatures des poteaux carrés

Niveau	Section (cm)	$A_s^{cal}$	$A_s^{min}$ RPA(cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (Z-C)	$A_s^{max}$ (Z-R)	Choix armatures	$A_s^{adop}$
RDC	55*55	36.52	27.225	90.75	181.5	12T20	37.7
1 <sup>er</sup> ; 2 <sup>eme</sup>	50*50	28.55	22.500	75	150	8T16+4T20	28.65
3 <sup>eme</sup> ; 4 <sup>eme</sup> ; 5 <sup>eme</sup>	45*45	24.03	18.225	60.75	121.5	12T16	24.13
6 <sup>eme</sup> ; 7 <sup>eme</sup> ; 8 <sup>eme</sup>	40*40	16.02	14.400	48	96	8T16	16.08
9 <sup>eme</sup> ; 10 <sup>eme</sup>	35*35	11.60	11.025	36.75	73.5	8T14	12.32

**Avec :**

$A_s^{cal}$  : La section d'armatures calculée pour la section totale du poteau .

$A_s^{min}$  : La section d'armatures minimale pour la section totale du poteau .

$A_s^{max}$  : La section d'armatures maximale pour la section totale du poteau.

### III.4.4 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes admissibles sont données par :

- Béton :  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

- Acier : Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3}f_e, 110(\eta.ftj)^{0.5})$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{1}{3}f_e, 110\eta)$

**Avec:**

$\eta=1,6$  : pour les aciers HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\bar{\sigma}_s = 201.63MPa$ .

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants:

a.  $M^{ser}_{cor}$  ;  $N^{ser}_{max}$ :

**Tableau III.26.** Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveau	Section (cm)	Nmax (KN)	Mcorr (KN.m)	Sollicitation	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	55*55	-1850.7566	1.0934	SEC	201,63	66.60	15	7.47	OK
1 <sup>er</sup> ; 2 <sup>eme</sup> étages	50*50	-1628.2507	-5.3325	SEC	201,63	64.3	15	7.26	OK
3 <sup>eme</sup> ; 4 <sup>eme</sup> ; 5 <sup>eme</sup> étages	45*45	-1263.6528	-7.6151	SEC	201,63	63.30	15	6.95	OK
6 <sup>eme</sup> ; 7 <sup>eme</sup> ; 8 <sup>eme</sup> étages	40*40	-770.9531	-13.7455	SEC	201,63	51.70	15	4.74	OK
9 <sup>eme</sup> ; 10 <sup>eme</sup> étages	35*35	-419.1402	24.4257	SEC	201,63	49.30	15	4.59	OK

**III.4.2.5 Vérification vis-à-vis de l’effort tranchant**

**III.4.2.5.1 Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

**T<sub>u</sub>** : L’effort tranchant pour l’état limite ultime.

**b**: Largeur de la section du poteau.

**d**: Hauteur utile de la section du poteau.

**τ<sub>u</sub>** : Contrainte de cisaillement.

**τ̄<sub>u</sub>** : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte doit être limitée aux valeurs suivantes :

**\* Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1[42].**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5MPa)$  .....Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15f_{c28} / \gamma_b, 4MPa)$  .....Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

\* Selon le RPA 99 version 2003 : article 7.4.3.2[3].

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$\rho_d = 0,075$ .....si l'élancement  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ .....si l'élancement  $\lambda_g < 5$

Avec :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.27.** Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Etage	Section (cm)	$T_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_u^{CBA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	Vérification
RDC	55*55	49.85	0.023	6.18	0.075	3.75	1.875	vérifier
1 <sup>er</sup> étage	50*50	45.91	0.025	6.3	0.075	3.75	1.875	vérifier
2 <sup>eme</sup> étages	50*50	44.20	0.025	6.12	0.075	3.75	1.875	vérifier
3 <sup>eme</sup> ; 4 <sup>eme</sup> ; 5 <sup>eme</sup> étages	45*45	39.01	0.025	6.8	0.075	3.75	1.875	vérifier
6 <sup>eme</sup> ; 7 <sup>eme</sup> ; 8 <sup>eme</sup> étages	40*40	31.51	0.027	7.65	0.075	3.75	1.875	vérifier
9 <sup>eme</sup> ; 10 <sup>eme</sup> étages	35*35	24.89	0.012	8.74	0.075	3.75	1.875	vérifier

#### III.4.2.5.2 Ferrailage transversal des poteaux

- Selon le RPA99 version 2003 : Article 7.4.2.2[3].

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d ; 40cm) \\ \varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right. \quad \text{Avec:}$$

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$b$  : Largeur de la section droite.

$h$  : Hauteur de la section droite.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$\varnothing_t$  : Diamètre des armatures transversales.

$\varnothing_l$  : Diamètre des armatures longitudinales

- Selon BAEL99 [40] :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

**Avec :**

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort Tranchant.

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases} \quad \lambda_g : \text{Espacement géométrique.}$$

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10 \text{ cm}$  ..... Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right)$  ..... Zone courante (zone III).

**Avec :**

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% & \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% & \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation} & \dots \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau  $\left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 400 \text{ MPa}$  (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

**Tableau III.28.** Espacements maximales selon RPA99/2003[3].

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Ø <sub>1</sub> (mm)	S <sub>t max</sub> (cm)		S <sub>t max</sub> (ctc)	
				Zone nodale	Zone courante	Zone nodale	Zone courante
RDC	55*55	12T20	20	10	20	10	15
1 <sup>er</sup> ;2 <sup>eme</sup> étages	50*50	8T16+4T20	16	10	16	10	15
3 <sup>eme</sup> ;4 <sup>eme</sup> ;5 <sup>eme</sup> étages	45*45	12T16	16	10	16	10	15
6 <sup>eme</sup> ;7 <sup>eme</sup> ;8 <sup>eme</sup> étages	40*40	8T16	16	10	16	10	15
9 <sup>eme</sup> ;10 <sup>eme</sup> étages	35*35	8T14	14	10	14	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant

**Tableau III.29.** Choix des armatures transversal pour les poteaux

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	Zone	S <sub>t</sub> CTC (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	55*55	2.065	3.75	3.75	42.7	N	10	1.15	4T8	2.01
						C	15	2.30	4T8	2.01
1 <sup>er</sup> étages	50*50	1.89	3.78	3.75	34.28	N	10	0.92	4T8	2.01
						C	15	1.48	4T8	2.01
2 <sup>eme</sup> étages	50*50	1.827	3.654	3.75	34.28	N	10	0.92	4T8	2.01
						C	15	1.48	4T8	2.01
3 <sup>eme</sup> ;4 <sup>eme</sup> ;5 <sup>eme</sup> étages	45*45	1.827	4.06	3.75	31.14	N	10	0.84	4T8	2.01
						C	15	1.35	4T8	2.01
6 <sup>eme</sup> ;7 <sup>eme</sup> ;8 <sup>eme</sup> étages	40*40	1.827	4.567	3.75	29.46	N	10	0.79	4T8	2.01
						C	15	1.27	4T8	2.01
9 <sup>eme</sup> ;10 <sup>eme</sup> étages	35*35	1.827	5.22	2.5	20.46	N	10	0.37	4T8	2.01
						C	15	0.52	4T8	2.01

III.4.2.6 Longueur de recouvrement

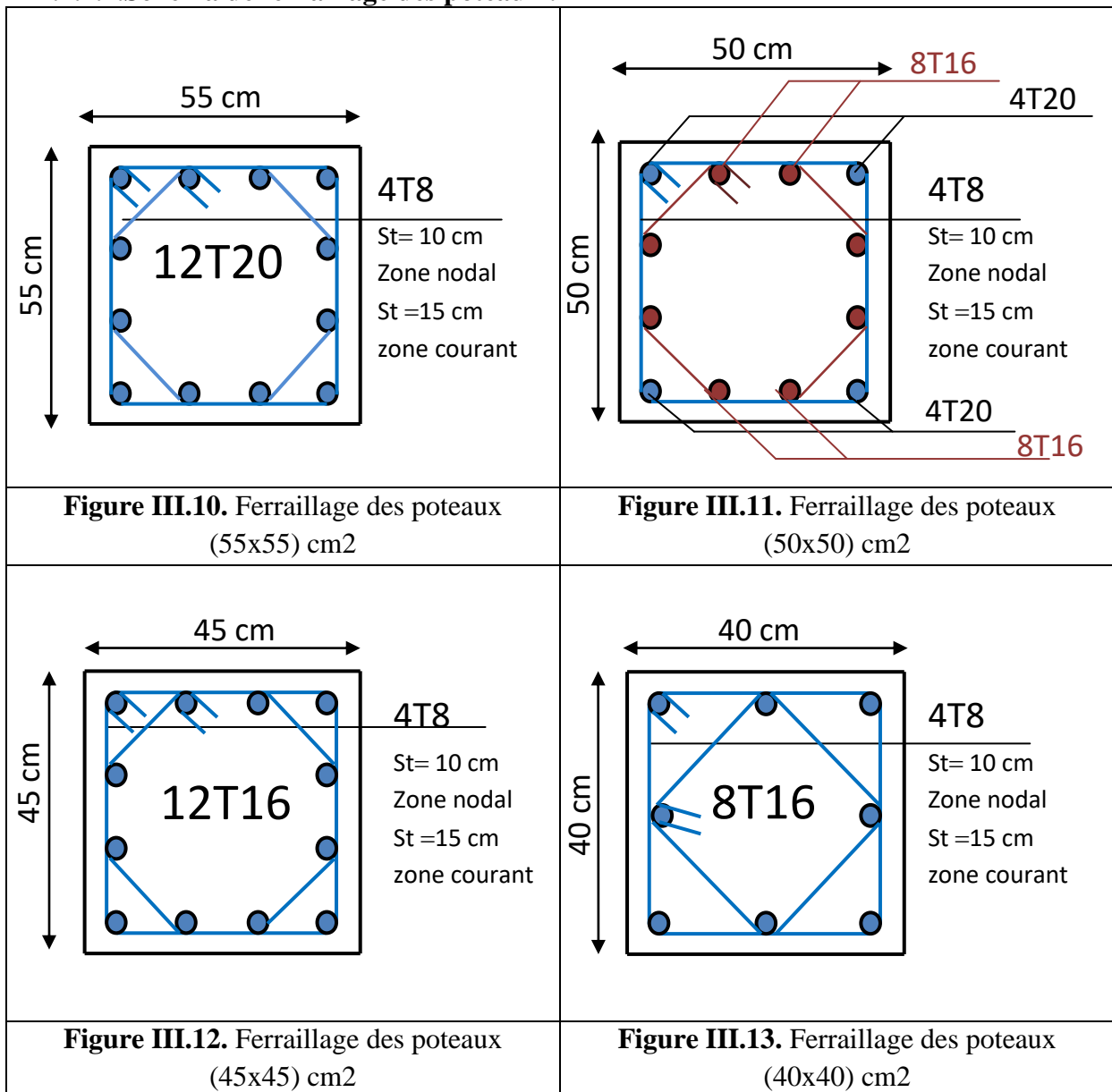
La longueur minimale de recouvrement est de :

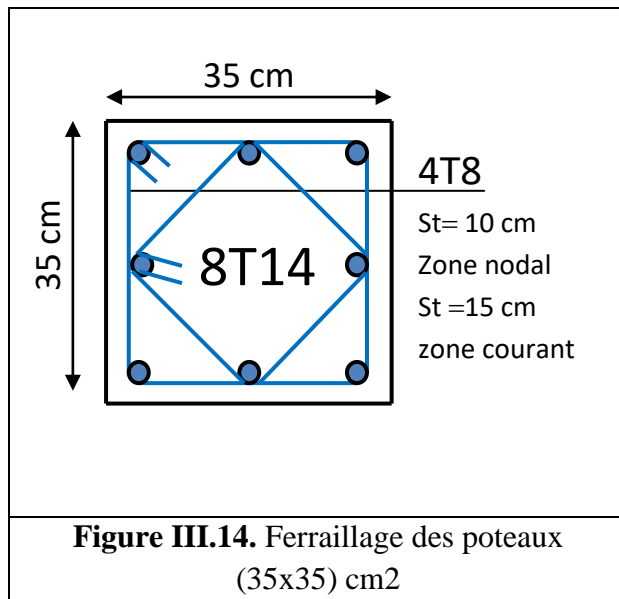
$L_r = 50\phi_l$  en zone III, est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau III.30. la longueur de recouvrement

Les barres	T14	T16	T20
Le choix (mm)	700	800	1000

III.4.2.7. Schéma de ferrailage des poteaux :





### III.4.3 Ferrailage des poutres

#### III.4.3.1 Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

#### III.4.3.2. Les combinaisons de charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

✓ Combinaisons exigées par le " CBA 93 "[42].

- E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q
- E.L.S: G + Q

✓ Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 2003 "[3].

- G + Q ± E

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

#### III.4.3.3 Recommandations des règlements

-Selon RPA99 version 2003 article 7.5.2.1[3].

✓ Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:

- $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\%$  au niveau de la zone courante.
- $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 6\%$  au niveau de la zone de recouvrement.

✓ La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \Phi$  (zone III).

✓ Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.

✓ La quantité d'armatures "  $A_t$  ", est donnée par:  $A_t = 0.003 St.b$

b: longueur de la poutre.

$S_t$ : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

$$S_t \leq \text{Min} \left[ \frac{h}{4}; 12\phi \right] \text{ (Zone nodale).}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ (Zone courante).}$$

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle). Les efforts normaux seront négligés, ainsi les poutres seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple, en tenant compte des deux situations suivantes:

#### ✓ **Situation durable**

- Béton:  $\gamma_b = 1,5$  ;  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 14,2$  MPa.
- Acier:  $\gamma_s = 1,15$ ; FeE 400;  $\sigma_s = 348$  MPa.

#### ✓ **Situation accidentelle**

- Béton:  $\gamma_b = 1,5$  ;  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 18,48$  MPa.
- Acier:  $\gamma_s = 1,00$ ; FeE 400;  $\sigma_s = 400$  MPa.

### III.4.3.4 Calcul du 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 non porteuse).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

## III.4.3.4.1 Sens porteur (poutre porteuse).

## A. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau III.31. Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

Etage	Position	$M^{\max}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{SRPA}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	Travée	57.9139	4.11	0	7.875
	Appui	-72.8238	5.22	0	7.875
1 <sup>er</sup>	Travée	50.0888	5.77	0	7.875
	Appui	-80.8247	7.94	0	7.875
2 <sup>ème</sup>	Travée	51.59	3.65	0	7.875
	Appui	-88.6727	5.81	0	7.875
3 <sup>ème</sup>	Travée	53.68	3.80	0	7.875
	Appui	-99.88	7.29	0	7.875
4 <sup>ème</sup>	Travée	53.7665	3.8	0	7.875
	Appui	-110.5384	8.14	0	7.875
5 <sup>ème</sup>	Travée	56.2636	3.99	0	7.875
	Appui	-115.0351	8.49	0	7.875
6 <sup>ème</sup>	Travée	60.1945	4.28	0	7.875
	Appui	-121.9292	9.05	0	7.875
7 <sup>ème</sup>	Travée	60.3775	4.29	0	7.875
	Appui	-130.4597	9.75	0	7.875
8 <sup>ème</sup>	Travée	67.5534	4.82	0	7.875
	Appui	-129.0933	9.63	0	7.875
9 <sup>ème</sup>	Travée	57.682	4.09	0	7.875
	Appui	-137.4086	10.32	0	7.875
10 <sup>ème</sup>	Travée	77.48	5.57	0	7.875
	Appui	-106.4885	7.81	0	7.875

B. Situation accidentelle :  $G+Q\pm E$ 

Tableau III.32. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Etage	Position	$M^{\max}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	Travée	44.8686	2.73	0	7.875
	Appui	-75.0008	4.63	0	7.875
1 <sup>er</sup>	Travée	65.8349	4.04	0	7.875
	Appui	-112.3537	7.07	0	7.875
2 <sup>ème</sup>	Travée	94.94	5.92	0	7.875
	Appui	-141.42	9.04	0	7.875
3 <sup>ème</sup>	Travée	120.0385	7.58	0	7.875
	Appui	-168.5456	10.94	0	7.875
4 <sup>ème</sup>	Travée	137.8917	8.79	0	7.875
	Appui	-186.4341	12.23	0	7.875
5 <sup>ème</sup>	Travée	149.9556	9.63	0	7.875
	Appui	-198.5541	13.12	0	7.875
6 <sup>ème</sup>	Travée	162.4012	10.50	0	7.875
	Appui	-206.4618	13.71	0	7.875
7 <sup>ème</sup>	Travée	162.5289	10.51	0	7.875
	Appui	-213.3899	14.24	0	7.875
8 <sup>ème</sup>	Travée	162.4457	10.51	0	7.875
	Appui	-213.4282	14.25	0	7.875
9 <sup>ème</sup>	Travée	162.4662	10.51	0	7.875
	Appui	-215.6847	14.41	0	7.875
10 <sup>ème</sup>	Travée	152.9748	9.84	0	7.875
	Appui	-213.113	14.22	0	7.875

- III.4.3.4.2 Sens non porteur (poutre secondaire).

- A. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau III.33. Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)

Etage	Position	$M^{\max}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	Travée	9.7324	0.76	0	6
	Appui	-17.3227	1.37	0	6
1 <sup>er</sup>	Travée	10.8174	0.85	0	6
	Appui	-21.7203	1.72	0	6
2 <sup>ème</sup>	Travée	17.3873	1.37	0	6
	Appui	-26.4024	2.1	0	6
3 <sup>ème</sup>	Travée	24.4981	2.39	0	6
	Appui	-33.8633	2.72	0	6
4 <sup>ème</sup>	Travée	31.4144	2.51	0	6
	Appui	-40.7768	3.29	0	6
5 <sup>ème</sup>	Travée	36.0402	2.9	0	6
	Appui	-45.427	3.68	0	6
6 <sup>ème</sup>	Travée	40.8438	3.30	0	6
	Appui	-50.6891	4.13	0	6
7 <sup>ème</sup>	Travée	46.0589	3.74	0	6
	Appui	-55.9989	4.59	0	6
8 <sup>ème</sup>	Travée	47.4018	3.85	0	6
	Appui	-57.4306	4.72	0	6
9 <sup>ème</sup>	Travée	49.6593	4.04	0	6
	Appui	-61.3591	5.06	0	6
10 <sup>ème</sup>	Travée	41.7279	3.37	0	6
	Appui	-50.3323	4.10	0	6

**B. Situation accidentelle: G+Q±E**

**Tableau III.34.** Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Etage	Position	$M^{max}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	Travée	21.0005	1.44	0	6
	Appui	-32.373	2.26	0	6
1 <sup>er</sup>	Travée	40.3926	2.81	0	6
	Appui	-53.7326	3.77	0	6
2 <sup>ème</sup>	Travée	54.2704	3.81	0	6
	Appui	-69.468	4.94	0	6
3 <sup>ème</sup>	Travée	66.2475	4.70	0	6
	Appui	-84.3396	6.07	0	6
4 <sup>ème</sup>	Travée	77.3899	5.58	0	6
	Appui	-95.9891	6.97	0	6
5 <sup>ème</sup>	Travée	81.5133	5.85	0	6
	Appui	-102.769	7.51	0	6
6 <sup>ème</sup>	Travée	87.1222	6.28	0	6
	Appui	-106.0123	7.77	0	6
7 <sup>ème</sup>	Travée	88.9213	6.42	0	6
	Appui	-113.7931	8.40	0	6
8 <sup>ème</sup>	Travée	85.4449	6.15	0	6
	Appui	-113.6293	8.38	0	6
9 <sup>ème</sup>	Travée	83.2113	5.98	0	6
	Appui	-114.6357	8.46	0	6
10 <sup>ème</sup>	Travée	63.3117	4.48	0	6
	Appui	-105.606	7.74	0	6

**III.4.3.5 Choix des armatures**

**III.4.3.5.1 Sens porteur**

**Tableau III.35.** Choix des armatures pour les poutres porteuses

Niveaux	Section	Position	$A_{smaxRPA}$		$A_{scalc}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{sadop}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )
			Z-C	Z-R				
RDC a 10 <sup>ème</sup> étages	35*45	Travée	63	94.5	10.52	3T16+3T14	10.62	6.875
		Appui			14.41	3T16+3T16+2T14	15.12	6.875

## III.4.3.5.2 Sens non porteur

Tableau III.36. Choix des armatures pour les poutres non porteuses

Niveaux	Section	Position	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> RPA		A <sub>s</sub> <sup>calc</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
			Z-C	Z-R				
RDC à 10 <sup>eme</sup> étages	30*40	Travée	48	72	6.42	3T16+2T14	9.09	6
		Appui			8.46	3T16+2T14	9.09	6

## III.4.3.6 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

## III.4.3.6.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

**T<sub>u</sub>** : l'effort tranchant maximum.

**b** : Largeur de la section de la poutre.

**d** : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,75\text{MPa}$  (Fissuration préjudiciable).

Tableau III.37. Vérification de la contrainte de cisaillement

POUTRES	Section	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
Porteuses	PP=35×45	156.7543	1.0664	3.75	CV
Non Porteuses	PS=30×40	34.9927	0.3153	3.75	CV

## III.4.3.6.2. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400 (f<sub>e</sub>=400MPa).

a) Selon le CBA93 article A.5.1.2.2 [42].

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

b) Selon le RPA 99 version 2003 article 7.5.2.2 [3].

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,28\text{cm} \Rightarrow \text{On prend : } \phi_t = 8\text{mm}$$

**Tableau III.38.** Calcul des armatures transversales

Sens	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	CBA 93	RPA99		S <sub>t</sub> (cm)		S <sub>t</sub> (CTC) (cm)		A <sub>t</sub> <sup>max</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix
			S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm) ZN	S <sub>t</sub> (cm) ZC	ZN	ZC	ZN	ZC		
porteur	156.75	1.066	36.45	11.25	22.5	10	20	10	15	2.1	5T8
Non porteur	34.992	0.315	32.4	10	20	10	20	10	15	1.8	4T8

c) Recouvrement des armatures longitudinales Selon le RPA 99 version 2003 article 7.5.2.1 [3].

L<sub>r</sub>=50Ø (zone III).

L<sub>r</sub> : Longueur de recouvrement.

On a: Ø=16mm.....L<sub>r</sub>=800mm

Ø=14mm.....L<sub>r</sub>=700mm

**III.4.3.7 Vérification vis-à-vis de L'ELS**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants:

**III.4.3.7.1 Sens porteur : (30×45)**

a) Combinaison G+Q

**Tableau III.39.** Vérification des poutres porteuses

Etage	Section	Position	M <sup>ser</sup> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>s</sub>	Vérification
RDC au 10 <sup>eme</sup>	35*45	Travée	56.6914	5.67	15	145	201.63	vérifier
		Appui	-99.7614	8.89	15	181.9	201.63	vérifier

## III.4.3.7.2 Sens non porteur : (30×40)

## a) Combinaison G+Q

Tableau III.40. Vérification des poutres non porteuses

Etage	Section	Position	M <sup>ser</sup> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>s</sub>	Vérification
RDC au 10 <sup>eme</sup>	30*40	Travée	35.9889	5.52	15	146.3	201.63	vérifier
		Appui	-44.6365	6.44	15	152.4	201.63	vérifier

## III.4.7.3 Vérification de la flèche

On doit vérifier que :  $f_{\max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie ;

La flèche maximale est donnée par :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_{vj}I_b}$$

Avec :

**L** : La portée de la poutre.

**h** : La hauteur de la section de la poutre.

**f<sub>max</sub>** : La flèche maximale de la poutre.

**q** : Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S (q=G+Q).

**G** : Charge permanente reprise par la poutre.

**Q** : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

**I<sub>b</sub>** : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion  $\left( I_b = \frac{bh^3}{12} \right)$

**E<sub>vj</sub>** : Module d'élasticité différé du béton armé (E<sub>vj</sub>=10721,40MPa).

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

Tel que : Poutre principale :  $\bar{f}_1 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,045\text{cm}$  ( $L = 5m \leq 5m$ )

Poutre secondaire :  $\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0,93\text{cm}$  ( $L = 4,65m \leq 5m$ )

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

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

- Position de l'axe neutre «  $y_1$  » :

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène «  $I_0$  » :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left( y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

- 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.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \quad , \quad I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left( y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau III.41.** Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

Sens	$M_{ser}$ 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> )
Principal	56.6914	10.62	24.15	0,009	131.80	<b>2.60</b>	<b>1.04</b>	<b>0.463</b>	223196.776	111405.96	150653.91
secondaire	35.9889	7.56	21.38	0.008	132.23	<b>2.98</b>	<b>1.193</b>	<b>0.419</b>	135761.386	66412.96	90519.66

**- Calcul des modules de déformation :**

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

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87MPa$$

**- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre principale):**

$$f_{i1} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}} = 4,69mm \quad (L = 5,45m)$$

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

$$f_{v1} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_v I_{fv}} = 10,33mm$$

$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{i1} = 5,64mm \langle \bar{f} = 10.45mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre non porteuse) :**

$$f_{i3} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}} = 3,64mm \quad (L = 4,65m)$$

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

$$f_{v3} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_v I_{fv}} = 7,95mm$$

$$\Delta f_{T3} = f_{v3} - f_{i3} = 4,31mm \langle \bar{f} = 9.3mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Tableau III.42.** Vérification de la flèche.

section	$f_v$ (mm)	$f_i$ (mm)	$f$ (mm)	$\bar{f}$ (mm)	Observation
<b>30x45</b>	10.33	4.69	5.64	10.45	Vérifié
<b>30x40</b>	7.95	3.64	4.31	9.3	Vérifié

III.4.3.8. Schéma de ferrailage des poutres  
1- Sens porteur

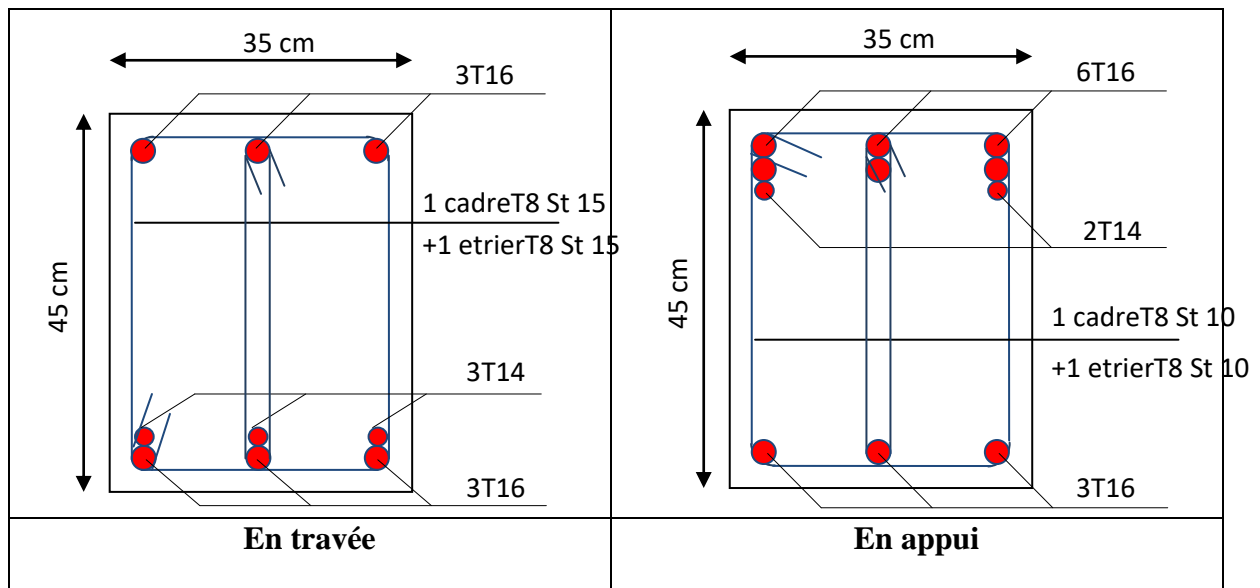


Figure III.15. Ferrailage des Poutres porteuses

2- Sens non porteur

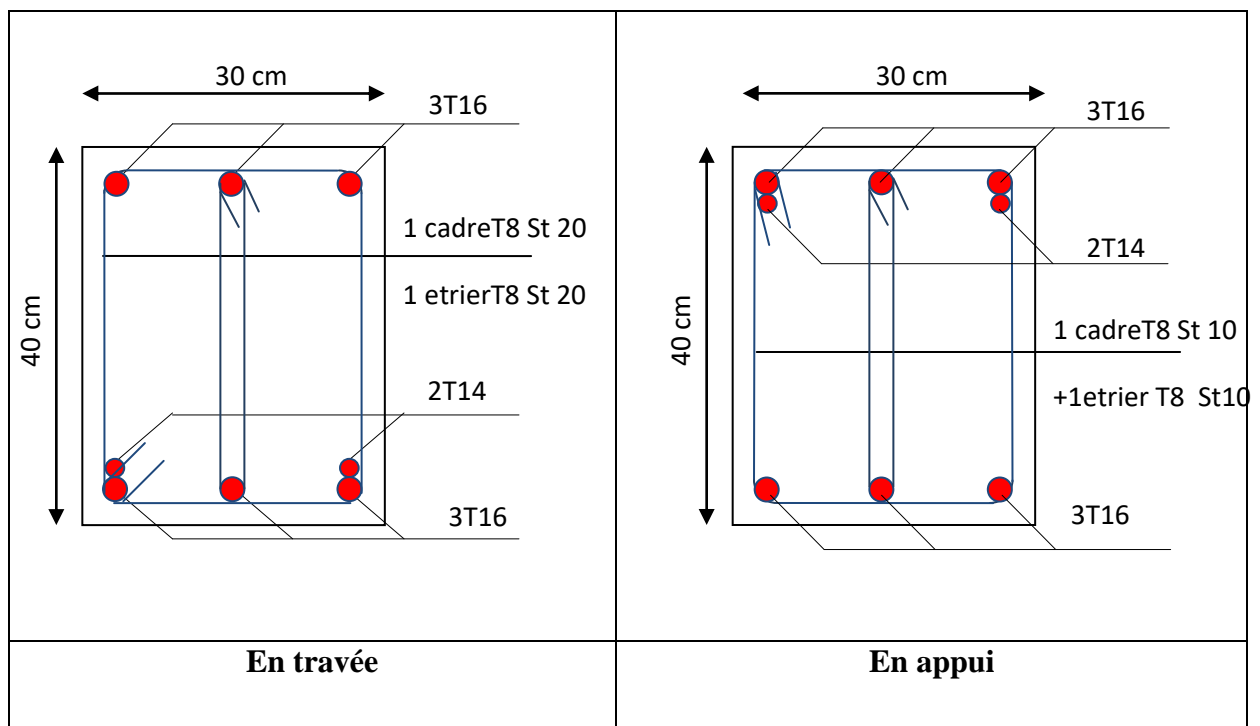


Figure III.16. Ferrailage des Poutres Non porteuses

### III.4.4 Ferrailage des voiles

#### III.4.4.1 Introduction

Sous l'action des forces verticales et horizontales, les voiles sont sollicités en flexion composée et le ferrailage se fait selon les recommandations du règlement **RPA2003** [3].

- **Les armatures verticales**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effet de tractions doit être pris en totalité par les armatures.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.

- **Les armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur égale à  $10\phi$ .

- **L'espacement**

L'espacement des barres verticales et horizontales est donné par formule suivante :

$$S_t \leq \min (1,5a ; 30\text{cm})$$

**Avec :**

**a:** épaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4épingles au mètre carré, le diamètre des barres ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

#### III.4.4.2 Méthode de ferrailage des voiles

On calcule les contraintes max et min par la formule de **NAVIER**

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

**Avec :**

**N :** effort normal appliqué.

**M :** moment fléchissant appliqué.

**A :** section transversale du voile.

**I :** moment d'inertie.

**V :** distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferrailage en à 3 cas :

**1<sup>ere</sup> cas :**

- Si  $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$  ..... la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ( $A_{\min}=0,2\% a.l$ )

**2<sup>ème</sup> cas :**

- Si  $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$  .....la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimé) on calcule le volume des contraintes de traction  $F_t$
- La section des armatures verticales  $A_v = \frac{F_t}{f_e}$

On compare  $A_v$  avec la section minimale exigée par RPA 2003 [3]:

- Si  $A_v \leq A_{\min} = 0,20\% .a.L$  .on ferraille avec la section minimale.
- Si  $A_v > A_{\min} = 0,20\% .a.L$  .on ferraille avec  $A_v$ .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimales est suivant :

$$A_h = 0,15\% .a.100 (1ml)$$

**3<sup>ème</sup> cas :**

- Si  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contrainte pour la zone tendue.

**III.4.4.2.1 Armature horizontale**

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après (RPA 2003 articles 7.7.2) [3].

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5MPa$$

Avec :  $\bar{T} = 1,4T$

**T** : effort tranchant du au séisme.

**a** : épaisseur du voile.

$d = 0,9h$ .

**h**:hauteur total de la section.

$\bar{\tau}_b$  : Contraintes admissible du béton.



Le pourcentage minimal total des armatures données par **RPA 2003** [3]:

$$\tau_b \leq 0,025 f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A = 0,15\% .a.1m$$

$$\tau_b > 0,025 f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A = 0,25\% .a.1m$$

**III.4.4.2.2 L'espacement : d'après le RPA 2003**  $S \leq (1,5a ; 30cm)$ 

Les longueurs de recouvrement doivent égale à :

- $40\phi$   les barres situées dans la zone ou le renversement des efforts sont possibles.
- $20\phi$   les barres situées dans la zone comprimées sous l'action 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 :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} \times \frac{x}{L}$$

Avec :  $\bar{V} = 1,4V$

**V:** L'effort tranchant dans la section considérée ;

**x:** Longueur de la zone tendue ;

**L:** Longueur du voile.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

### III.4.4.2.3 Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaire à la face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

### III.4.4.3 Ferrailage des voiles sous (0,8G ± E)

#### Type voile pleine en U

$$A = 1.325 \text{ m}^2$$

$$V = 2.35 \text{ m}$$

$$V' = 2,35 \text{ m}$$

$$I = 3.39775 \text{ m}^4$$

$$N = 3825.92 \text{ KN}$$

$$M = 292.7780 \text{ KN.m}$$

$$T = 190.7260 \text{ KN}$$

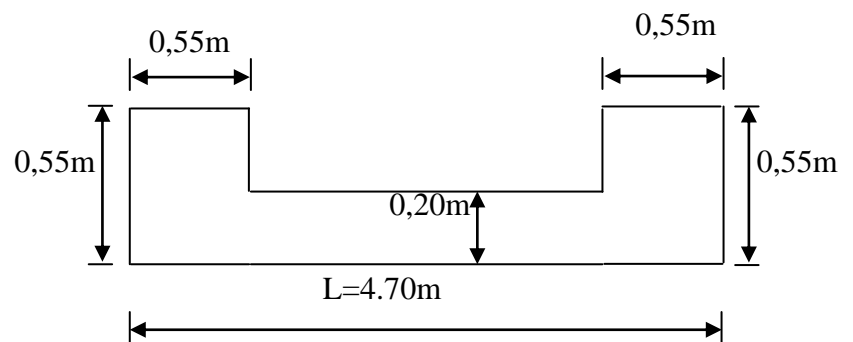


Figure III.17. Vue en plan du voile plein en U.

#### ✓ Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \left[ \frac{3825.92}{1.325} + \frac{292.78 \times 2,35}{3.39775} \right] \cdot 10^{-3} = 3.090 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[ \frac{3825.92}{1.325} - \frac{292.78 \times 2,35}{3.39775} \right] \cdot 10^{-3} = 2.685 \text{ MPa}$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de même signe  $\longrightarrow$  Donc la section est entièrement comprimée.

## ✓ Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ± E)

$$N = 4333.59 \text{ KN}$$

$$M = 297.58 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \left[ \frac{4333.59}{1.325} + \frac{297.58 \times 2,35}{3.39775} \right] \cdot 10^{-3} = 3.476 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[ \frac{4333.59}{1.325} - \frac{297.58 \times 2,35}{3.39775} \right] \cdot 10^{-3} = 3.065 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 3.476 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\sigma_2 = 3.065 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

## ✓ Longueur de la zone tendue

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = \frac{2.685}{3.09 + 2.685} \times 4.70 = 2,18 \text{ m}$$

$$Y = L - X = 4.70 - 2.18 = 2.52 \text{ m}$$

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée.

✓ Calcul de la contrainte  $\sigma_3$ 

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{2.685 \times (2,18 - 0,55)}{2,18} = 2.009 \text{ MPa}$$

## ✓ Détermination des armatures verticales

## ▪ Tronçon AB

La force de traction résultante.

$$F_1 = \left( \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = \left( \frac{2.685 + 2.009}{2} \right) \cdot 0,55 \times 0,55 \times 10^3 = 709.9675 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{709.9675 \times 10}{400} = 17.75 \text{ cm}^2$$

▪ **Tronçon BC**

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \times 2.009 \times (2,18 - 0,55) \times 0,20 \times 10^3 = 327.467 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{327.467 \times 10}{400} = 8,18 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{v1} + A_{v2} = 17.75 + 8.18$$

$$A_t = 25.93 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul de  $A_{vj}$**

On a :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \times \frac{1,4.V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 190.7260 \times 10}{400} \times \frac{2,18}{4.7} = 3.40 \text{ cm}^2$$

▪ **Section total d'armature**

$$A_{Total} = A_t + A_{vj} = 25.93 + 3.40 = 29.33 \text{ cm}^2$$

D'après le **RPA 2003**

$$A_{Total} = 29.33 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \cdot 0,20 \times 2,18 \times 10^4 = 8.72 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination des armatures horizontales**

▪ **La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4.V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 190.7260 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4700} = 0.31 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

▪ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003**

$$\tau_b = 0.31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \quad A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

**On prend :**  $A_h = 2(4T10) = 6,28 \text{ cm}^2 \quad S_h = 25 \text{ cm}$

▪ **L'espace**

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

➤ **Armatures courantes**

$$A_c \geq 0,2\% \cdot a (Y - X) = 0,2\% \times 0,2 \times (2.52 - 2.18) \times 10^4 = 1.36 \text{ cm}^2$$

▪ Choix d'armature

- ◆ Les poteaux :  $A_p = 12T20 = 37.7 \text{ cm}^2$
- ◆ La zone poteau voile :  $2(5T14 + 5T14) = 30.772 \text{ cm}^2$  ;  $S_v = 10 \text{ cm}$  et  $S_v = 20 \text{ cm}$
- ◆ La zone courante :  $2(1T12) = 2.26 \text{ cm}^2$  ;  $S_c = 20 \text{ cm}$

N.B : Pour tous les voiles, on prend la même section d'armature horizontale.

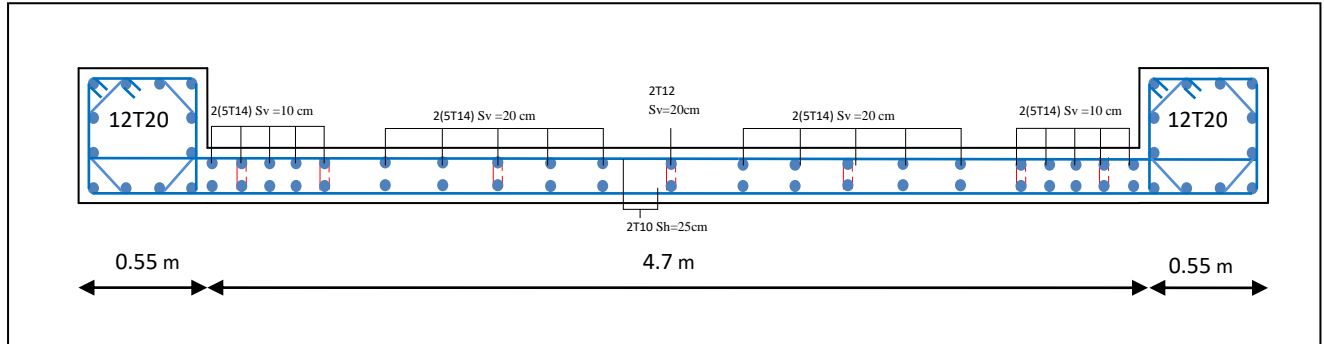


Figure III.18. Schéma de ferrailage du voile.

Le ferrailage des différents types de voile est donné dans les tableaux suivants :

III.4.4.4 Caractéristiques et ferrailage des voiles

➤ Caractéristiques et efforts

a) Sens longitudinal (x-x)

Tableau III.43. Caractéristique des voiles du sens x-x (RDC)

voile	L(m)	A(m <sup>2</sup> )	I(m <sup>4</sup> )	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
P6,P7	4,3	0.86	1.31525	2,15	2.15	269,4199	3777,479	166,31	SEC
P8,P9	4,5	0.898	1.50 79	2,25	2,25	305,5825	3705,514	150,971	SEC

b) Sens transversal : (y-y)

Tableau III.44. Caractéristique des voiles du sens y-y (RDC)

voile	L(m)	A(m <sup>2</sup> )	I(m <sup>4</sup> )	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
P10,P11	4,5	0.898	1.50 79	2,25	2,25	194,4602	3638,633	187,479	SEC
P12,P13	4,65	0.927	1.6642	2,325	2,325	259,1962	3825,927	190,726	SEC

## ➤ Ferrailages des voiles

## a) Sens longitudinal (x-x)

Tableau III.45. Les contraintes (RDC)

voile	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_2$ (MPa)	$\sigma_3$ (MPa)	X (m)	Y (m)	F <sub>1</sub> (KN)	F <sub>2</sub> (KN)	AV <sub>1</sub>	AV <sub>2</sub>	AV <sub>J</sub>
P6,P7	4.844	3,963	3,952	1,93	2,37	1197,14	545,37	29,92	13,63	2.88
P8,P9	4.583	3.671	3.661	2	2,5	1108,96	530,84	27,72	13,27	2.59

Tableau III.46. Choix d'armature des voiles du sens x-x(RDC)

					choix d'armature		
voile	A <sub>tot</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	Zone poteaux	Zone voile		Zone courante
					Zone voile	Extrémité	
P6,P7	46.43	7.72	1.76	12T20	2(8T14)	2(8T14)	2(2T10)
P8,P9	43.58	8	2	12T20	2(7T14)	2(8T14)	2(2T10)

## b) Sens transversal : (y-y)

Tableau III.47. Les contraintes (RDC)

voile	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_2$ (MPa)	$\sigma_3$ (MPa)	X (m)	Y (m)	F <sub>1</sub> (KN)	F <sub>2</sub> (KN)	AV <sub>1</sub>	AV <sub>2</sub>	AV <sub>J</sub>
P10,P11	4.343	3.762	3.752	2,08	2,42	1136,49	574,06	28,41	14,35	3.35
P12,P13	4.485	3.761	3.751	2,12	2,53	1136,19	588,9	28,4	14,72	3.35

Tableau III.48. Choix d'armature des voiles du sens y-y(RDC)

					choix d'armature		
voile	A <sub>tot</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	Zone poteaux	Zone voile		Zone courante
					Zone voile	Extrémité	
P10,P11	46.11	8.32	1.36	12T20	2(7T14)	2(8T14)	2(2T10)
P12,P13	46.47	8.48	1.64	12T20	2(8T14)	2(8T14)	2(2T10)

## III.4.4.5 Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$b_0$  : Épaisseur du voile

$d$  : hauteur utile  $d=0,9 \cdot h$

$h$  : hauteur totale (largeur) de la section brute

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Sens X-X :**

**Tableau III.49.** Vérification de l'effort tranchant des voiles

Voile	T (KN)	$\tau_b$ (MPa)	condition
P6,P7	166.31	0.3	Vérifié
P8,P9	150.97	0.26	Vérifié

**Sens Y-Y :**

**Tableau III.50.** Vérification de l'effort tranchant des voiles

Voile	T (KN)	$\tau_b$ (MPa)	condition
P10,P11	187.47	0.32	Vérifié
P12,P13	190.72	0.32	Vérifié

## III.4.5 Caractéristiques et ferrailage de l'ascenseur:

## III.4.5.1 Caractéristiques et efforts :

Tableau III.51. Caractéristique de l'ascenseur

ASC	L (m)	A(m <sup>2</sup> )	I(m <sup>4</sup> )	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)
	6	1.2	1.246	1	1	7068.342	4000.68	712.03

Tableau III.52. Les contraintes de l'ascenseur

voile	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_2$ (MPa)	$\sigma_3$ (MPa)	X (m)	Y (m)	$F_1$ (KN)	$F_2$ (KN)	$A_{v_1}$	$A_{v_2}$	$A_{v_J}$
ASC	8.63	-2.70	-1.01	1.5	4.5	292.21	181.8	7.30	4.54	6.57

## III.4.5.2 Ferrailage :

Tableau III.53. Choix d'armature de l'ascenseur

voile	$A_{tot}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	armatures
ASC	18.41	7.85	16.04	2(30T10)

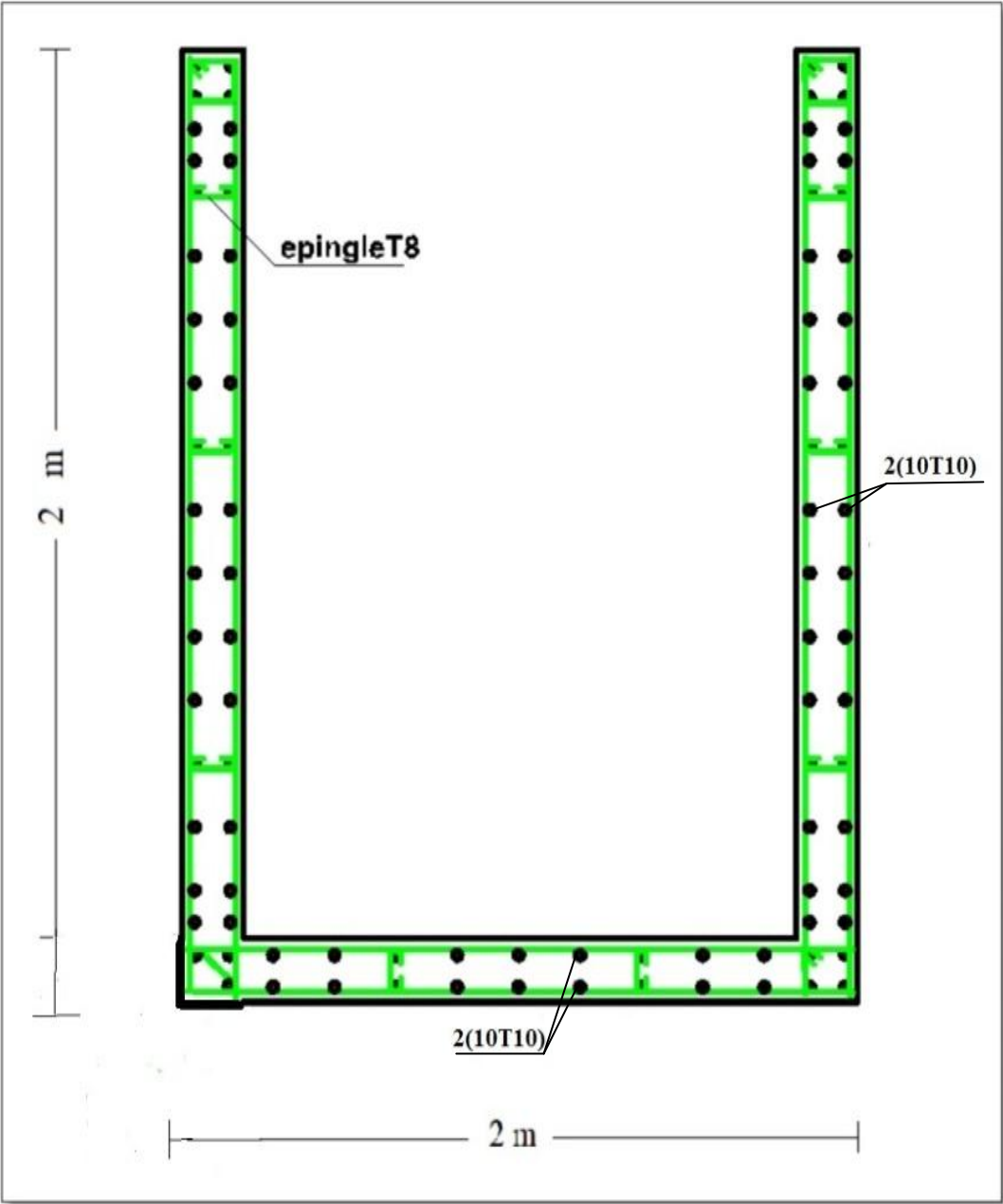


Figure III.19. Ferrailage de l'ascenseur

### III.5. Etude de la structure contreventé avec des voiles en forme L avec des ouvertures

#### III.5.1 Introduction

On doit faire les vérifications nécessaires de RPA99/2003[3].

#### III.5.2. Structure avec 15% d'ouvertures dans le voile de cisaillement

##### ➤ Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

**Tableau III.54.** Périodes et facteurs de participation massique du 15% d'ouvertures

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.696	0.675	0	0.675	0	0
2	0.643	0	0.684	0.675	0.684	0
3	0.408	0	0	0.675	0.684	0.683
4	0.169	0.198	0	0.872	0.684	0
5	0.162	0	0.191	0.872	0.875	0
6	0.102	0	0	0.872	0.875	0.202
7	0.078	0.064	0	0.936	0.875	0
8	0.076	0	0.062	0.936	0.937	0
9	0.049	0.029	0	0.965	0.937	0
10	0.049	0	0.001	0.965	0.938	0.058
11	0.048	0	0.027	0.965	0.965	0.003
12	0.036	0.015	0	0.980	0.965	0

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T=0,696$  sec
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du 7<sup>ème</sup> ordre suivant X et à partir du 8<sup>ème</sup> ordre suivant Y.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation suivant l'axe X-X.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode translation suivant l'axe Y-Y
- Le 3<sup>ème</sup> mode est mode de torsion.

#### III.5.2.1 Vérification des résultats vis-à-vis du « RPA99 modifié en 2003 [3]» :

D'après le fichier des résultats d'ETABS [45] on a :

##### a) Vérification de la période :

$$T_{\text{Numérique}} \leq 1,3 \cdot T_{\text{Empirique}}$$

**Tableau III.55.** Vérification de la période du modèle final

Sens	$T_{\text{Empirique}}$	$T_{\text{Numérique}}$	$1,3 \cdot T_{\text{Empirique}}$	Observation
X	0.628	0.696	0.81	CV
Y	0.705	0.696	0.91	CV

## b) Vérification de l'effort sismique à la base :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3749.044 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 3928.4039 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{On a : } W = 37307.6026 \text{ kN} \Rightarrow \begin{cases} V_s^x = 4290.37 \text{ kN} \\ V_s^y = 3983.92 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,8V_s^x = 3432.296 \text{ kN} \\ 0,8V_s^y = 3187.136 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 3749.044 \text{ kN} \geq 0,8V_s^x = 3432.296 \text{ kN} \dots\dots CV \\ V_t^y = 3928.4039 \text{ kN} \geq 0,8V_s^y = 3187.136 \text{ kN} \dots\dots CV \end{cases}$$

## c) Déplacements inter étages de modèle final :

Tableau III.56. Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens x-x

Story	Diaphragme	Load	$\delta_{ek}$	$\delta k=R.\delta_{ek}$	$\Delta k$	1%hn	Obs
STORY11	11ET	EX	0.0237	0.083	0.009	0.0306	CV
STORY10	10ET	EX	0.0212	0.074	0.009	0.0306	CV
STORY9	9ET	EX	0.0185	0.065	0.009	0.0306	CV
STORY8	8ET	EX	0.0158	0.056	0.009	0.0306	CV
STORY7	7ET	EX	0.0131	0.046	0.009	0.0306	CV
STORY6	6ET	EX	0.0105	0.037	0.009	0.0306	CV
STORY5	5ET	EX	0.0080	0.028	0.008	0.0306	CV
STORY4	4ET	EX	0.0057	0.020	0.007	0.0306	CV
STORY3	3ET	EX	0.0036	0.013	0.006	0.0306	CV
STORY2	2ET	EX	0.0019	0.007	0.005	0.0315	CV
STORY1	1ET	EX	0.0006	0.002	0.002	0.0340	CV

Tableau III.57. Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens y-y

Story	Diaphragme	Load	$\delta_{ek}$	$\delta k=R.\delta_{ek}$	$\Delta k$	1%hn	Obs
STORY11	11ET	EY	0.0212	0.074	0.008	0.0306	CV
STORY10	10ET	EY	0.0190	0.067	0.008	0.0306	CV
STORY9	9ET	EY	0.0168	0.059	0.008	0.0306	CV
STORY8	8ET	EY	0.0144	0.051	0.008	0.0306	CV
STORY7	7ET	EY	0.0120	0.042	0.008	0.0306	CV
STORY6	6ET	EY	0.0097	0.034	0.008	0.0306	CV
STORY5	5ET	EY	0.0074	0.026	0.007	0.0306	CV
STORY4	4ET	EY	0.0053	0.019	0.007	0.0306	CV
STORY3	3ET	EY	0.0034	0.012	0.006	0.0306	CV
STORY2	2ET	EY	0.0018	0.007	0.004	0.0315	CV
STORY1	1ET	EY	0.0006	0.002	0.002	0.0340	CV

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le “**RPA99 version 2003** [3]”

#### d) Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ (les effets du second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l'effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

avec :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

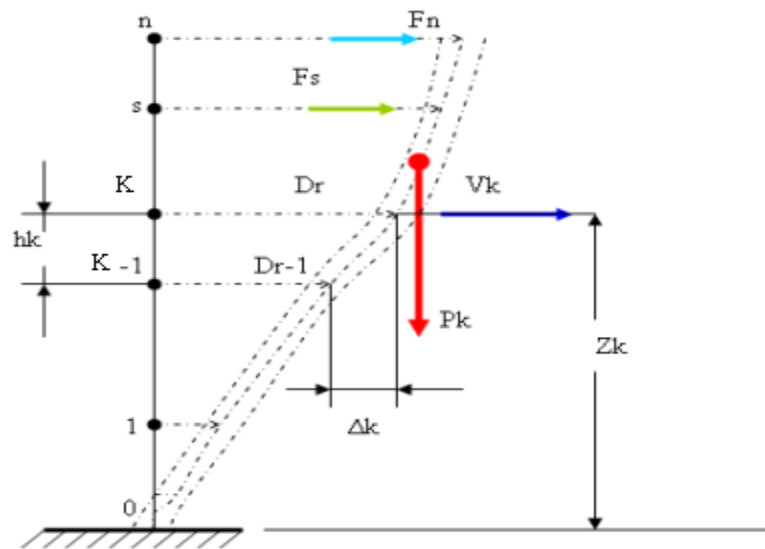


Figure III.20. Evaluation des effets du second ordre.

Tableau III.58. Vérification l'effet P-Δ du modèle final Sens x-x

Story	Diaphragme	P	Δ	V	H	θ	≤0.1
STORY11	11ET	3412.4345	0.009	841.3206	3.06	0.0119	CV
STORY10	10ET	3229.6853	0.009	1427.8004	3.06	0.0066	CV
STORY9	9ET	3259.296	0.009	1877.5208	3.06	0.0051	CV
STORY8	8ET	3257.001	0.009	2244.6544	3.06	0.0042	CV
STORY7	7ET	3257.001	0.009	2559.0055	3.06	0.0037	CV
STORY6	6ET	3289.4722	0.009	2837.844	3.06	0.0034	CV
STORY5	5ET	3328.4872	0.008	3085.9638	3.06	0.0028	CV
STORY4	4ET	3328.4872	0.007	3306.1414	3.06	0.0023	CV
STORY3	3ET	3365.5485	0.006	3492.8898	3.06	0.0018	CV
STORY2	2ET	3425.8	0.005	3649.625	3.15	0.0014	CV
STORY1	1ET	3599.2591	0.002	3749.044	3.40	0.0005	CV

Tableau III.59. Vérification l'effet P- $\Delta$  du modèle final Sens y-y

Story	Diaphragme	P	$\Delta$	V	H	$\theta$	$\leq 0.1$
STORY11	11ET	3412.4345	0.008	859.7063	3.06	0.0103	CV
STORY10	10ET	3229.6853	0.008	1479.2919	3.06	0.0057	CV
STORY9	9ET	3259.296	0.008	1961.4506	3.06	0.0043	CV
STORY8	8ET	3257.001	0.008	2363.6822	3.06	0.0036	CV
STORY7	7ET	3257.001	0.008	2705.6708	3.06	0.0031	CV
STORY6	6ET	3289.4722	0.008	3003.7732	3.06	0.0028	CV
STORY5	5ET	3328.4872	0.007	3269.1613	3.06	0.0023	CV
STORY4	4ET	3328.4872	0.007	3493.263	3.06	0.0021	CV
STORY3	3ET	3365.5485	0.006	3682.4499	3.06	0.0017	CV
STORY2	2ET	3425.8	0.004	3839.701	3.15	0.0011	CV
STORY1	1ET	3599.2591	0.002	3928.4039	3.40	0.0005	CV

### III.5.3. Structure avec 20% d'ouvertures dans le voile de cisaillement

#### ➤ Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau III.60. Périodes et facteurs de participation massique du 20% d'ouvertures

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.711	0.678	0.0001	0.678	0.0001	0
2	0.656	0.0001	0.6872	0.678	0.6873	0
3	0.418	0	0	0.6781	0.6873	0.6874
4	0.178	0.1961	0.0001	0.8742	0.6874	0
5	0.17	0.0001	0.1891	0.8743	0.8764	0
6	0.108	0	0	0.8743	0.8764	0.1985
7	0.084	0.0618	0.0001	0.9361	0.8765	0
8	0.081	0.0001	0.0604	0.9361	0.9369	0
9	0.054	0.0285	0.0001	0.9646	0.9369	0.0001
10	0.052	0	0	0.9646	0.937	0.0586
11	0.052	0.0001	0.028	0.9647	0.965	0.0001
12	0.039	0.015	0.0001	0.9797	0.9651	0

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T=0,711$  sec
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du 7<sup>ème</sup> ordre suivant X et à partir du 8<sup>ème</sup> ordre suivant Y.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation suivant l'axe X-X.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode translation suivant l'axe Y-Y
- Le 3<sup>ème</sup> mode est mode de torsion.

III.5.3.1 Vérification des résultats vis-à-vis du « RPA99 modifié en 2003 [3] » :

D’après le fichier des résultats d’ETABS [45] on a :

a) Vérification de la période :

$$T_{\text{Numérique}} \leq 1,3 \cdot T_{\text{Empirique}}$$

Tableau III.61. Vérification de la période du modèle final

Sens	T <sub>Empirique</sub>	T <sub>Numérique</sub>	1,3. T <sub>Empirique</sub>	Observation
X	0.628	0.711	0.81	CV
Y	0.705	0.711	0.91	CV

b) Vérification de l’effort sismique à la base :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3657.3002 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 3827.6474 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{On a : } W = 36623.2925 \text{ kN} \Rightarrow \begin{cases} V_s^x = 4211.68 \text{ kN} \\ V_s^y = 3910.85 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,8V_s^x = 3369.344 \text{ kN} \\ 0,8V_s^y = 3128.68 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 3657.3002 \text{ kN} \geq 0,8V_s^x = 3369.344 \text{ kN} \dots\dots CV \\ V_t^y = 3827.6474 \text{ kN} \geq 0,8V_s^y = 3128.68 \text{ kN} \dots\dots CV \end{cases}$$

c) Déplacements inter étages de modèle final :

Tableau III.62. Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens x-x

Story	Diaphragme	Load	δek	δk=R.δek	Δk	1%hn	Obs
STORY11	11ET	EX	0.0245	0.0858	0.0092	0.0306	CV
STORY10	10ET	EX	0.0219	0.0766	0.0094	0.0306	CV
STORY9	9ET	EX	0.0192	0.0671	0.0096	0.0306	CV
STORY8	8ET	EX	0.0164	0.0575	0.0096	0.0306	CV
STORY7	7ET	EX	0.0137	0.0479	0.0094	0.0306	CV
STORY6	6ET	EX	0.0110	0.0385	0.0090	0.0306	CV
STORY5	5ET	EX	0.0084	0.0295	0.0084	0.0306	CV
STORY4	4ET	EX	0.0060	0.0211	0.0075	0.0306	CV
STORY3	3ET	EX	0.0039	0.0136	0.0062	0.0306	CV
STORY2	2ET	EX	0.0021	0.0074	0.0048	0.0315	CV
STORY1	1ET	EX	0.0007	0.0026	0.0026	0.0340	CV

Tableau III.63. Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens y-y

Story	Diaphragme	Load	$\delta_{ek}$	$\delta k=R.\delta_{ek}$	$\Delta_k$	1%hn	Obs
STORY11	11ET	EY	0.022	0.076	0.008	0.0306	CV
STORY10	10ET	EY	0.020	0.069	0.008	0.0306	CV
STORY9	9ET	EY	0.017	0.060	0.008	0.0306	CV
STORY8	8ET	EY	0.015	0.052	0.008	0.0306	CV
STORY7	7ET	EY	0.013	0.044	0.008	0.0306	CV
STORY6	6ET	EY	0.010	0.035	0.008	0.0306	CV
STORY5	5ET	EY	0.008	0.027	0.008	0.0306	CV
STORY4	4ET	EY	0.006	0.020	0.007	0.0306	CV
STORY3	3ET	EY	0.004	0.013	0.006	0.0306	CV
STORY2	2ET	EY	0.002	0.007	0.005	0.0315	CV
STORY1	1ET	EY	0.001	0.002	0.002	0.0340	CV

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le “**RPA99 version 2003 [3]**”

**d) Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  (les effets du second ordre)**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l'effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

avec :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

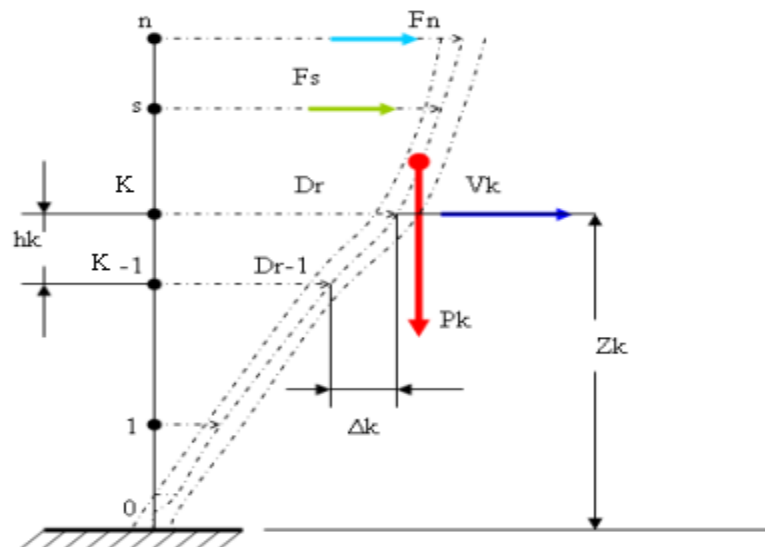


Figure III.21. Evaluation des effets du second ordre.

Tableau III.64. Vérification l'effet P-Δ du modèle final Sens x-x

Story	Diaphragme	P	Δ	V	H	θ	≤0.1
STORY11	11ET	3358.9011	0.0092	819.1939	3.06	0.0123	CV
STORY10	10ET	3132.8558	0.0094	1385.7642	3.06	0.0069	CV
STORY9	9ET	3169.681	0.0096	1821.1155	3.06	0.0054	CV
STORY8	8ET	3204.106	0.0096	2179.7868	3.06	0.00451	CV
STORY7	7ET	3204.106	0.0094	2486.3893	3.06	0.0037	CV
STORY6	6ET	3236.5772	0.009	2758.9471	3.06	0.0032	CV
STORY5	5ET	3275.5922	0.0084	3002.9663	3.06	0.0026	CV
STORY4	4ET	3275.5922	0.0075	3220.6902	3.06	0.0020	CV
STORY3	3ET	3312.6535	0.0062	3405.5088	3.06	0.0015	CV
STORY2	2ET	3372.4885	0.0048	3560.0389	3.15	0.0007	CV
STORY1	1ET	3544.8411	0.0026	3657.3002	3.40	0.0007	CV

Tableau III.65. Vérification l'effet P- $\Delta$  du modèle final Sens y-y

Story	Diaphragme	P	$\Delta$	V	H	$\theta$	$\leq 0.1$
STORY11	11ET	3358.9011	0.008	835.9234	3.06	0.0105	CV
STORY10	10ET	3132.8558	0.008	1433.5503	3.06	0.0057	CV
STORY9	9ET	3169.681	0.008	1898.9503	3.06	0.0043	CV
STORY8	8ET	3204.106	0.008	2291.5321	3.06	0.00365	CV
STORY7	7ET	3204.106	0.008	2624.8535	3.06	0.0031	CV
STORY6	6ET	3236.5772	0.008	2916.2114	3.06	0.0029	CV
STORY5	5ET	3275.5922	0.008	3176.9947	3.06	0.0026	CV
STORY4	4ET	3275.5922	0.007	3398.2556	3.06	0.0022	CV
STORY3	3ET	3312.6535	0.006	3585.4375	3.06	0.0018	CV
STORY2	2ET	3372.4885	0.005	3740.5352	3.15	0.0014	CV
STORY1	1ET	3544.8411	0.002	3827.6474	3.40	0.0005	CV

### III.5.4. Structure avec 25% d'ouvertures dans le voile de cisaillement

#### ➤ Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau III.66. Périodes et facteurs de participation massique du 25% d'ouvertures

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.724	0.68	0	0.68	0	0
2	0.67	0	0.69	0.68	0.69	0
3	0.429	0	0	0.68	0.69	0.69
4	0.186	0.19	0	0.87	0.69	0
5	0.179	0	0.19	0.87	0.88	0
6	0.114	0	0	0.87	0.88	0.19
7	0.089	0.06	0	0.93	0.88	0
8	0.086	0	0.06	0.94	0.94	0
9	0.057	0.03	0	0.96	0.94	0
10	0.056	0	0	0.96	0.94	0.06
11	0.056	0	0.03	0.96	0.96	0
12	0.042	0.02	0	0.98	0.96	0

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T=0,724$  sec
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du 7<sup>ème</sup> ordre suivant X et à partir du 8<sup>ème</sup> ordre suivant Y.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation suivant l'axe X-X.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode translation suivant l'axe Y-Y
- Le 3<sup>ème</sup> mode est mode de torsion.

## III.5.4.1 Vérification des résultats vis-à-vis du « RPA99 modifié en 2003 [3] » :

D'après le fichier des résultats d'ETABS [45] on a :

## a) Vérification de la période :

$$T_{\text{Numérique}} \leq 1,3 \cdot T_{\text{Empirique}}$$

Tableau III.67. Vérification de la période du modèle final

Sens	$T_{\text{Empirique}}$	$T_{\text{Numérique}}$	$1,3 \cdot T_{\text{Empirique}}$	Observation
X	0.628	0.724	0.81	CV
Y	0.705	0.724	0.91	CV

## b) Vérification de l'effort sismique à la base :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3583.6231 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 3764.8049 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{On a : } W = 36335.422 \text{ kN} \Rightarrow \begin{cases} V_s^x = 4178.574 \text{ kN} \\ V_s^y = 3880.104 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,8V_s^x = 3342.8592 \text{ kN} \\ 0,8V_s^y = 3104.0832 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 3583.6231 \text{ kN} \geq 0,8V_s^x = 3342.8592 \text{ kN} \dots \text{CV} \\ V_t^y = 3764.8049 \text{ kN} \geq 0,8V_s^y = 3104.0832 \text{ kN} \dots \text{CV} \end{cases}$$

## c) Déplacements inter étages de modèle final :

Tableau III.68. Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens x-x

Story	Diaphragme	Load	$\delta_{ek}$	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta k$	$1\%h_n$	Obs
STORY11	11ET	EX	0.0249	0.0873	0.0092	0.0306	CV
STORY10	10ET	EX	0.0223	0.0781	0.0095	0.0306	CV
STORY9	9ET	EX	0.0196	0.0687	0.0096	0.0306	CV
STORY8	8ET	EX	0.0169	0.0591	0.0097	0.0306	CV
STORY7	7ET	EX	0.0141	0.0494	0.0096	0.0306	CV
STORY6	6ET	EX	0.0114	0.0398	0.0092	0.0306	CV
STORY5	5ET	EX	0.0087	0.0306	0.0086	0.0306	CV
STORY4	4ET	EX	0.0063	0.0220	0.0077	0.0306	CV
STORY3	3ET	EX	0.0041	0.0143	0.0065	0.0306	CV
STORY2	2ET	EX	0.0022	0.0078	0.0051	0.0315	CV
STORY1	1ET	EX	0.0008	0.0027	0.0027	0.0340	CV

Tableau III.69. Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens y-y

Story	Diaphragme	Load	$\delta_{ek}$	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta_k$	1%hn	Obs
STORY11	11ET	EY	0.0224	0.0783	0.0077	0.0306	CV
STORY10	10ET	EY	0.0202	0.0706	0.0081	0.0306	CV
STORY9	9ET	EY	0.0178	0.0625	0.0084	0.0306	CV
STORY8	8ET	EY	0.0155	0.0541	0.0086	0.0306	CV
STORY7	7ET	EY	0.0130	0.0455	0.0086	0.0306	CV
STORY6	6ET	EY	0.0106	0.0369	0.0083	0.0306	CV
STORY5	5ET	EY	0.0082	0.0286	0.0079	0.0306	CV
STORY4	4ET	EY	0.0059	0.0208	0.0072	0.0306	CV
STORY3	3ET	EY	0.0039	0.0136	0.0061	0.0306	CV
STORY2	2ET	EY	0.0021	0.0075	0.0048	0.0315	CV
STORY1	1ET	EY	0.0008	0.0027	0.0027	0.0340	CV

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** [3] »

**d) Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  (les effets du second ordre)**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l'effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

avec :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

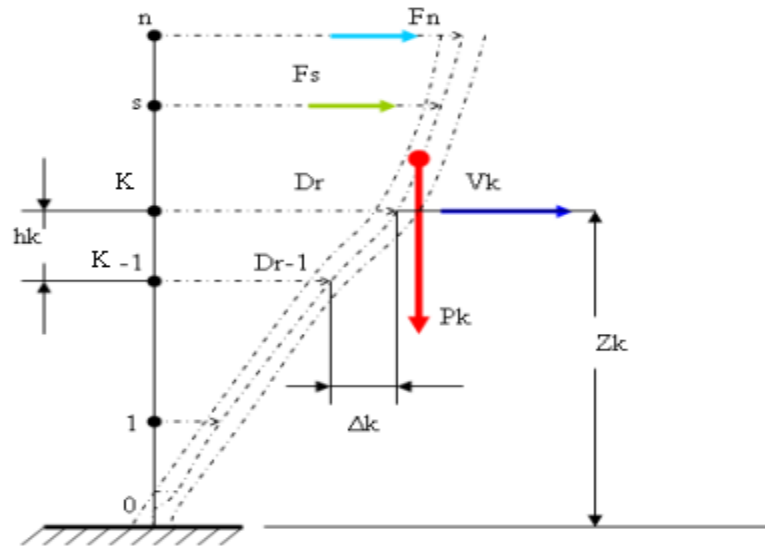


Figure III.22. Evaluation des effets du second ordre.

Tableau III.70. Vérification l'effet P-Δ du modèle final Sens x-x

Story	Diaphragme	P	Δ	V	H	θ	≤0.1
STORY11	11ET	3356.1477	0.0092	802.8556	3.06	0.0126	CV
STORY10	10ET	3126.9087	0.0095	1355.9729	3.06	0.0072	CV
STORY9	9ET	3142.321	0.0096	1782.2827	3.06	0.0055	CV
STORY8	8ET	3176.746	0.0097	2132.9579	3.06	0.0047	CV
STORY7	7ET	3176.746	0.0096	2432.2457	3.06	0.0041	CV
STORY6	6ET	3209.2172	0.0092	2698.911	3.06	0.0036	CV
STORY5	5ET	3248.2322	0.0086	2938.9359	3.06	0.0031	CV
STORY4	4ET	3248.2322	0.0077	3154.2279	3.06	0.0026	CV
STORY3	3ET	3285.2935	0.0065	3337.0202	3.06	0.0021	CV
STORY2	2ET	3345.1427	0.0051	3489.4157	3.15	0.0016	CV
STORY1	1ET	3520.0522	0.0027	3583.6231	3.40	0.0008	CV

Tableau III.71. Vérification l'effet P- $\Delta$  du modèle final Sens y-y

Story	Diaphragme	P	$\Delta$	V	H	$\theta$	$\leq 0.1$
STORY11	11ET	3356.1477	0.0077	820.5011	3.06	0.0103	CV
STORY10	10ET	3126.9087	0.0081	1406.138	3.06	0.0059	CV
STORY9	9ET	3142.321	0.0084	1864.1799	3.06	0.0046	CV
STORY8	8ET	3176.746	0.0086	2250.7407	3.06	0.0040	CV
STORY7	7ET	3176.746	0.0086	2578.5305	3.06	0.0035	CV
STORY6	6ET	3209.2172	0.0083	2865.496	3.06	0.0030	CV
STORY5	5ET	3248.2322	0.0079	3123.3114	3.06	0.0027	CV
STORY4	4ET	3248.2322	0.0072	3342.6036	3.06	0.0023	CV
STORY3	3ET	3285.2935	0.0061	3528.1551	3.06	0.0019	CV
STORY2	2ET	3345.1427	0.0048	3680.853	3.15	0.0014	CV
STORY1	1ET	3520.0522	0.0027	3764.8049	3.40	0.0007	CV

### III.5.5. Structure avec 30% d'ouvertures dans le voile de cisaillement

#### ➤ Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau III.72. Périodes et facteurs de participation massique du 30% d'ouvertures

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.752	0.691	0	0.691	0	0
2	0.699	0	0.699	0.691	0.699	0
3	0.453	0	0	0.691	0.699	0.702
4	0.202	0.186	0	0.877	0.700	0
5	0.193	0	0.176	0.878	0.876	0
6	0.126	0	0	0.878	0.876	0.183
7	0.099	0.057	0	0.935	0.876	0
8	0.095	0	0.056	0.935	0.932	0
9	0.064	0.027	0	0.962	0.932	0
10	0.063	0	0	0.963	0.932	0.054
11	0.062	0	0.028	0.963	0.959	0
12	0.047	0.015	0	0.978	0.959	0

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T=0,752$  sec
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du 7<sup>ème</sup> ordre suivant X et à partir du 8<sup>ème</sup> ordre suivant Y.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation suivant l'axe X-X.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode translation suivant l'axe Y-Y
- Le 3<sup>ème</sup> mode est mode de torsion.

III.5.5.1 Vérification des résultats vis-à-vis du « RPA99 modifié en 2003 [3] » :

D’après le fichier des résultats d’ETABS [45] on a :

a) Vérification de la période :

$$T_{\text{Numérique}} \leq 1,3 \cdot T_{\text{Empirique}}$$

Tableau III.73.Vérification de la période du modèle final

Sens	T <sub>Empirique</sub>	T <sub>Numérique</sub>	1,3. T <sub>Empirique</sub>	Observation
X	0.628	0,752	0.819	CV
Y	0.705	0.752	0.916	CV

b) Vérification de l’effort sismique à la base :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3511.7855 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 3656.6585 \text{ kN} \end{cases}$$

On a : W = 36057.2626 kN  $\Rightarrow \begin{cases} V_s^x = 4146.586 \text{ kN} \\ V_s^y = 3850.401 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,8V_s^x = 3317.268 \text{ kN} \\ 0,8V_s^y = 3080.321 \text{ kN} \end{cases}$

Ce qui donne :  $\begin{cases} V_t^x = 3511.7855 \text{ kN} \geq 0,8V_s^x = 3317.268 \text{ kN} \dots\dots CV \\ V_t^y = 3656.6585 \text{ kN} \geq 0,8V_s^y = 3080.321 \text{ kN} \dots\dots CV \end{cases}$

c) Déplacements inter étages de modèle final :

Tableau III.74.Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens x-x

Story	Diaphragme	Load	δek	δk=R.δek	Δk	1%hn	Obs
STORY11	11ET	EX	0.0262	0.0915	0.0092	0.0306	CV
STORY10	10ET	EX	0.0235	0.0823	0.0096	0.0306	CV
STORY9	9ET	EX	0.0208	0.0728	0.0098	0.0306	CV
STORY8	8ET	EX	0.0180	0.0630	0.0100	0.0306	CV
STORY7	7ET	EX	0.0151	0.0530	0.0100	0.0306	CV
STORY6	6ET	EX	0.0123	0.0430	0.0096	0.0306	CV
STORY5	5ET	EX	0.0095	0.0334	0.0091	0.0306	CV
STORY4	4ET	EX	0.0069	0.0242	0.0083	0.0306	CV
STORY3	3ET	EX	0.0045	0.0159	0.0071	0.0306	CV
STORY2	2ET	EX	0.0025	0.0088	0.0057	0.0315	CV
STORY1	1ET	EX	0.0009	0.0031	0.0031	0.0340	CV

Tableau III.75.Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens y-y

Story	Diaphragme	Load	$\delta_{ek}$	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta_k$	1%hn	Obs
STORY11	11ET	EY	0.0235	0.0823	0.0077	0.0306	CV
STORY10	10ET	EY	0.0213	0.0745	0.0082	0.0306	CV
STORY9	9ET	EY	0.0189	0.0663	0.0086	0.0306	CV
STORY8	8ET	EY	0.0165	0.0577	0.0089	0.0306	CV
STORY7	7ET	EY	0.0140	0.0489	0.0090	0.0306	CV
STORY6	6ET	EY	0.0114	0.0399	0.0087	0.0306	CV
STORY5	5ET	EY	0.0089	0.0312	0.0084	0.0306	CV
STORY4	4ET	EY	0.0065	0.0228	0.0078	0.0306	CV
STORY3	3ET	EY	0.0043	0.0150	0.0067	0.0306	CV
STORY2	2ET	EY	0.0024	0.0083	0.0054	0.0315	CV
STORY1	1ET	EY	0.0008	0.0029	0.0029	0.0340	CV

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le “**RPA99 version 2003 [3]**”

**d) Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  (les effets du second ordre)**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l'effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

avec :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

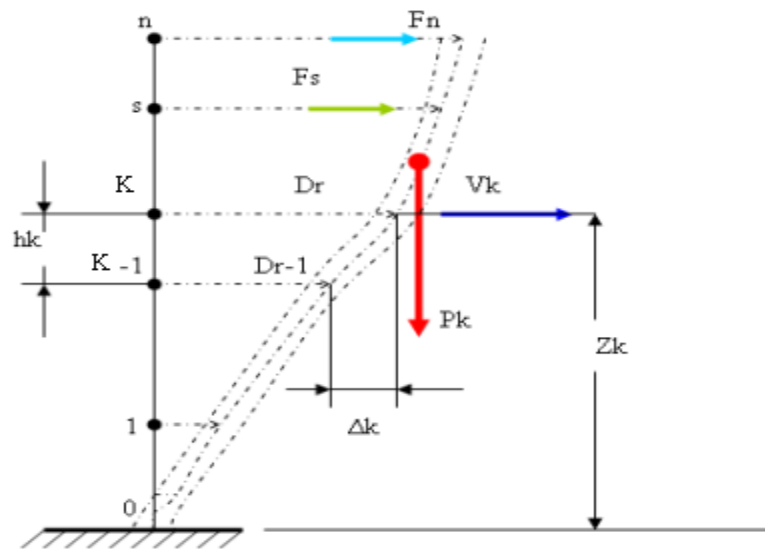


Figure III.23. Evaluation des effets du second ordre.

Tableau III.76. Vérification l'effet P-Δ du modèle final Sens x-x

Story	Diaphragme	P	Δ	V	H	θ	≤0.1
STORY11	11ET	3366.0054	0.0092	782.3023	3.06	0.0129	CV
STORY10	10ET	3098.7887	0.0096	1321.2795	3.06	0.0073	CV
STORY9	9ET	3114.201	0.0098	1740.4184	3.06	0.0057	CV
STORY8	8ET	3148.626	0.01	2084.906	3.06	0.0049	CV
STORY7	7ET	3148.626	0.01	2377.8496	3.06	0.0043	CV
STORY6	6ET	3181.0972	0.0096	2639.2201	3.06	0.0037	CV
STORY5	5ET	3220.1122	0.0091	2876.085	3.06	0.0033	CV
STORY4	4ET	3220.1122	0.0083	3089.7317	3.06	0.0028	CV
STORY3	3ET	3264.7651	0.0071	3271.2635	3.06	0.0023	CV
STORY2	2ET	3318.3718	0.0057	3421.0223	3.15	0.0017	CV
STORY1	1ET	3493.0441	0.0031	3511.7855	3.40	0.0009	CV

Tableau III.77.Vérification l'effet P- $\Delta$  du modèle final Sens y-y

Story	Diaphragme	P	$\Delta$	V	H	$\theta$	$\leq 0.1$
STORY11	11ET	3366.0054	0.0077	794.855	3.06	0.0106	CV
STORY10	10ET	3098.7887	0.0082	1360.2093	3.06	0.0061	CV
STORY9	9ET	3114.201	0.0086	1805.6888	3.06	0.0048	CV
STORY8	8ET	3148.626	0.0089	2182.2414	3.06	0.0041	CV
STORY7	7ET	3148.626	0.009	2500.6972	3.06	0.0037	CV
STORY6	6ET	3181.0972	0.0087	2780.3338	3.06	0.0032	CV
STORY5	5ET	3220.1122	0.0084	3033.267	3.06	0.0029	CV
STORY4	4ET	3220.1122	0.0078	3249.1074	3.06	0.0025	CV
STORY3	3ET	3264.7651	0.0067	3432.2106	3.06	0.0020	CV
STORY2	2ET	3318.3718	0.0054	3580.2232	3.15	0.0015	CV
STORY1	1ET	3493.0441	0.0029	3656.6585	3.40	0.0008	CV

### III.5.6. Structure avec 35% d'ouvertures dans le voile de cisaillement

#### ➤ Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau III.78.Périodes et facteurs de participation massique du 35% d'ouvertures

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.773	0.696	0	0.696	0	0
2	0.718	0	0.706	0.696	0.706	0
3	0.47	0	0	0.696	0.706	0.710
4	0.213	0.181	0	0.877	0.706	0
5	0.204	0	0.175	0.877	0.881	0
6	0.135	0	0	0.877	0.881	0.180
7	0.106	0.056	0	0.934	0.881	0
8	0.102	0	0.055	0.934	0.936	0
9	0.069	0.027	0	0.961	0.936	0.002
10	0.069	0.001	0	0.962	0.936	0.051
11	0.067	0	0.027	0.962	0.963	0
12	0.051	0.016	0	0.977	0.963	0

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T=0,773$  sec
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du 7<sup>ème</sup> ordre suivant X et à partir du 8<sup>ème</sup> ordre suivant Y.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation suivant l'axe X-X.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode translation suivant l'axe Y-Y
- Le 3<sup>ème</sup> mode est mode de torsion.

## III.5.6.1 Vérification des résultats vis-à-vis du « RPA99 modifié en 2003 [3] » :

D'après le fichier des résultats d'ETABS [45] on a :

## a) Vérification de la période :

$$T_{\text{Numérique}} \leq 1,3 \cdot T_{\text{Empirique}}$$

Tableau III.79. Vérification de la période du modèle final

Sens	$T_{\text{Empirique}}$	$T_{\text{Numérique}}$	$1,3 \cdot T_{\text{Empirique}}$	Observation
X	0.628	0.773	0.81	CV
Y	0.705	0.773	0.91	CV

## b) Vérification de l'effort sismique à la base :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3436.3373 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 3583.579 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{On a : } W = 35695.9499 \text{ kN} \Rightarrow \begin{cases} V_s^x = 4105.035 \text{ kN} \\ V_s^y = 3811.818 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,8V_s^x = 3284.027 \text{ kN} \\ 0,8V_s^y = 3049.454 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 3436.3373 \text{ kN} \geq 0,8V_s^x = 3284.027 \text{ kN} \dots \text{CV} \\ V_t^y = 3583.579 \text{ kN} \geq 0,8V_s^y = 3049.454 \text{ kN} \dots \text{CV} \end{cases}$$

## c) Déplacements inter étages de modèle final :

Tableau III.80. Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens x-x

Story	Diaphragme	Load	$\delta_{ek}$	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta k$	1%hn	Obs
STORY11	11ET	EX	0.02825	0.09887	0.0093	0.0306	CV
STORY10	10ET	EX	0.025591	0.0895	0.0098	0.0306	CV
STORY9	9ET	EX	0.02278	0.0797	0.0102	0.0306	CV
STORY8	8ET	EX	0.019852	0.0694	0.0106	0.0306	CV
STORY7	7ET	EX	0.016821	0.0588	0.0107	0.0306	CV
STORY6	6ET	EX	0.013756	0.0481	0.0104	0.0306	CV
STORY5	5ET	EX	0.010764	0.0376	0.0100	0.0306	CV
STORY4	4ET	EX	0.007881	0.0275	0.0093	0.0306	CV
STORY3	3ET	EX	0.005216	0.0182	0.0080	0.0306	CV
STORY2	2ET	EX	0.002903	0.0101	0.0065	0.0315	CV
STORY1	1ET	EX	0.001044	0.0036	0.0036	0.0340	CV

Tableau III.81. Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens y-y

Story	Diaphragme	Load	$\delta_{ek}$	$\delta_{k=R.\delta_{ek}}$	$\Delta_k$	1%hn	Obs
STORY11	11ET	EY	0.0252	0.0884	0.0077	0.0306	CV
STORY10	10ET	EY	0.0230	0.0807	0.0084	0.0306	CV
STORY9	9ET	EY	0.0206	0.0723	0.0088	0.0306	CV
STORY8	8ET	EY	0.0181	0.0634	0.0093	0.0306	CV
STORY7	7ET	EY	0.0154	0.0541	0.0095	0.0306	CV
STORY6	6ET	EY	0.0127	0.0445	0.0094	0.0306	CV
STORY5	5ET	EY	0.0100	0.0351	0.0091	0.0306	CV
STORY4	4ET	EY	0.0074	0.0259	0.0085	0.0306	CV
STORY3	3ET	EY	0.00497	0.0173	0.0075	0.0306	CV
STORY2	2ET	EY	0.0028	0.0098	0.0062	0.0315	CV
STORY1	1ET	EY	0.0010	0.0035	0.0035	0.0340	CV

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le “**RPA99 version 2003 [3]**”

**d) Justification vis-à-vis de l’effet P- $\Delta$  (les effets du second ordre)**

C’est le moment additionnel dû au produit de l’effort normal dans un poteau au niveau d’un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l’effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

avec :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d’exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

$V_K$  : Effort tranchant d’étage au niveau ‘K’

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau ‘K’ par rapport au niveau ‘K-1’.

$h_k$  : Hauteur d’étage ‘k’ comme indique-la figure.

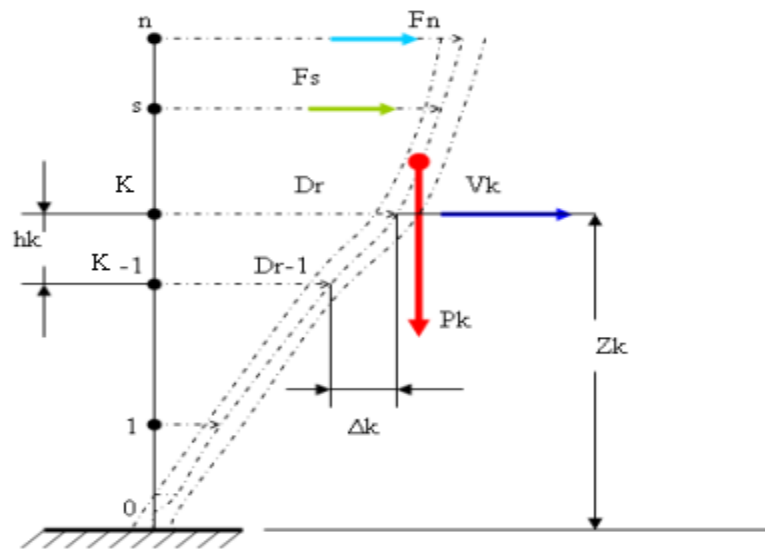


Figure III.24. Evaluation des effets du second ordre.

Tableau III.82. Vérification l'effet P-Δ du modèle final Sens x-x

Story	Diaphragme	P	Δ	V	H	θ	≤0.1
STORY11	11ET	3336.7621	0.0093	655.8253	3.06	0.0154	CV
STORY10	10ET	4537.9684	0.0098	1292.5847	3.06	0.0112	CV
STORY9	9ET	4553.3807	0.0102	1772.5524	3.06	0.0086	CV
STORY8	8ET	4587.8057	0.0106	2157.3132	3.06	0.0073	CV
STORY7	7ET	4587.8057	0.0107	2476.1739	3.06	0.0064	CV
STORY6	6ET	4620.277	0.0104	2761.2995	3.06	0.0057	CV
STORY5	5ET	4659.292	0.0100	3025.3276	3.06	0.0050	CV
STORY4	4ET	4659.292	0.0093	3275.249	3.06	0.0043	CV
STORY3	3ET	4708.3848	0.0080	3486.9478	3.06	0.0035	CV
STORY2	2ET	4759.3554	0.0065	3670.1364	3.15	0.0026	CV
STORY1	1ET	4975.6949	0.0036	3794.0297	3.40	0.001	CV

Tableau III.83.Vérification l'effet P- $\Delta$  du modèle final Sens y-y

Story	Diaphragme	P	$\Delta$	V	H	$\theta$	$\leq 0.1$
STORY11	11ET	3336.7621	0.0077	657.6416	3.06	0.0127	CV
STORY10	10ET	4537.9684	0.0084	1324.0456	3.06	0.0094	CV
STORY9	9ET	4553.3807	0.0088	1826.5301	3.06	0.0072	CV
STORY8	8ET	4587.8057	0.0093	2244.9382	3.06	0.0062	CV
STORY7	7ET	4587.8057	0.0095	2592.4064	3.06	0.0055	CV
STORY6	6ET	4620.277	0.0094	2894.4296	3.06	0.0049	CV
STORY5	5ET	4659.292	0.0091	3178.3164	3.06	0.0043	CV
STORY4	4ET	4659.292	0.0085	3427.3028	3.06	0.0038	CV
STORY3	3ET	4708.3848	0.0075	3642.071	3.06	0.0031	CV
STORY2	2ET	4759.3554	0.0062	3829.6081	3.15	0.0024	CV
STORY1	1ET	4975.6949	0.0035	3938.1709	3.40	0.0013	CV

### III.5.7 Conclusion :

On peut passer jusqu'à 35% des ouvertures suivant X et Y.

D'après les résultats de l'étude effectuée dans cette partie, nous avons pu déterminer que le pourcentage d'ouverture de 35% dans les voiles de cisaillement est optimal. En effet, toutes les structures étudiées respectent les conditions recommandées par le RPA. Cependant, nous avons également constaté qu'il n'est pas possible de dépasser ce seuil de 35%, car cela entraînerait une réduction de la longueur des voiles de chaque côté de l'ouverture, en dessous de l'exigence minimale du RPA qui est de la longueur équivalente à quatre fois l'épaisseur du voile (80 cm). Ainsi, il est préférable de maintenir le pourcentage d'ouverture à 35% pour assurer la conformité structurelle aux normes du RPA[3].

On a fait des essais pour dépassés la seuil de 35% mais les résultats obtenus dépassé ou bien ne sont pas satisfaits avec les recommandation de RPA[3].Donc on arrêtés au 35 pourcent ,ce pourcentage restarta l'optimale dans notre projet.

### III.6 Etude des fondations

#### III.6.1 Introduction

La fondation est l'élément par le biais duquel les charges de la superstructure sont transmises au sol. Son dimensionnement nécessite la connaissance des caractéristiques du sol en plus des sollicitations dans les éléments résistants à la base du bâtiment.

Il existe plusieurs types de fondations. La sélection se fait selon la capacité portante du sol, les Charges à transmettre au sol, la distance entre les différentes fondations et l'économie du Projet.

#### III.6.2 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 supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et 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 et pieux).

#### III.6.3 Ferrailage de longrine

D'après RPA99 /modifié 2003 [3], les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

##### a) Dimensionnement

Pour les sites de catégories  $S_2, S_3$  on doit disposer des longrines de  $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ .

On prend  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Les longrines doivent être calculées sous un effort de traction donné par la formule suivante :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20kN$$

Avec :

$N$  : La valeur maximale des charges verticales.

$\alpha$  : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site (Pour une zone III et sites de catégories  $S_2 \alpha=12 \dots$  [RPA99 V2003])

$$N = 3185.1814 \text{ KN}$$

$$F = \frac{3185.1814}{12} = 265.432 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

**b) Calcul de ferrailage**

La section d'armatures est donnée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{F}{A_s} \Rightarrow A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{265.432}{348} = 7.62 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 30^2 \cdot \frac{2.1}{400} = 4.725 \text{ cm}^2$$

• Condition exigée par RPA99 (version 2003) page 80 [3]:

$$A_{\min} = 0,6\% \cdot b \cdot h = 0.006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_s = 6\text{T}14 = 9.24 \text{ cm}^2$

**c) Vérifications a l'ELS**

On doit vérifier la relation suivante :

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma}_s = \zeta = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\} \dots \dots \dots \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \{ 266.67 \text{ MPa}, \max(200 \text{ MPa}; 201.63 \text{ MPa}) \}$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$F = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{2332.9663}{12} = 194.41 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s} = \frac{194.41}{201,63} = 9.7 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures calculées à l'ELU ne sont pas convenables.

On prend :  $A_s = 6\text{T}16 = 12.06 \text{ cm}^2$

**d) Armatures transversales**

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par RPA99/Version 2003[3] par :

$$S_t = \min(20 \text{ cm}; 15\phi_1)$$

On prend :  $\phi = 8 \text{ mm}$   
 $\phi_1 = 16 \text{ mm}$

$$S_t \leq \min(20, 15 \times 1.6) \text{ cm} = 20 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

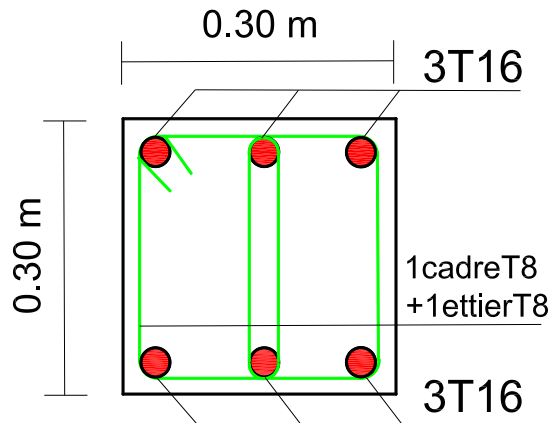


Figure III.25. Ferrailage longrine.

### III.6.4 Etude préliminaire du choix de type de semelle :

➤ Vu que on a pas un rapport du sol, nous supposons une contrainte admissible de 2 bars.

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

$$\mathbf{G+Q\pm E}$$

$$\mathbf{0,8G\pm E}$$

Outres ces combinaisons le **CBA 93[42]** (Article B 9.2) préconise cette combinaison :

$$\mathbf{1.35G+1.5Q_B}$$

#### III.6.4.1 Semelle isolée

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport entre les dimensions des poteaux (a et b) égal le rapport des semelles isolées (A et B):

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : a = b donc A = B  $\Rightarrow$  S = A<sup>2</sup>

Avec : S = surface de la semelle.

On détermine la longueur et la largeur de la semelle à partir de la condition de résistance :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{A^2} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

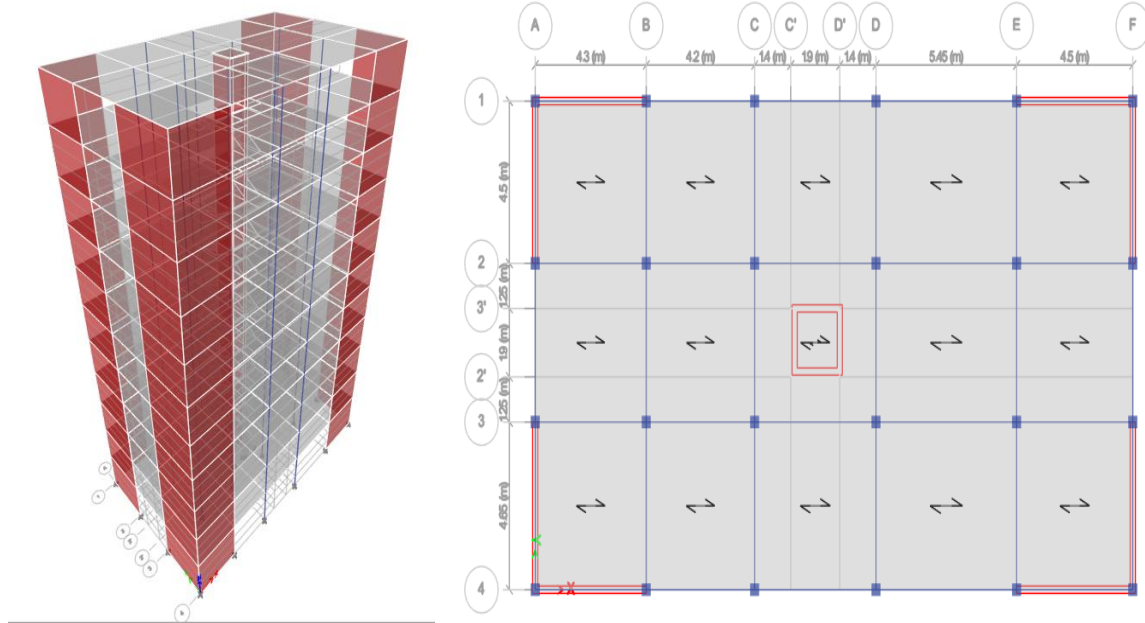


Figure III.26 Représente les semelles considérer

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.84. Effort normal appliqué sur les fondations.

Point	N (kN)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )	Point	N (kN)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )
C 1	2127.2552	3.26	3.3	C 13	1626.9226	2.85	2.90
C 2	1347.2507	2.59	2.6	C 14	1548.7665	2.78	2.80
C 3	1201.5353	2.45	2.5	C 15	1407.9176	2.65	2.70
C 4	1354.236	2.60	2.6	C 16	1850.7566	3.04	3.10
C 5	1408.7362	2.65	2.70	C 17	1463.1633	2.70	2.70
C 6	2261.1245	3.36	3.40	C 18	2201.5611	3.31	3.35
C 7	1392.8009	2.63	2.65	C 19	1393.7429	2.63	2.65
C 8	1596.9341	2.82	2.85	C 20	1233.2108	2.48	2.50
C 9	1552.1207	2.78	2.80	C 21	1372.0148	2.61	2.65
C 10	1568.4835	2.80	2.80	C 22	1449.8027	2.69	2.70
C 11	1825.2829	3.02	3.1	C 23	2332.9663	3.41	3.45
C 12	1467.0481	2.70	2.70	C 24	1626.9226	2.85	2.85

**Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :**

Il faut vérifier que :

$$1.5 \times B \leq L_{\min}$$

Tel que :  $L_{\min}$  (valeur entre axe minimum entre deux poteaux)

$$L_{\min} = 4.20\text{m et, } A = 3.45 \text{ m}$$

Alors :

$$1,5 \times 3.45 = 5.20 \text{ m} > L_{\min} = 4.20\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

**Conclusion :**

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

**III.6.4.2 Semelles filantes :**

On doit d'abord déterminer la largeur de la semelle.

La surface totale des semelles est donné par :  $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$  Tel que :

$N$  : effort normal prévenant de l'axe ou la file considéré ( $N_{\text{poteaux}} + N_{\text{voiles}}$ ).

$S$  : section de la semelle ( $S = B \cdot L$ ).

$B$  : largeur de la semelle.

$L$  : longueur de la file considérée.

$$\text{Donc : } B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit

**Tableau III.85.** Sections des semelles filantes.

Sens	Axe	N (KN)	L (m)	B (m)	Bchoisie (m)
<b>X-X</b>	A	8797.85	23.15	1.91	2
	B	4352.53	23.15	0.94	1
	C	5535.64	23.15	1.22	1.3
	D	5702.66	23.15	1.29	1.3
	E	4804.50	23.15	1.04	1.1
	F	8565.60	23.15	1.87	1.9
<b>Y-Y</b>	1	8007.90	13.55	2.96	3
	2	4602.23	13.55	1.69	1.7
	3	7532.88	13.55	2.78	2.8
	4	8228.87	13.55	3.04	3.1

Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier la relation suivante :

$$2.5 \times B \leq L_{\min}$$

Avec :  $L_{\min}$  représente la longueur minimale entre axe de deux poteaux.

- Sens X-X : ( $L_{\min} = 4.20\text{m}$ )

$$2,5 \times B = 2,5 \times 2 = 5 \text{ m} > L_{\min} = 4.20 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

- Sens Y-Y : ( $L_{\min} = 4.40 \text{ m}$ )

$$2.5 \times B = 2.5 \times 3.1 = 7.75 \text{ m} > L_{\min} = 4.40 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

### Conclusion

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc qu'il y'a un chevauchement des semelles. La conception de semelles filantes ne devient plus possible, le choix de la conception radier s'impose.

### III.6.4.3 Radier générale

#### III.6.4.3.1 Introduction

Le radier sera muni des nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus ( nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

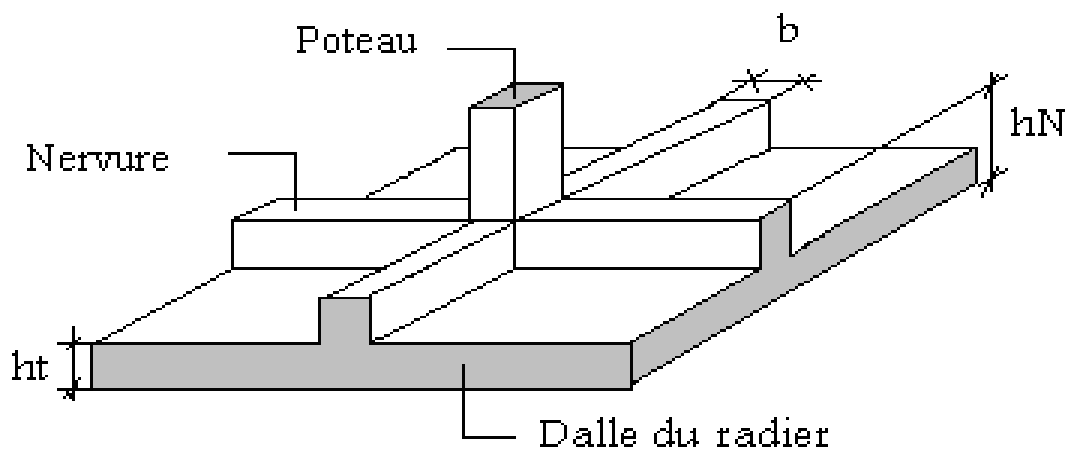


Figure III.27. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

### III.6.4.3.2 Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que :  $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 42203.83 \text{KN} \\ \sigma_{sol} = 2 \text{bars} \end{cases}$$

Donc :

$$S_{\text{nécessaire}} = 211.02 \text{ m}^2 < S_b = 334.20 \text{ m}^2$$

$S_b$  : La surface du bâtiment

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment  $334.20 \text{ m}^2$  donc on opte pour un débord 1 m dans deux cotés.

La surface totale du radier est **422.13 m<sup>2</sup>**.

### III.6.4.3.3 Pré dimensionnement de radier

#### 1- Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

##### a. Condition forfaitaire :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

$L_{\max}$  = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5.45 \text{ m} \Rightarrow h \geq 27 \text{ cm}$$

Alors

On prend :  $h=30$  cm pour l'épaisseur de la dalle

#### 2- Nervure

1. Largeur de la nervure

##### a) Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{545}{10} = 54.5 \text{ cm}$$

Donc

$b = 60$  cm dans les deux sens (x-x et y-y)

2. La hauteur de nervure

##### b) Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a  $L_{\max} = 5.45$  m

$$\Rightarrow 36.33 \text{ cm} < h_{n1} < 54.5 \text{ cm} \quad \text{On prend } h_{n1} = 50 \text{ cm}$$

**c) Condition de rigidité**

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{b * K}}$$

Avec

Le : longueur élastique (m);

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm<sup>3</sup> (cas d'un sol moyen);

- K=0,5[kg/cm<sup>3</sup>]. ..... pour un très mauvais sol.
- K=4 [kg/cm<sup>3</sup>] ..... pour un sol de densité moyenne.
- K=12[kg/cm<sup>3</sup>]. ..... pour un très bon sol.

E : module d'élasticité du béton : E = 3.216 \* 10<sup>4</sup> MPa

b : largeur de radier par bande d'un mètre (b=1m).

I: Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

L : distance maximale entre deux poteaux : 5.30 m

$$\text{donc } h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left( \frac{2L}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 85,30 \text{ cm}$$

On prend : h<sub>N2</sub>=90 cm

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max (h_{N1} ; h_{N2}) = \text{Max}(0.50 ; 0.90) \text{ m}^2.$$

On prend : h= 0.90 m.

**Conclusion**

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

$$b = 60 \text{ cm dans le sens } x-x$$

$$b = 60 \text{ cm dans le sens } y-y$$

**Résumé**

- Épaisseur de la dalle du radier h = 30 cm
- Les dimensions de la nervure  $\begin{cases} h_N = 90 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm sens } (x-x) \text{ et } b = 60 \text{ cm sens } (y-y) \end{cases}$

**III.6.4.3.4 Les vérifications nécessaires :****a- Vérification au poinçonnement :**

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

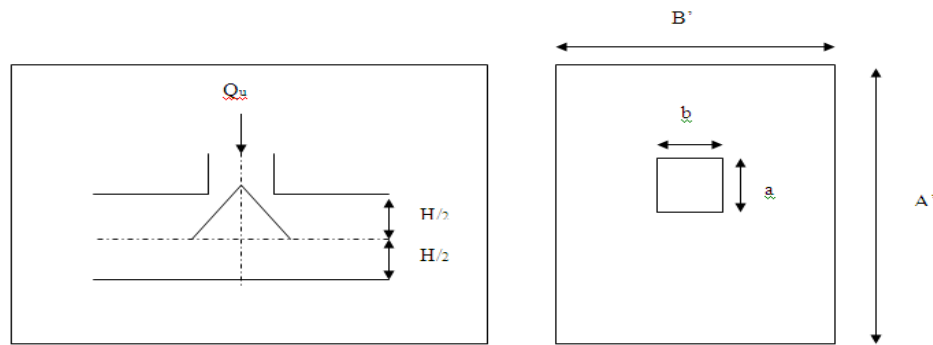


Figure III.28. Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

On doit vérifier la condition suivante [RPA.V.2003].

$$N_u \leq q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : Effort normal du poteau le plus sollicité ( $N_u=3086.71$  kN)

$U_c$ : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$a, b$ : Dimensions du poteau du RDC ( $55 \times 55$ )cm<sup>2</sup>.

$Q_c$  : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

$h$  : hauteur de radier

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$U_c = 2 [(55 + 55) + 2 \times 90] = 580 \text{ cm}$$

$$Q_u = 0.045 \times 5800 \times 900 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 3915 \text{ kN.}$$

$N_u = 3086.71$  kN <  $Q_u = 3915$  kN .....la condition est vérifiée.

**b- Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement par combinaison (0.8G+E) :**

On doit vérifier que [RPA.V.2003] :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

➤ **Suivant X-X :**

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{70468.88}{60636.38} = 1.16 \text{ m} < \frac{23.15}{4} = 5.79 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

➤ **Suivant Y-Y :**

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{41204.13}{60636.38} = 0.68 \text{ m} < \frac{13.55}{4} = 3.39 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

**c- Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que : (Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1[42]).....[ RPA.V.2003[3]]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa} \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

b = 1m (une bande de 1m de longueur).

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{57798.13}{422.13} \times \frac{5.45}{2} \times 1 = 373.12 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{373.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 0,9} = 0.46 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

**III.6.4.3.5 Caractéristiques géométriques du radier :****a- Position du centre de gravité :**

$$x_G = 11.575 \text{ m}$$

$$y_G = 6.775 \text{ m}$$

**b- Moments d'inertie :**

$$I_{xx} = 68681.34 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 120898.72 \text{ m}^4$$

**III.6.4.3.6 Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par [RPA.V.2003] :

$$\text{A l'ELS : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{42203.82}{422.13} = 100 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 100 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**A l'ELU :**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1 ; \sigma_2$ )

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} X_G$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} Y_G$$

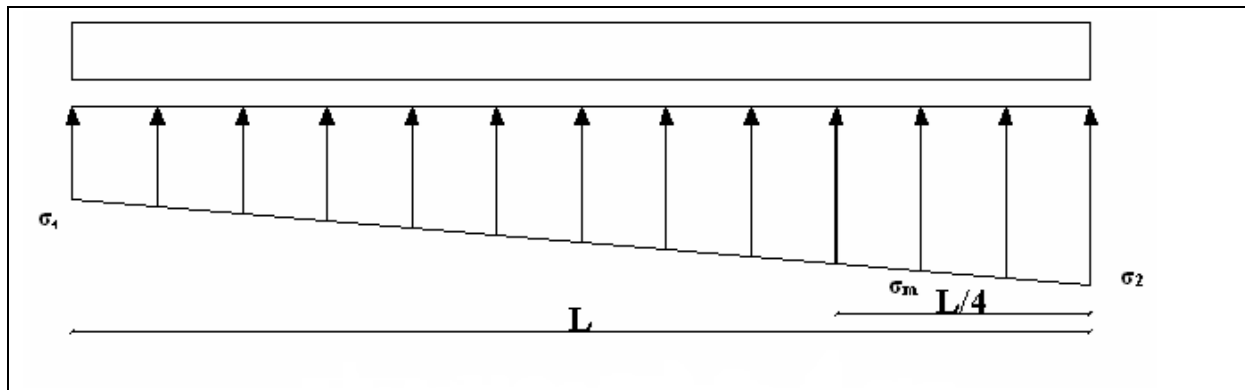


Figure III.29. Contraintes sous le radier

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.

$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$  Reste toujours inférieur à  $1,33\sigma_{sol}$

a) l'ELU :

$N_u = 1,35G + 1,5Q = 48982,19 \text{ kN}$

M est le moment de renversement.

$M_x = 68121,35 \text{ kN.m.}$

$M_y = 35633,05 \text{ kN.m.}$

$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats :

Tableau III.86. Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	130.97	117.93	127.71
<b>Sens y-y</b>	127.96	120.94	126.20
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

b) l'ELS :

$N_{ser} = 42203,83 \text{ kN}$  ;  $S = 422,13 \text{ m}^2$

$M_x = 44468,59 \text{ kN.m.}$

$M_y = 25998,85 \text{ kN.m.}$

M est le moment de renversement.

$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

Tableau III.87. Vérification des contraintes à l'ELS

	$\sigma_1(Kn/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (kN/m^2)$
<b>Sens x-x</b>	104.24	95.72	<b>102.11</b>
<b>Sens y-y</b>	102.54	97.42	<b>101.26</b>
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens ('xx'\_'yy') donc pas de risque de soulèvement

### III.6.4.3.7 Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes :

**ELU :**

$$\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 127.71 \text{ kN/m}^2$$

**ELS :**

$$\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 102.11 \text{ kN/m}^2$$

### III.6.4.4 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

#### a) Ferrailage de la dalle du radier CBA93 annexe F :

##### a .1 Détermination des efforts :

- Si  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de

la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

##### ➤ Panneau de rive

- Moment en travée :  $M_{tx} = 0,85 M_x$

$$M_{ty} = 0,85 M_y$$

- Moment sur appuis :  $M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x$  (appui de rive).

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \quad (\text{autre appui}).$$

➤ **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée :  $M_{tx}=0,75M_x$   
 $M_{ty}=0,75M_y$
- Moment sur appuis :  $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$
- Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens
- Moment en travée :  $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis :  $M_a=0,5M_0$  Avec:  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

**a .2 Valeur de la pression sous radier :**

**ELU :**

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 127.71 \text{ kN / m}$$

**ELS :**

**a .3 Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU (v=0) :**

On a le rapport des panneaux  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 = 0,4 < \frac{4,3}{4,55} = 0,95 < 1,00 \Rightarrow$  la dalle

travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.88.** Calcul des moments à l'ELU

Panneau le plus sollicité	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_y/L_x$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
	5.45	4.7	0.86	0.0496	0.71	127.71	188.15	141.11	133.58	100.18	94.07

**a.4 Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2)**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.89.** Calcul des moments à l'ELS

Panneau le plus sollicité	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_y/L_x$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_{ser}$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
	5.45	4.7	0.86	0.056	0.79	102.11	169.84	127.38	134.17	100.62	84.91

**a .5 Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple(organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $h=30\text{cm}$   
 $d=0,9h=27\text{ cm}$

**Tableau III.90.** Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.

	Sens	$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	x-x	141.11	0.13	0.17	25.16	16.11	6T16 +4T14	18.18	15
	y-y	100.18	0.09	0.11	25.81	11.44	6T14	12.06	15
Appui	x-x	94.07	0.09	0.11	25.81	10.47	6T14	12.06	20
	y-y								

**Espacement :**

$$Esp \leq \text{Min}(3h;33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(90\text{cm};33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

**Sens x-x :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

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

**Sens y-y :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

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

**a .6 Vérifications nécessaires :****a.6.1-Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26\text{cm}^2 < 12.06\text{cm}^2$$

## a.6.2- Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau III.91. Vérification 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	127.38	18.18	11.04	15	295.11	201.63	Non Vérifié
	y-y	100.62	12.06	10.07	15	343.97	201.63	Non Vérifié
Appuis	x-x	84.91	12.06	8.49	15	290.27	201.63	Non Vérifié
	y-y							

## Remarque :

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas vérifiée donc on doit augmenter les sections de ferraillements.

Tableau III.92.vérification des contraintes

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (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	127.38	8T20 +2T16	29.14	9.51	15	189.42	201,63	Vérifié
	y-y	100.62	8T20	25.12	6.00	15	131.51	201,63	Vérifié
Appuis	x-x	84.91	8T20	25.12	5.07	15	110.97	201,63	Vérifié
	y-y								

## b) Ferrailage des nervures :

## b .1 Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire(BAEL91 modifier 99).....[41]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée :M<sub>t</sub>=0,85M<sub>0</sub>

Sur appuis :M<sub>a</sub>=0,50M<sub>0</sub>

## b.2 Calcul des armatures :

b=60cm ; h=90cm ; d=81cm

L=5.45m; P=127.71 kN/ml ; M<sub>0</sub> =474.16KN.m

f<sub>c28</sub>=25MPa ; f<sub>t28</sub>=2,1MPa ; σ<sub>bc</sub>=14.20MPa ; f<sub>e</sub>=400MPa ; σ<sub>s</sub>=348MPa

Tableau III.93. Ferrailage des nervures suivant x-x et y-y

	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	403.036	0,07	0.09	79.04	14.65	8T16	<b>16.08</b>
<b>Appuis</b>	237.08	0.04	0.05	80.36	8.47	4T16+2T14	<b>11.1</b>

**b.3. Vérifications nécessaires :****b.3.1 Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.22 \text{ cm}^2 < 11.1 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**b.3.2 Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau.III.94 vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
<b>Travée</b>	x-x	322.24	16.08	6.54	15	268.39	201.63	<b>Non Vérifié</b>
	y-y	322.24	16.08	6.54	15	268.39	201.63	<b>Non Vérifié</b>
<b>Appuis</b>	x-x	189.55	11.1	4.44	15	225.44	201.63	<b>Non Vérifié</b>
	y-y							

**Remarque :**

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas vérifiée donc on doit augmenter les sections de ferrailages.

Tableau III.95.vérification des contraintes

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
<b>Travée</b>	x-x	322.24	8T20	25.12	5.66	15	177.56	201.63	<b>Vérifié</b>
	y-y	322.24	8T20	25.12	5.66	15	177.56	201.63	<b>Vérifié</b>
<b>Appuis</b>	x-x y-y	189.55	8T16	16.08	3.84	15	157.87	201.63	<b>Vérifié</b>

**b.3.3 Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \dots\dots [3]$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{127.71 \times 5.45}{2} = 348.01\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{348.01 \times 10^3}{600 \times 810} = 0.71\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots \text{Vérifier}$$

**b.3.4 Armatures transversales**

- \*  $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \dots\dots [3]$
- \*  $S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$
- \*  $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$
- \*  $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \quad \text{Article 7.5.2.2} \dots\dots [\text{RPA}]$
- \*  $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30\text{cm}\right) = 24\text{cm} \dots\dots \text{Zone nodale}$
- \*  $S_t \leq \frac{h}{2} = 40\text{cm} \dots\dots \text{Zone courante}$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 2.00\text{cm} \quad \text{et} \quad \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi \text{ max} = 6.67\text{mm}$$

$f_c=400\text{MPa} ; \tau_u=0.71 \text{ Mpa} ; f_{t28}=2,1\text{Mpa} ; b=60\text{cm} ; d=81\text{cm}$

On trouve :

**Tableau III.96.** Espacement des armatures transversales

	Section [cm <sup>2</sup> ]	Zone	S <sub>t</sub> RPA99 [cm]	S <sub>t</sub> BAEL91 [cm]	S <sub>t</sub> choisit [cm]
<b>Nervure Sens x-x</b>	60 × 90	Courante	40	40	<b>25</b>
		Nodale	24		<b>15</b>
<b>Nervure Sens y-y</b>	60 × 90	Courante	40	40	<b>25</b>
		Nodale	24		<b>15</b>

Tableau III.97. Choix des armatures transversales

	Section [cm <sup>2</sup> ]	Zone	S <sub>t</sub> [cm]	Ø <sub>t</sub>	A <sub>t</sub> calculée [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>t</sub> choisit [cm <sup>2</sup> ]	Choix des barres
Nervure Sens x-x	60 × 90	Courante	25	10	4.13	4.71	6T10
		Nodale	15		2.48		
Nervure Sens y-y	60 × 90	Courante	25	10	4.13	4.71	6T10
		Nodale	15		2.48		

**b.3.5 Justification des armatures transversales**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \min \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 MPa \right\} = 0.35 MPa$$

- Zone courante 1,26 MPa > 0,40 MPa ..... Vérifié.
- Zone nodale 2.09 MPa > 0,40 MPa ..... Vérifié.

**c) Armature de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l’absence de ces armatures d’avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses.

Pour les bâtiments courant on a 3cm<sup>2</sup>pour chaque mètre pour les armatures de peau

On prend 4T12=4.52cm<sup>2</sup>

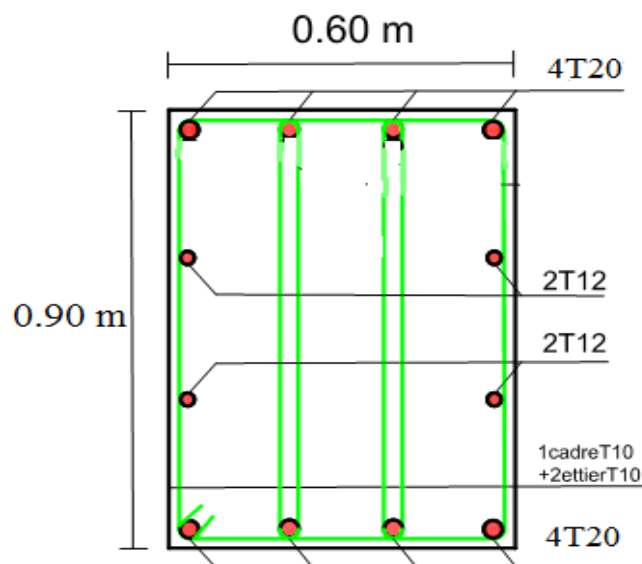


Figure III.30. Ferrailage des nervures en travée sens x-x et y-y

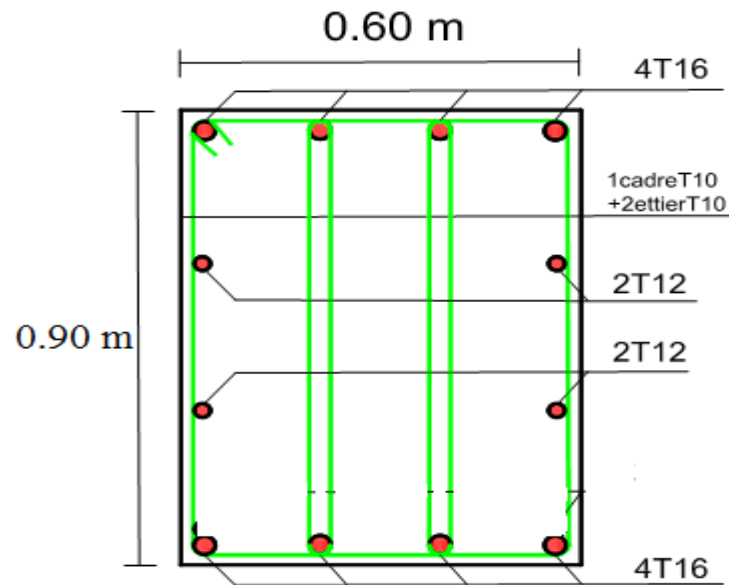


Figure III.31. Ferrailage des nervures en appui sens x-x et y-y

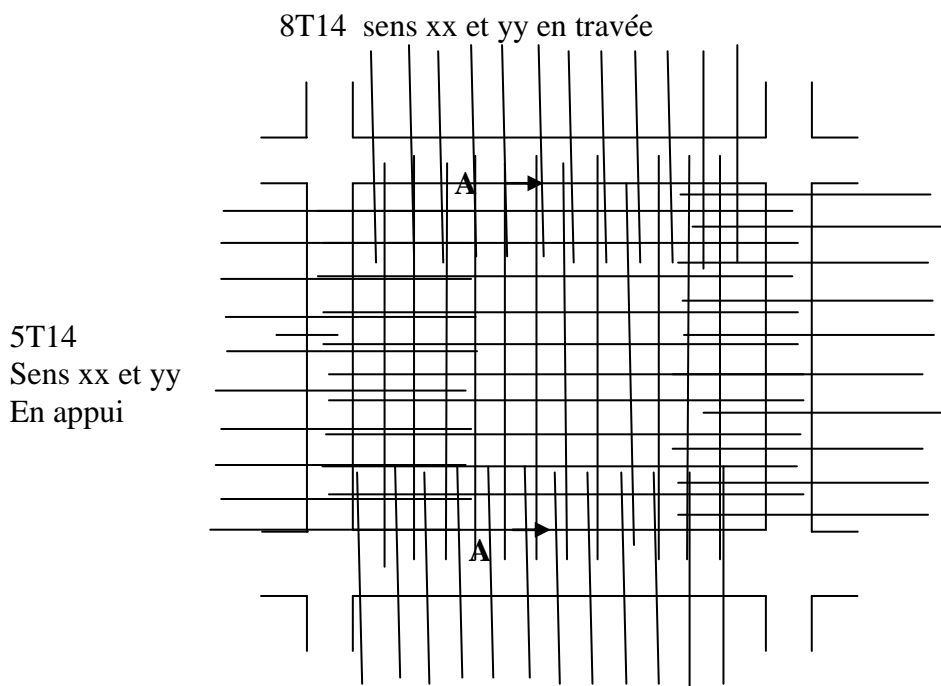


Figure III.32. Ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y

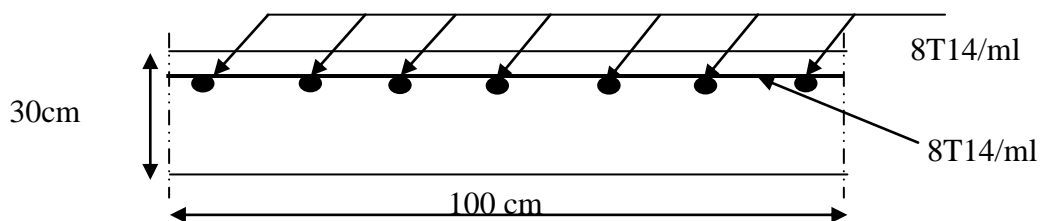


Figure III.33. Coupe A-A ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y

### III.6.5 Voile périphérique :

Selon le règlement RPA.V.2003[41] les ossatures au-dessous du niveau de base formées de poteaux courts qui doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.

#### III.6.5.1 Dimensionnement et ferrailage du voile :

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

Epaisseur  $\geq 15\text{cm}$

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

On prend  $e = 20\text{cm}$  (L'épaisseur du voile périphérique)

Le calcul de ferrailage sera fait pour une bande de 1m.

#### III.6.5.2 Armatures verticales :

$$A_v = 0,1 \times \frac{e \times b}{100} = 0,1 \times \frac{20 \times 100}{100} = 2\text{cm}^2$$

$$A_v = 5T10 / ml \quad \text{On prend :}$$

$$\text{L'espacement :} \quad e = 25 \text{ cm}$$

#### III.6.5.3 Armatures horizontales :

$$A_h = 0,1 \times \frac{e \times h}{100} = 0,1 \times \frac{20 \times 100}{100} = 2\text{cm}^2$$

$$A_h = 5T10 / ml \quad \text{On prend :}$$

$$\text{L'espacement :} \quad e = 25 \text{ cm}$$

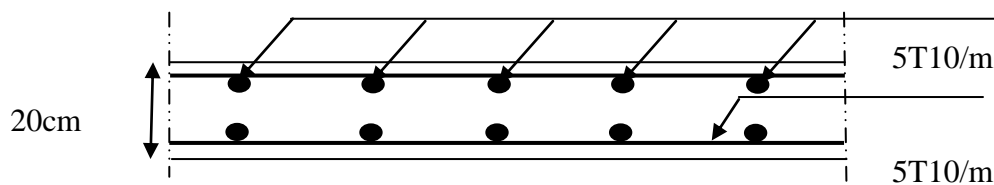


Figure III.34. Coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique

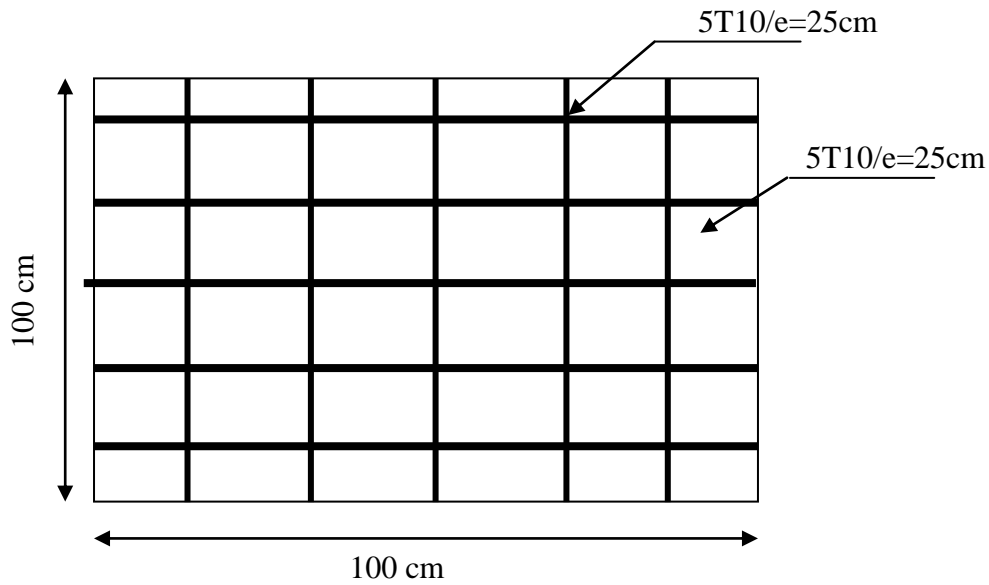


Figure III.35. Ferrailage du voile périphérique

**III.6.6 Ferrailage des débords :**

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L=0,5m$ , le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

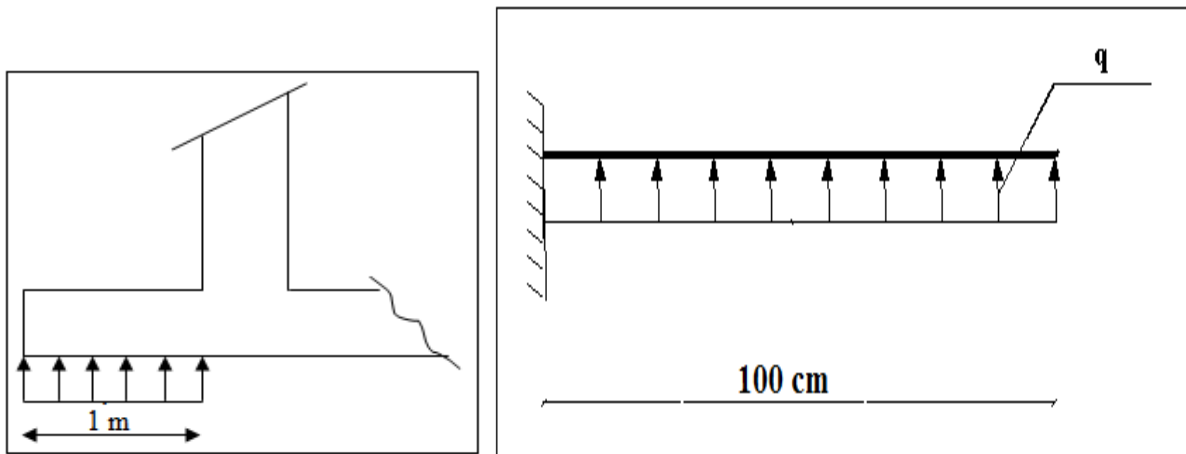


Figure III.36. représentation du débord du radier.

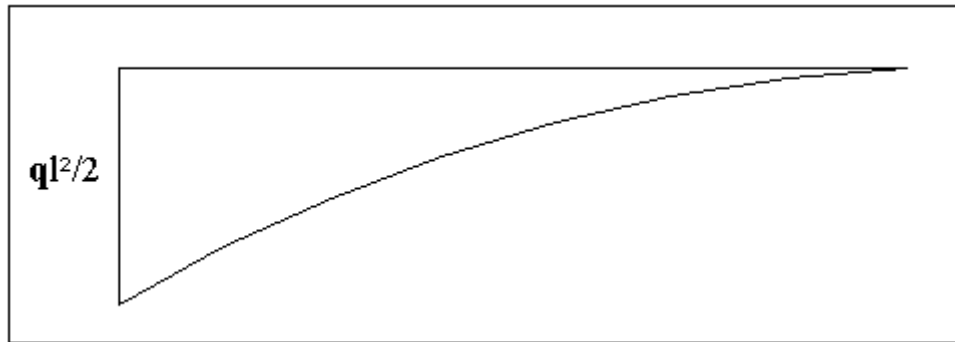


Figure III.37. Diagramme des moments.

**III.6.6.1 Calcul de ferrailage :**

$q_u=127.71\text{kN/ml}$ ,  $b=100\text{ cm}$ ,  $h=30\text{cm}$ ,  $d=27\text{cm}$ ,  $f_{c28}=25\text{MPa}$ ,  $\sigma_{bc}=14.20\text{MPa}$ .

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 63.85\text{kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348\text{MPa}$$

Tableau III.98. Ferrailage de panneau débord.

$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
63.85	0,06	0,07	26.24	6.96	5T14	7,7	20

$$A_s^{\text{min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26\text{cm}^2 < 7.7\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

**Armature de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = 1.93\text{cm}^2$$

On adopte 4T12=4.52cm<sup>2</sup>,  $S_t=25\text{cm}$

**III.6.6.2 Vérification des contraintes à l'ELS :**

$q_{ser}=66.2\text{kN/ml}$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 51.05\text{kN.m}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.99. Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
51.05	7.7	6.83	53642.99	6.49	15	235.41	201,63	Non OK

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas vérifiée donc on doit augmenter les sections de ferrailages.

Tableau III.100. Vérifications des contraintes.

M <sub>ser</sub> (kNm)	choix	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
51.05	6T16	12.06	8.23	53642.99	6.49	15	174.51	201,63	OK

III.6.6.3 Vérification de la flèche :

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

CBA article B.5.6

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.6 \geq 0.062 \quad \text{vérifiée} \\ 0.0029 \leq 0.0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0.6 \geq 0.1 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche.

Effort tranchant :

On doit vérifier que : τ<sub>u</sub> ≤ τ̄<sub>u</sub>

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 2.5MPa$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{95.23 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.35MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$


La vérification au cisaillement est vérifiée donc les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.



# **Chapitre IV**

Comportement sismique des  
voiles en forme L avec  
des ouvertures



**IV.1. Introduction**

Dans cette partie, l'analyse des résultats est cruciale pour déterminer l'effet des ouvertures dans les voiles de cisaillement de forme L sur le comportement global de la structure. Dans cette optique, nous comparons les forces de cisaillement, les déplacements latéraux, les déplacements inter-étages ainsi que les contraintes maximales dans les murs de cisaillement pour les modèles présentant différentes configurations d'ouvertures. Cette comparaison nous permettra de mieux appréhender l'influence des ouvertures sur ces paramètres clés et de tirer des conclusions significatives.

Les comparaisons permettent de déterminer l'effet des ouvertures sur la résistance et la rigidité de la structure, ainsi que sur sa capacité à résister aux charges latérales induites par les séismes. En examinant ces paramètres, on peut également obtenir des informations sur les performances sismiques de la structure, notamment en termes de déformabilité et de stabilité. Cette analyse comparative nous permettra donc de déterminer si l'inclusion d'ouvertures dans les voiles de cisaillement peut contribuer à améliorer la performance sismique de la structure ou si cela peut avoir des effets négatifs sur sa résistance globale. Il est important de souligner que cette étude a été menée sur une structure qui présente à la fois une configuration régulière sur le plan et en élévation. Cette structure comprend des voiles de cisaillement qui sont équipés d'ouvertures verticales.

**IV.2. Déplacements des étages**

Les résultats indiquent que le bâtiment sans voiles de cisaillement présente un plus grand déplacement par rapport aux autres modèles. Les voiles de cisaillement avec ouverture subissent des déplacements plus importants que les murs de cisaillement sans ouverture. Un voile de cisaillement sans ouverture montre une meilleure performance par rapport aux voiles de cisaillement avec des ouvertures.

Les Tableaux IV.1 et IV.2 ainsi que les Figures IV.1 et IV.2 illustrent les déplacements maximaux observés dans les cas étudiés. Au dernier étage, les résultats indiquent qu'un bâtiment sans voile de cisaillement présente un déplacement d'environ 65,615mm par rapport à un bâtiment avec des voiles de cisaillement, qui lui affiche un déplacement de 24,230mm, soit une réduction de 63% dans la direction X. On remarque également que le déplacement du dernier étage avec 15% d'ouverture est d'environ 24,401mm, ce qui représente une augmentation d'environ 0.8% par rapport au bâtiment avec des voiles sans ouvertures. Pour

les voiles avec 35% d'ouverture, le déplacement maximal est d'environ 27,948 mm, soit une augmentation de 15%.

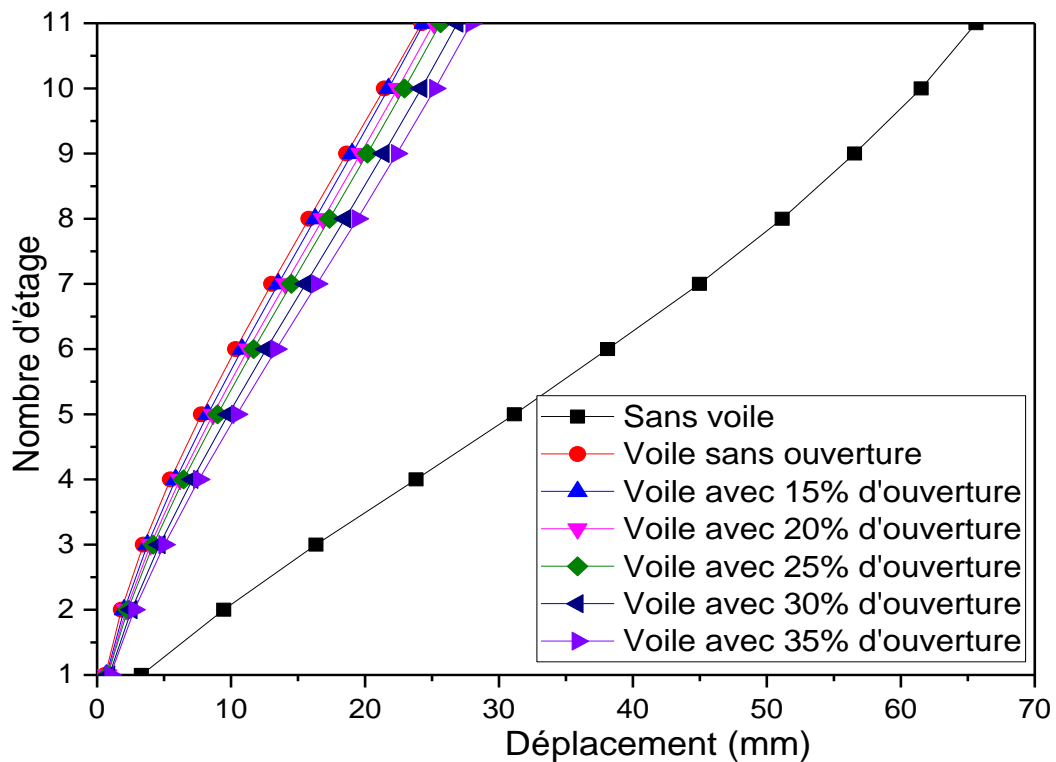
De même, dans la direction Y, au dernier étage, les résultats montrent qu'un bâtiment sans voiles de cisaillement présente un déplacement de 68,930mm, tandis qu'un bâtiment avec des voiles de cisaillement sans ouverture présente un déplacement de 21,296mm, soit une différence de 69%. Le déplacement sur le toit du bâtiment avec 15% d'ouverture est de 22,774mm, ce qui représente une augmentation d'environ 7% par rapport au bâtiment sans ouverture. Le déplacement maximal du bâtiment avec 35% d'ouverture dans les voiles est d'environ 26,140mm, soit une augmentation d'environ 23%. Il est important de souligner que les déplacements augmentent proportionnellement à l'augmentation du pourcentage d'ouvertures, et ils sont plus significatifs dans la direction Y (sens transversal). Dans l'ensemble, on peut conclure que la présence de voiles de cisaillement améliore considérablement la réponse sismique des bâtiments, quel que soit le pourcentage d'ouverture dans les voiles de cisaillement.

**Tableau IV.1.** Comparaison des déplacements des étages en direction X .

Étages	Sans Voile(mm)	Avec voile(mm)	Voile avec ouverture(mm)				
			0%	15%	20%	25%	30%
<b>11</b>	65,615	24,230	24,401	25,142	25,640	26,903	27,948
<b>10</b>	61,517	21,447	21,752	22,444	22,948	24,204	25,234
<b>9</b>	56,551	18,633	19,042	19,675	20,172	21,392	22,382
<b>8</b>	51,145	15,818	16,287	16,871	17,349	18,507	19,440
<b>7</b>	44,974	13,034	13,529	14,055	14,499	15,566	16,417
<b>6</b>	38,113	10,337	10,827	11,287	11,686	12,635	13,381
<b>5</b>	31,15	7,796	8,257	8,647	8,991	9,804	10,435
<b>4</b>	23,818	5,472	5,872	6,185	6,462	7,115	7,612
<b>3</b>	16,347	3,450	3,764	3,993	4,195	4,669	5,018
<b>2</b>	9,456	1,811	2,020	2,164	2,286	2,578	2,781
<b>1</b>	3,303	0,608	0,696	0,755	0,798	0,910	0,994

Tableau IV.2. Comparaison des déplacements des étages en direction Y .

Étages	Sans Voile(mm)	Avec voile(mm)	Voile avec ouverture(mm)				
			0%	15%	20%	25%	30%
11	68,930	21,296	22,774	23,400	24,040	25,326	26,140
10	64,630	18,963	20,429	21,019	21,659	22,942	23,755
9	59,464	16,576	17,998	18,537	19,161	20,407	21,202
8	53,842	14,161	15,490	15,993	16,586	17,767	18,528
7	47,411	11,745	12,951	13,409	13,954	15,039	15,747
6	40,268	9,379	10,434	10,841	11,324	12,284	12,919
5	33,039	7,126	8,016	8,367	8,778	9,594	10,148
4	25,401	5,043	5,749	6,034	6,363	7,009	7,472
3	17,558	3,209	3,720	3,933	4,169	4,625	4,989
2	10,274	1,706	2,021	2,159	2,299	2,561	2,819
1	3,674	0,585	0,709	0,768	0,817	0,893	1,028



FigureIV.1. Déplacement maximal des différents modèles suivant la direction X.

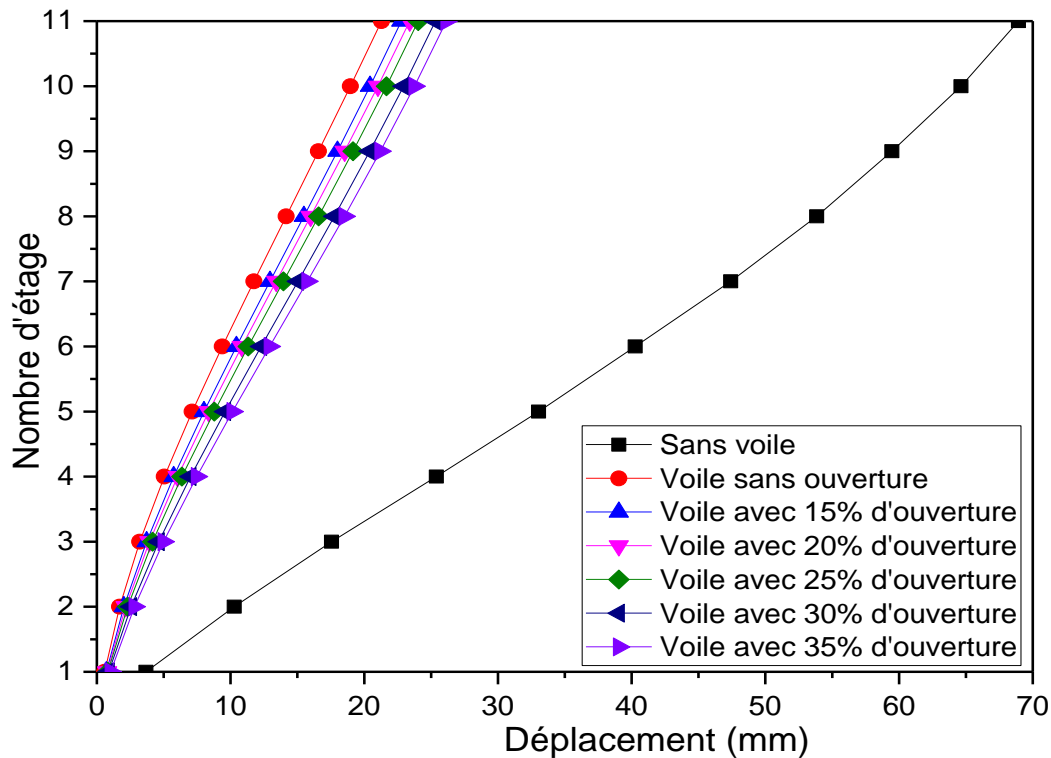


Figure IV.2. Déplacement maximal des différents modèles suivant la direction Y.

### IV.3. Forces latérales

Les forces latérales sont les plus élevées au premier étage et diminuent progressivement avec l'augmentation des étages, atteignant leur valeur minimale au dixième étage. En effet, on enregistre au premier niveau dans la direction X (sens longitudinal) les valeurs suivantes : 2582,117kN pour le modèle sans voiles de cisaillement, 4043,681kN pour le bâtiment avec voiles de cisaillement sans ouvertures, et 3749,044kN pour 15% d'ouverture dans les voiles de contreventement, comme le montrent les figures IV.3 et IV.4 ainsi que les tableaux IV.3 et IV.4. On remarque que la valeur de la force au premier étage du bâtiment sans voiles est inférieure de 36% par rapport au bâtiment avec voiles. De plus, on constate une réduction d'environ 7% de la valeur de la force latérale au premier étage dans les bâtiments dotés de voiles sans ouvertures, par rapport aux bâtiments avec 15% d'ouvertures. Cette réduction peut même atteindre 15% lorsque les voiles de cisaillement comportent 35% d'ouvertures.

Dans l'ensemble, il est évident que la présence d'ouvertures dans les voiles a un impact significatif sur les forces d'étage du bâtiment. Les ouvertures dans les voiles de cisaillement influencent le comportement global du bâtiment de manière notable. Cependant, il convient de noter que la distribution des forces latérales sur le bâtiment est fortement influencée par le

poids de celui-ci. Ainsi, les ouvertures dans les murs de cisaillement réduisent le poids et la rigidité du bâtiment, ce qui entraîne une diminution des forces latérales.

Nous observons les mêmes tendances dans la direction Y. En effet, nos résultats démontrent une réduction de 33% de la force latérale exercée sur le premier étage du bâtiment lorsqu'aucun voile de contreventement n'est présent aux quatre coins, par rapport à la configuration avec voiles. De plus, nous constatons une diminution de 4% de la force latérale lorsque le bâtiment comporte des ouvertures représentant 15% de la surface des voiles, par rapport au bâtiment sans ouvertures. Cette réduction de force augmente progressivement avec l'augmentation du pourcentage d'ouvertures, atteignant une valeur de 12,5% pour un bâtiment avec 35% d'ouverture dans les voiles de contreventement. Il est intéressant de noter que cette réduction est plus marquée dans le sens longitudinal. Ces résultats corroborent les conclusions d'autres recherches menées dans ce domaine.

**Tableau IV.3.** Comparaison des efforts de cisaillement en direction X .

Étages	Sans Voile(KN)	Avec voile(KN)	Voile avec ouverture(KN)				
			0%	15%	20%	25%	30%
<b>11</b>	607,511	916,642	841,321	819,194	802,856	782,302	760,783
<b>10</b>	984,774	1552,445	1427,800	1385,764	1355,973	1321,280	1287,034
<b>9</b>	1273,445	2030,398	1877,521	1821,116	1782,283	1740,418	1698,175
<b>8</b>	1517,980	2433,467	2244,654	2179,787	2132,958	2084,906	2036,176
<b>7</b>	1724,297	2766,619	2559,006	2486,389	2432,246	2377,850	2323,189
<b>6</b>	1911,526	3067,917	2837,844	2758,947	2698,911	2639,220	2579,307
<b>5</b>	2093,205	3338,611	3085,964	3002,966	2938,936	2876,085	2812,510
<b>4</b>	2258,042	3569,755	3306,141	3220,690	3154,228	3089,732	3023,285
<b>3</b>	2404,676	3769,270	3492,890	3405,509	3337,020	3271,264	3201,854
<b>2</b>	2524,435	3941,340	3649,625	3560,039	3489,416	3421,022	3348,157
<b>1</b>	2582,117	4043,681	3749,044	3657,300	3583,623	3511,786	3436,337

Tableau IV.4. Comparaison des efforts de cisaillement en direction Y.

Étages	Sans Voile(KN)	Avec voile(KN)	Voile avec ouverture(KN)				
			0%	15%	20%	25%	30%
11	641,140	907,644	859,706	835,923	820,501	794,855	772,044
10	1044,727	1554,339	1479,292	1433,550	1406,138	1360,209	1323,703
9	1356,619	2051,092	1961,451	1898,950	1864,179	1805,689	1758,993
8	1621,831	2471,526	2363,682	2291,532	2250,741	2182,241	2126,250
7	1845,409	2818,266	2705,671	2624,854	2578,531	2500,697	2436,660
6	2047,612	3129,615	3003,773	2916,211	2865,496	2780,334	2709,702
5	2242,566	3405,546	3269,161	3176,995	3123,311	3033,267	2958,269
4	2418,463	3637,950	3493,263	3398,256	3342,604	3249,107	3172,309
3	2573,083	3834,395	3682,450	3585,438	3528,155	3432,211	3354,860
2	2696,668	3999,355	3839,701	3740,535	3680,853	3580,223	3503,521
1	2755,323	4095,770	3928,404	3827,647	3764,805	3656,659	3583,579

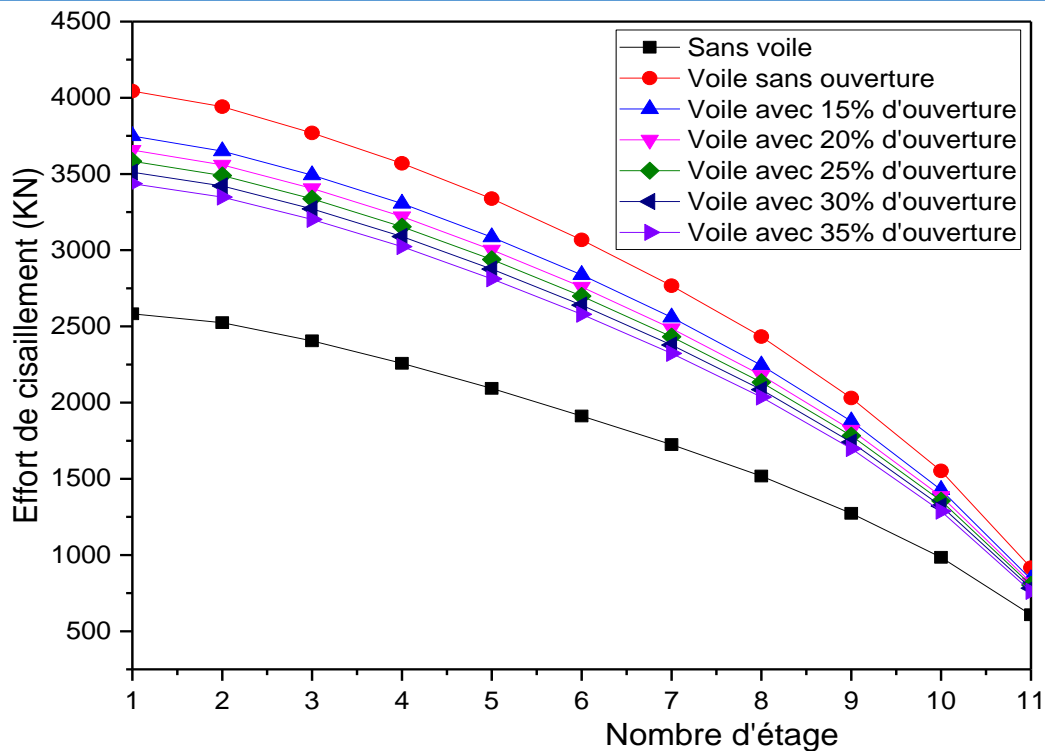


Figure IV.3. Forces latérales de différents modèles suivant la direction X.

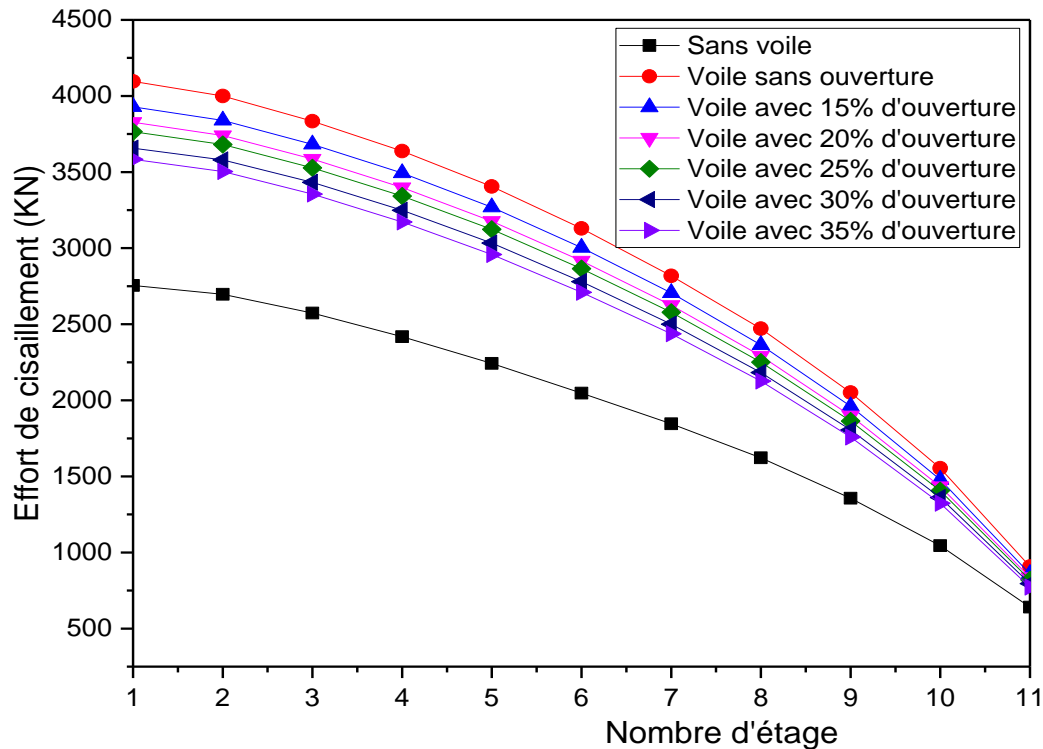


Figure IV.4. Forces latérales de différents modèles suivant la direction Y.

#### IV.4. Déplacement inter-étage

Les tableaux IV.5 et 4.6, ainsi que les figures IV.5 et IV.6, présentent les déplacements inter-étages dans les directions X et Y. Il est observé que l'augmentation du pourcentage des ouvertures entraîne une augmentation des déplacements entre les étages. Les résultats révèlent que le déplacement maximal au quatrième étage, dû à l'absence de voiles de cisaillement, est de 6,802mm dans la direction X et de 7,048mm dans la direction Y. Des observations similaires ont été rapportées par Saeed et al. dans une étude portant sur une structure de dix étages [50]. De plus, il est constaté que le déplacement maximal des étages dans les bâtiments dotés de voiles de contreventement, avec des ouvertures représentant 15% et 20%, se produit au huitième étage, avec des valeurs respectives de 2,8mm, 2,755mm et 2,811mm dans la direction X, et de 2,843mm, 2,947mm et 3,039mm pour les bâtiments ayant respectivement 25%, 30% et 35% d'ouvertures.

Dans la direction Y, les résultats révèlent que le déplacement maximal est également observé au huitième étage, avec une valeur de 2,355 mm pour le bâtiment équipé de voiles de contreventement. Cependant, les bâtiments comportant des ouvertures de 15%, 20%, 25% et 30% enregistrent un déplacement maximal au septième étage, tandis que le bâtiment avec 35% d'ouverture présente un déplacement maximal au sixième étage, atteignant 2,754 mm.

On constate que les déplacements dans la direction X sont plus importants que dans la direction Y. Néanmoins, l'augmentation du déplacement est plus significative dans la direction Y. En effet, le bâtiment avec 35% d'ouvertures dans les voiles enregistre une augmentation d'environ 9% dans la direction X et 17% dans la direction Y, par rapport aux bâtiments sans ouvertures.

Ces observations soulignent l'importance cruciale de prendre en compte les ouvertures dans les voiles de contreventement, car elles exercent une influence significative sur les déplacements inter-étages, particulièrement dans la direction Y.

Les déplacements inter-étages sont un paramètre clé à considérer lors de la conception et de l'évaluation de la performance structurale des bâtiments. Ils sont étroitement liés à la réponse sismique et aux contraintes exercées sur la structure lors d'événements sismiques ou de charges latérales. L'impact des ouvertures dans les voiles de contreventement sur les déplacements inter-étages est une considération essentielle pour garantir la sécurité et la stabilité des bâtiments. Comme nous l'avons observé, l'augmentation du pourcentage d'ouvertures dans les voiles entraîne une augmentation significative des déplacements inter-étages, en particulier dans la direction Y.

La direction Y est considérée comme la direction la plus critique en termes de stabilité et de comportement sismique des bâtiments. Par conséquent, l'influence des ouvertures dans les voiles de contreventement sur les déplacements inter-étages dans cette direction revêt une importance particulière. Une conception appropriée des voiles de contreventement, prenant en compte le pourcentage d'ouvertures est essentielle pour contrôler les déplacements et maintenir la stabilité globale de la structure.

Il convient de souligner que ces constatations ne se limitent pas aux bâtiments étudiés, mais elles peuvent également s'appliquer à d'autres structures similaires. L'incorporation judicieuse des ouvertures dans les voiles de contreventement doit être évaluée en tenant compte des considérations de sécurité, de performance structurale et de réglementations applicables.

Tableau IV.5. Comparaison des déplacements inter-étage en direction X .

Étages	Sans Voile(mm)	Avec voile(mm)	Voile avec ouverture(mm)				
			0%	15%	20%	25%	30%
11	4,466	2,772	2,663	2,719	2,719	2,754	2,778
10	5,083	2,769	2,722	2,754	2,769	2,833	2,884
9	5,437	2,800	2,755	2,811	2,837	2,922	2,991
8	6,031	2,750	2,738	2,803	2,843	2,947	3,039
7	6,514	2,637	2,653	2,723	2,773	2,894	3,006
6	6,569	2,462	2,502	2,577	2,636	2,773	2,898
5	6,802	2,216	2,285	2,366	2,435	2,581	2,724
4	6,695	1,887	1,976	2,061	2,136	2,285	2,439
3	6,267	1,626	1,729	1,814	1,891	2,072	2,213
2	5,528	1,193	1,311	1,394	1,471	1,649	1,762
1	2,960	0,601	0,687	0,746	0,787	0,900	0,978

Tableau IV.6. Comparaison des déplacements inter-étage en direction Y .

Étages	Sans Voile(mm)	Avec voile(mm)	Voile avec ouverture(mm)				
			0%	15%	20%	25%	30%
11	4,531	2,270	2,330	2,358	2,366	2,398	2,407
10	5,206	2,325	2,409	2,447	2,471	2,531	2,559
9	5,576	2,355	2,464	2,503	2,541	2,627	2,673
8	6,217	2,343	2,480	2,527	2,576	2,685	2,751
7	6,750	2,271	2,428	2,482	2,547	2,677	2,754
6	6,772	2,143	2,313	2,372	2,446	2,595	2,68
5	7,048	1,951	2,136	2,203	2,288	2,458	2,556
4	7,007	1,679	1,871	1,943	2,034	2,218	2,324
3	6,592	1,458	1,648	1,721	1,813	1,997	2,103
2	5,882	1,087	1,270	1,346	1,434	1,611	1,728
1	3,238	0,565	0,684	0,741	0,788	0,859	0,987

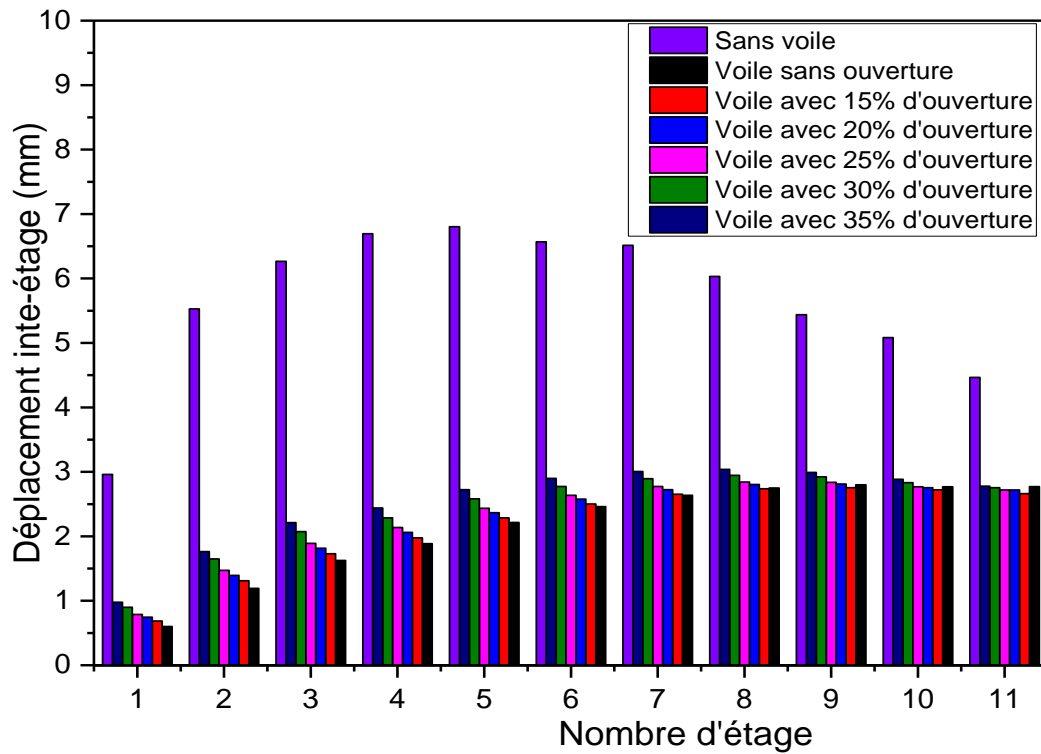


Figure IV.5. Déplacement inter-étage des modèles sur la direction X.

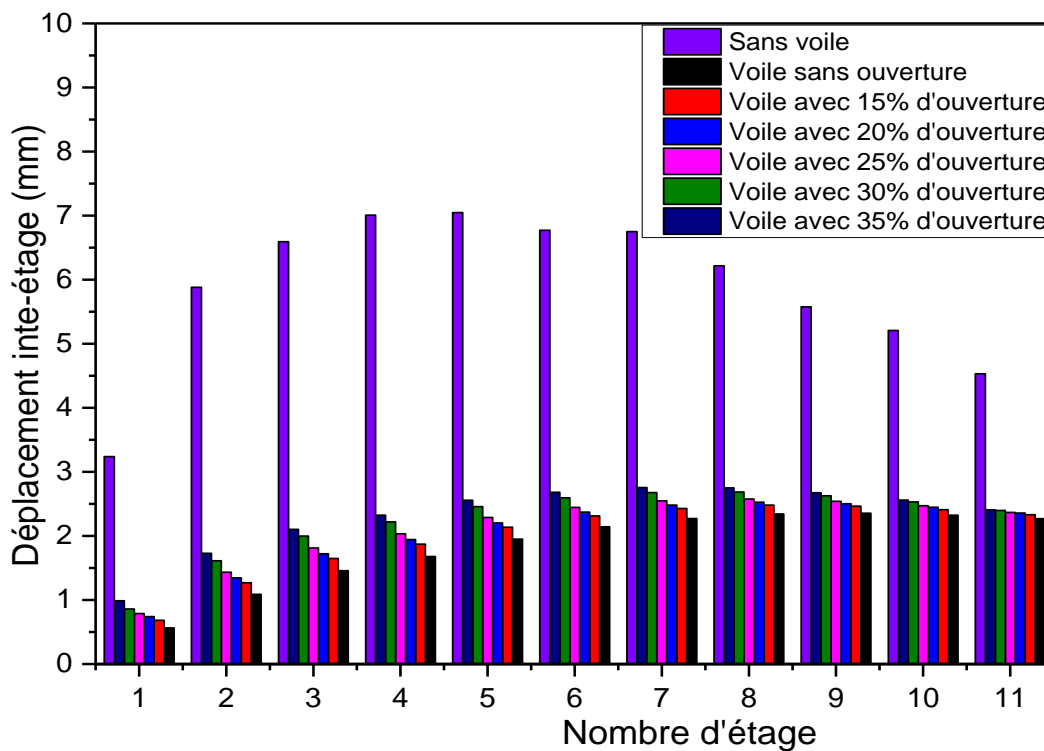


Figure IV.6. Déplacement inter-étage des modèles sur la direction Y.

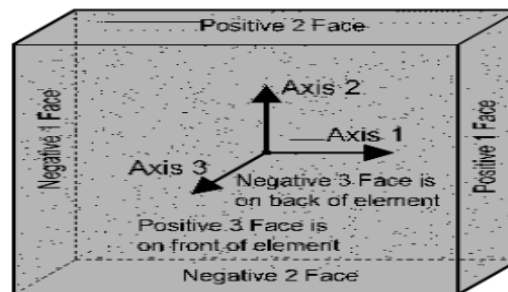
**IV.5. Contraintes maximales dans les voiles**

Nous focalisons notre attention sur les contraintes les plus significatives qui affectent les voiles. Dans cette perspective, une étude numérique approfondie a été menée pour évaluer les contraintes au niveau de la base et du sommet des murs de cisaillement, en mettant l'accent sur la valeur maximale. À partir de maintenant, nous nous concentrerons exclusivement sur la partie supérieure et inférieure du voile lors de la discussion des résultats et des comparaisons. Cette approche nous permet de focaliser notre analyse sur les contraintes les plus critiques, offrant ainsi un aperçu précis des zones où les contraintes sont les plus élevées. Notre étude a également pris en compte l'influence du pourcentage d'ouvertures dans cette analyse. Les contraintes de compression, traction et de cisaillement de l'élément de voile sont déterminées par les composants suivants (figure IV.7):

S22: Contrainte de compression est négative

S22: Contrainte de traction est positive

S12 : Contrainte de cisaillement (positive et négative)



**Figure : IV.7. Élément coque.**

Le maillage du voile de contreventement est effectué à l'aide des outils de maillage disponibles dans le logiciel ETABS. Une vérification visuelle est également réalisée pour s'assurer de la qualité du maillage. Afin de garantir des valeurs de contraintes plus précises, nous avons choisi d'utiliser des dimensions de maillage inférieures à 1m (voir la figure IV.8). Cette décision découle de la nécessité d'un outil informatique plus puissant pour gérer des maillages plus fins. L'adoption de cette approche de maillage s'est donc avérée essentielle pour faciliter l'analyse en cours. Grâce à cette décision, nous avons pu réaliser l'analyse de manière efficace tout en maintenant une qualité de maillage adéquate.

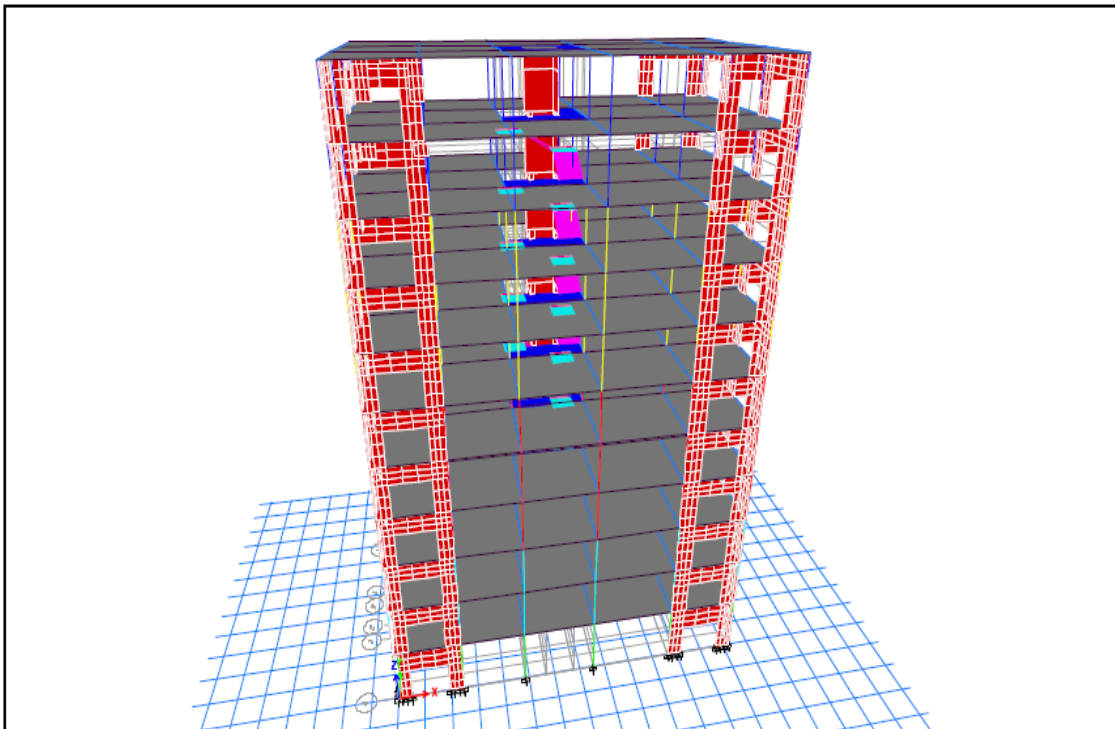


Figure IV.8. Maillage des voiles de contreventement.

Le tableau IV.7 présente les valeurs des contraintes normales (compression et traction) ainsi que les contraintes de cisaillement dans la structure en fonction du pourcentage d'ouvertures dans les voiles de contreventement.

Tableau IV.7. Les contraintes de compression, traction et de cisaillement.

Contraintes (MPa)	Sans Voile	Avec voile	Voile avec ouverture				
			0%	15%	20%	25%	30%
<b>Sommet (Top)</b>	21.62	8.89	9.52	9.86	9.91	13.74	14.19
<b>Compression</b>							
<b>Base (Bottom)</b>	18.64	9.10	9.76	10.10	10.18	13.37	13.72
<b>Sommet (Top)</b>	16.88	6.84	7.07	7.39	7.36	10.06	9.98
<b>Traction</b>							
<b>Base (Bottom)</b>	14.51	6.80	7.36	7.36	7.33	10.27	10.20
<b>Sommet (Top)</b>	7.31	2.44	3.74	3.79	3.76	4.28	4.35
<b>Cisaillement</b>							
<b>Base (Bottom)</b>	7.50	2.58	3.76	3.80	3.76	4.27	4.34

Ces données fournissent des informations essentielles sur les contraintes subies par les voiles de contreventement des différents bâtiments. Les contraintes normales (compression et traction) sont importantes pour évaluer la capacité du matériau à supporter les charges

appliquées, tandis que les contraintes de cisaillement sont cruciales pour évaluer la résistance aux forces latérales. L'analyse des contraintes dans la structure met en évidence plusieurs observations significatives. Tout d'abord, les valeurs de contraintes de compression et de traction sont plus élevées que celles de contrainte de cisaillement. Cela indique que les voiles de contreventement sont principalement sollicités en compression et en traction, ce qui est cohérent avec leur rôle de support des charges verticales et de résistance aux forces latérales.

Dans le cas de la structure sans voile de contreventement, les contraintes de compression à la base sont de 21.62MPa, tandis qu'avec l'introduction des voiles, ces contraintes diminuent, atteignant une valeur de 9.10MPa pour la structure avec des voiles sans ouvertures. On peut noter que les contraintes de compression augmentent progressivement avec l'augmentation du pourcentage d'ouverture dans les voiles. De manière similaire, les contraintes de traction et de cisaillement suivent des tendances comparables.

Il convient de noter que les valeurs présentées dans le tableau sont indicatives et peuvent varier en fonction de la conception spécifique du bâtiment, des propriétés des matériaux utilisés et des charges appliquées. Une évaluation détaillée des contraintes sur les voiles de contreventement est nécessaire pour garantir la sécurité et la performance structurale de la construction. Il est recommandé de prendre en compte ces contraintes dans la conception et l'évaluation des voiles de contreventement, en respectant les normes et réglementations en vigueur, afin de garantir une résistance adéquate face aux forces latérales et de maintenir l'intégrité structurale du bâtiment. Une autre observation importante est que la structure sans voile de contreventement aux quatre coins présente des contraintes plus élevées. Ces contraintes se concentrent au niveau des voiles de l'ascenseur, notamment au rez-de-chaussée, comme le montre la figure IV.9 et IV.10 et IV.11. Cela suggère que les voiles de contreventement jouent un rôle crucial dans la répartition des contraintes et la réduction des contraintes concentrées spécifiquement au niveau des voiles de l'ascenseur.

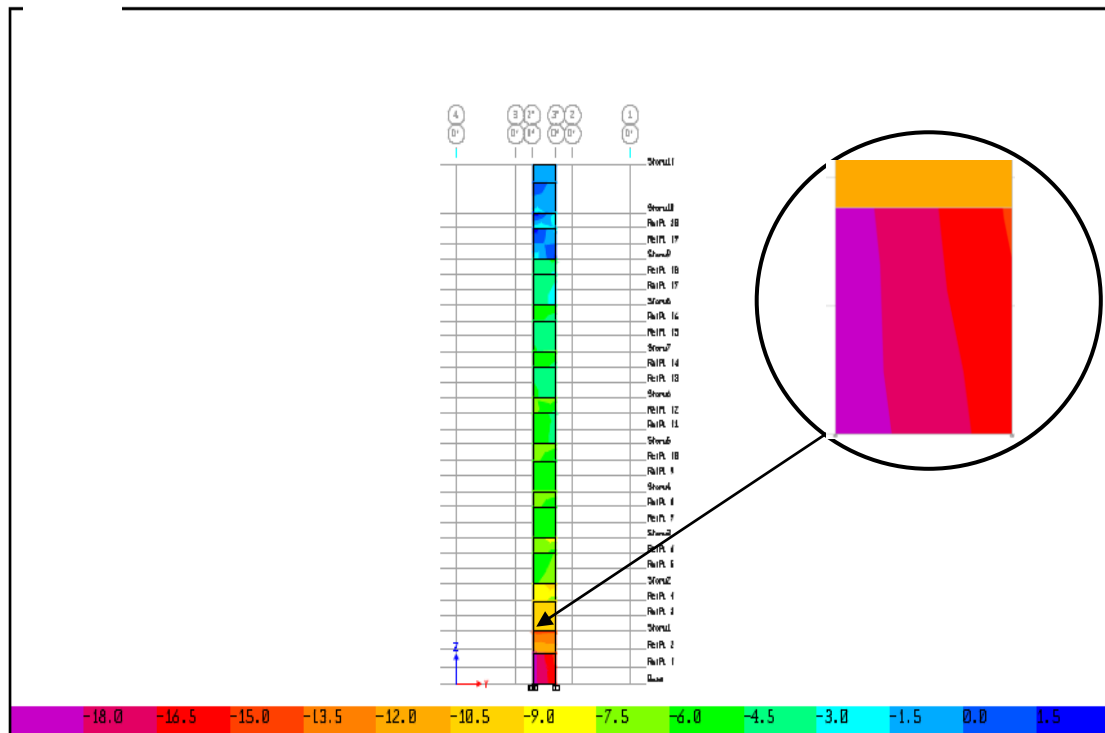


Figure IV.9. Contraintes maximales au niveau des voiles de l'ascenseur ,compression sous la combinaison G+Q+Ey.

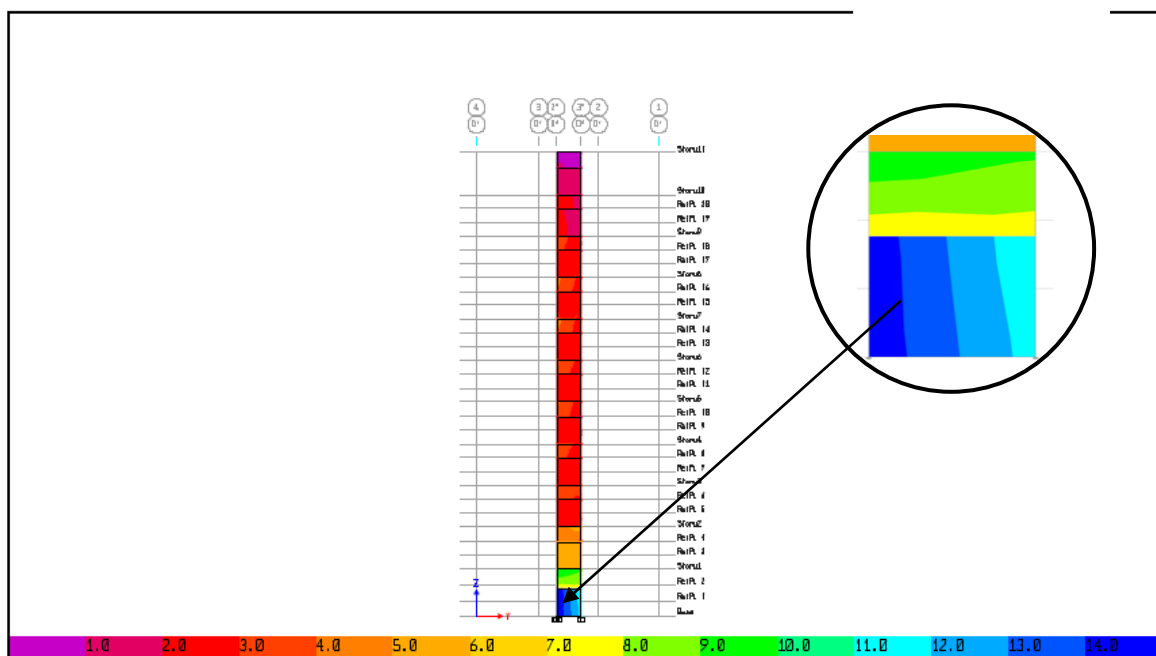
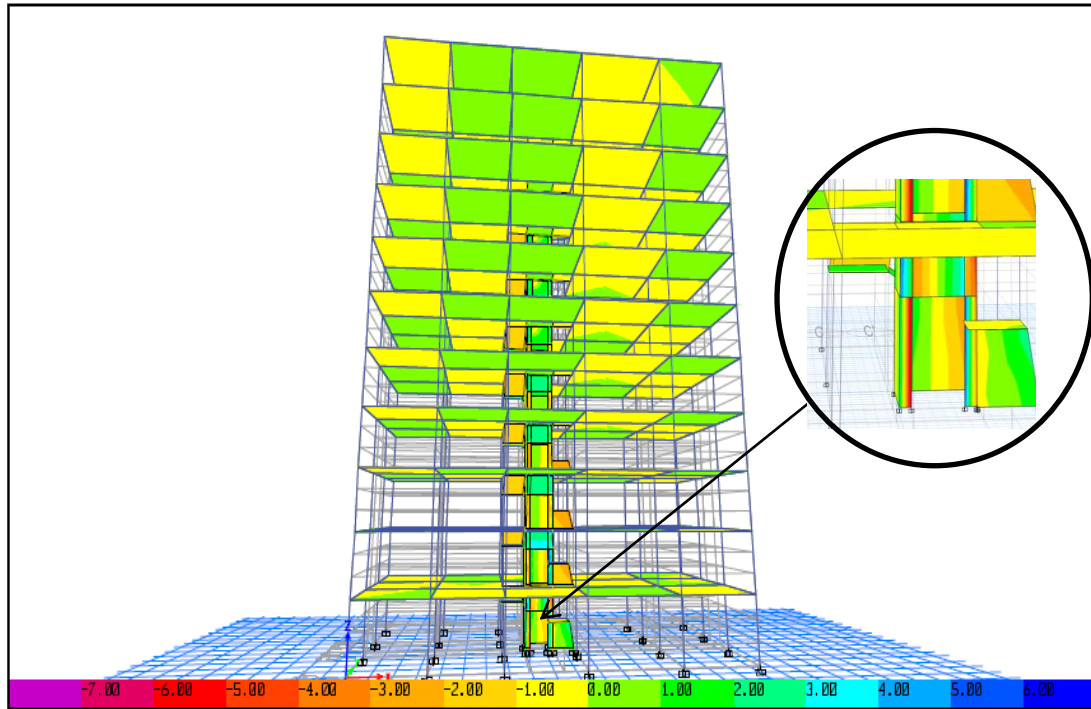


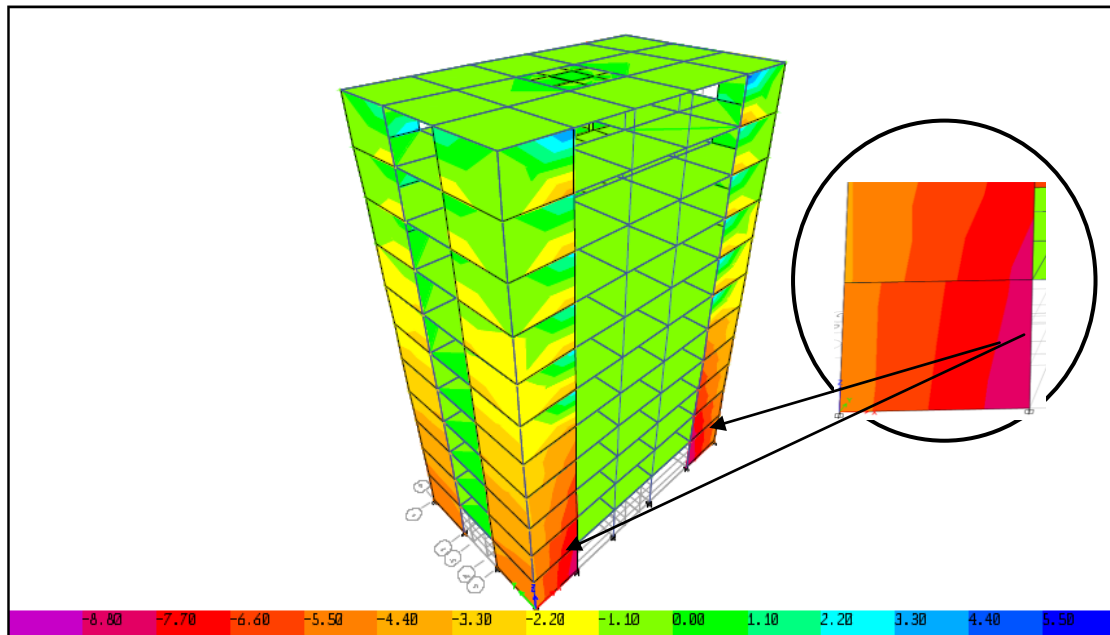
Figure IV.10. Contraintes maximales au niveau des voiles de l'ascenseur, traction sous la combinaison Ey.



**Figure IV.11.** Contraintes maximales au niveau des voiles de l'ascenseur ,Cisaillement sous la combinaison G+Q+Ex.

Avec l'introduction des voiles sans ouvertures dans la structure, on observe que ces contraintes se distribuent de manière plus uniforme. Les voiles de forme L jouent un rôle essentiel dans la répartition des contraintes, notamment pour les contraintes de compression et les contraintes de traction. Les contraintes maximales se focalisent au niveau de la jonction voile-poutre. Cependant, il est important de noter que la contrainte de cisaillement maximale est observée au niveau des voiles de l'ascenseur, plus précisément au rez-de-chaussée, au niveau du trumeau à l'entrée de l'ascenseur. Cette zone spécifique est soumise à des forces latérales significatives en raison de sa proximité avec l'ascenseur, ce qui entraîne une concentration de contraintes plus élevées. Ces voiles jouent un rôle essentiel dans la résistance aux forces latérales et la stabilité globale de la structure. Ils sont spécifiquement conçus pour absorber et dissiper les charges sismiques, réduisant ainsi les déformations et les contraintes induites dans le bâtiment. Lorsque la combinaison de charges G+Q+Ex est appliquée, on observe les contraintes maximales de compression et de cisaillement (figure IV.12 et IV.14), tandis que la combinaison Ex entraîne la contrainte maximale de traction, comme illustré dans la (figure IV.13). Ces résultats mettent en évidence l'efficacité des voiles de contreventement aux coins du bâtiment dans la dissipation des charges et la réduction des contraintes concentrées. La contrainte de cisaillement reste inférieure à 5 MPa. Cependant, sans les voiles de forme en L, le bâtiment enregistre une contrainte de cisaillement supérieure

à 5 MPa. De plus, les contraintes normales dépassent largement la limite admissible de 15 MPa. Avec l'ajout de des voiles de forme en L, les contraintes de cisaillement sont considérablement réduites de 66%. Cependant, la traction enregistre une réduction d'environ 60%, tandis que la compression bénéficie d'une réduction d'environ 58%. Il est important de souligner que l'ajout des voiles de forme L entraîne une réduction de contrainte de cisaillement particulièrement remarquable.



**Figure IV.12.** Contraintes maximales à Compression

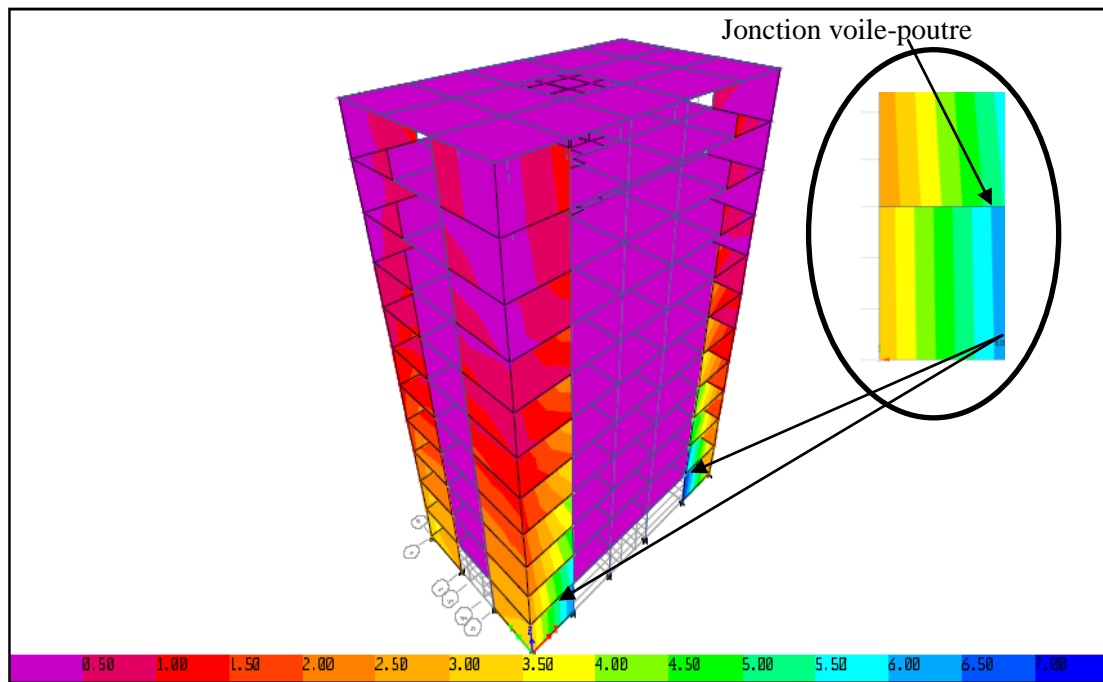


Figure IV.13. Contraintes maximales à Traction.

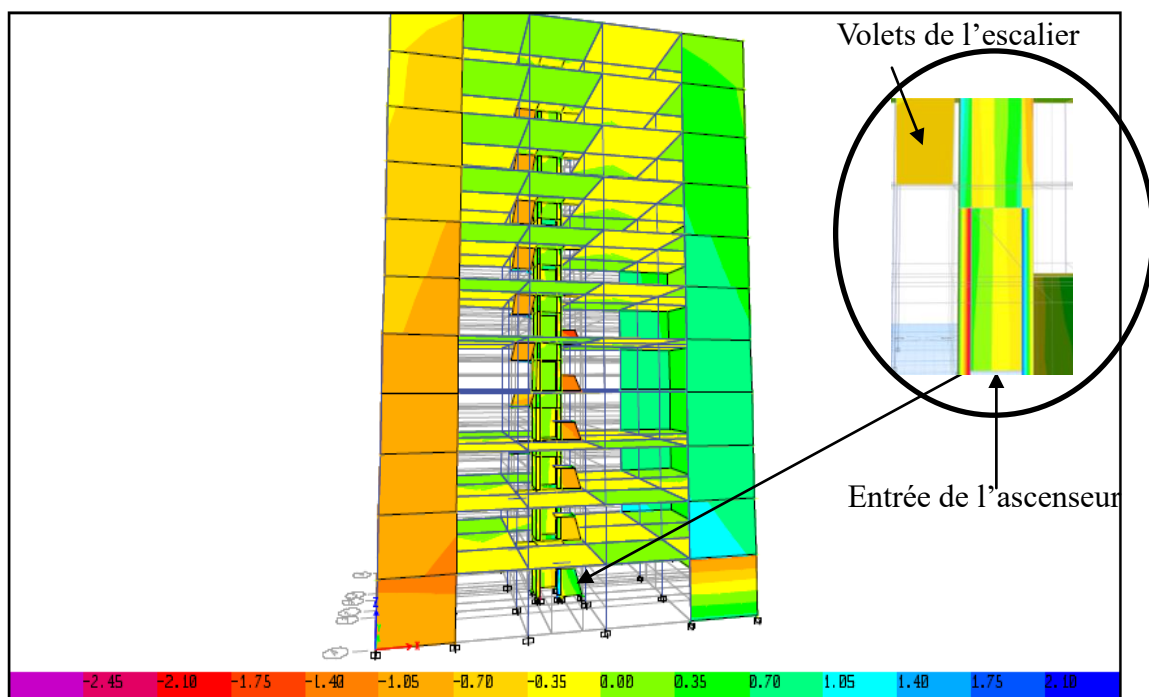
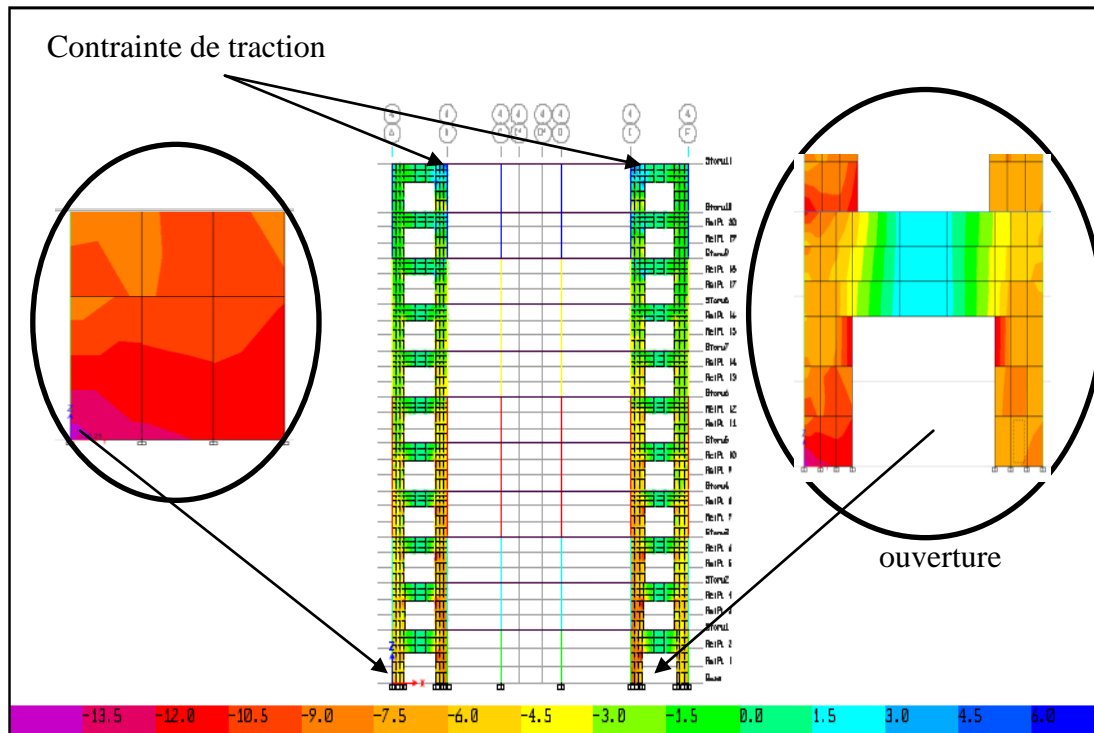


Figure IV.14. Contraintes maximales à Cisaillement.

La figure IV.15 présente la répartition des contraintes de compression du bâtiment lorsque celui-ci est soumis à la charge combinée  $G+Q+Ex$ , avec 35% d'ouvertures dans les voiles. Il est important de souligner que ce pourcentage d'ouverture des voiles est considéré comme optimal.

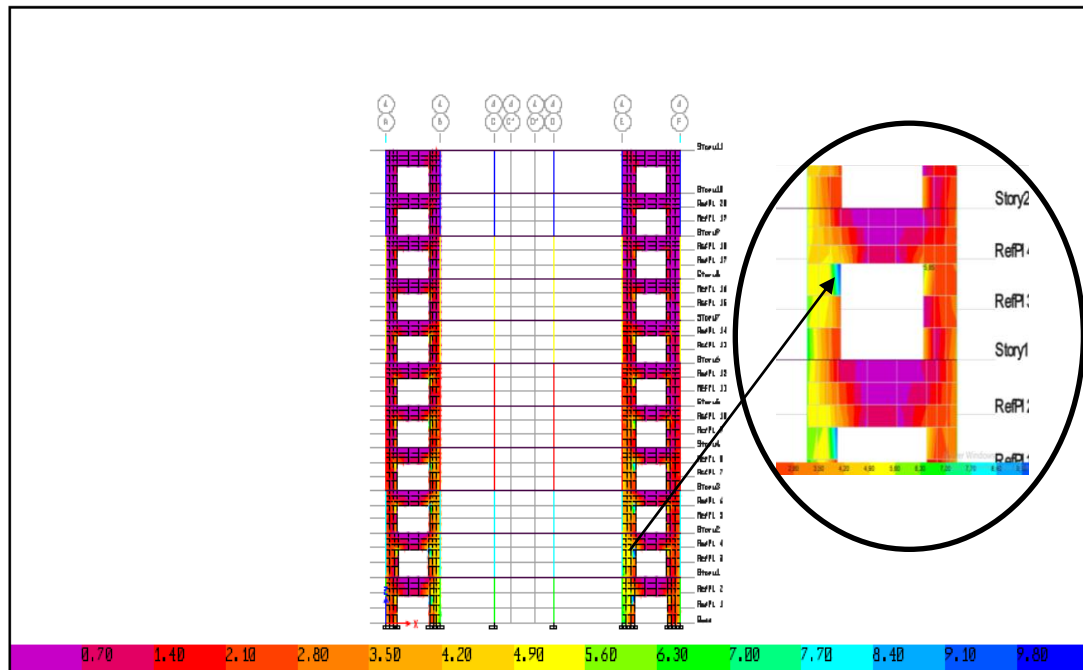


**Figure IV.15.** Contraintes maximales de compression du bâtiment avec 35% d'ouvertures.

Nos observations approfondies révèlent de manière significative que la contrainte de compression atteint son niveau important dans les deux parties supérieures des trumeaux, plus précisément au rez-de-chaussée, aux deux coins supérieurs des ouvertures. Cette concentration de contrainte est observée spécifiquement sous l'effet de la combinaison de charges  $G+Q+Ex$ , ce qui indique l'importance de cette combinaison de charges pour générer ces contraintes élevées. Par ailleurs, la contrainte maximale est trouvée au niveau de l'angle dans la direction Y. Il convient de souligner que des contraintes de traction significatives sont observées au dernier étage de la structure dans les deux directions, atteignant une valeur maximale de 7.21 MPa, comme clairement illustré dans la figure IV.15. Ces contraintes de traction peuvent être attribuées à la distribution des charges et aux effets de la combinaison de charges appliquées. Cette observation souligne l'importance de considérer non seulement les contraintes de compression, mais également les contraintes de traction lors de l'évaluation de la performance et de la résistance des voiles de contreventement.

A ce propos, la contrainte de traction maximale se manifeste spécifiquement au niveau du premier étage dans la direction X, atteignant son summum lors de sollicitations sismiques  $+Ex$  (voir figure IV.16). Il est intéressant de noter que ces contraintes se concentrent principalement aux niveaux des trumeaux situés directement sous le linteau. Par ailleurs, nous observons une diminution progressive de la contrainte de traction au fur et à mesure de

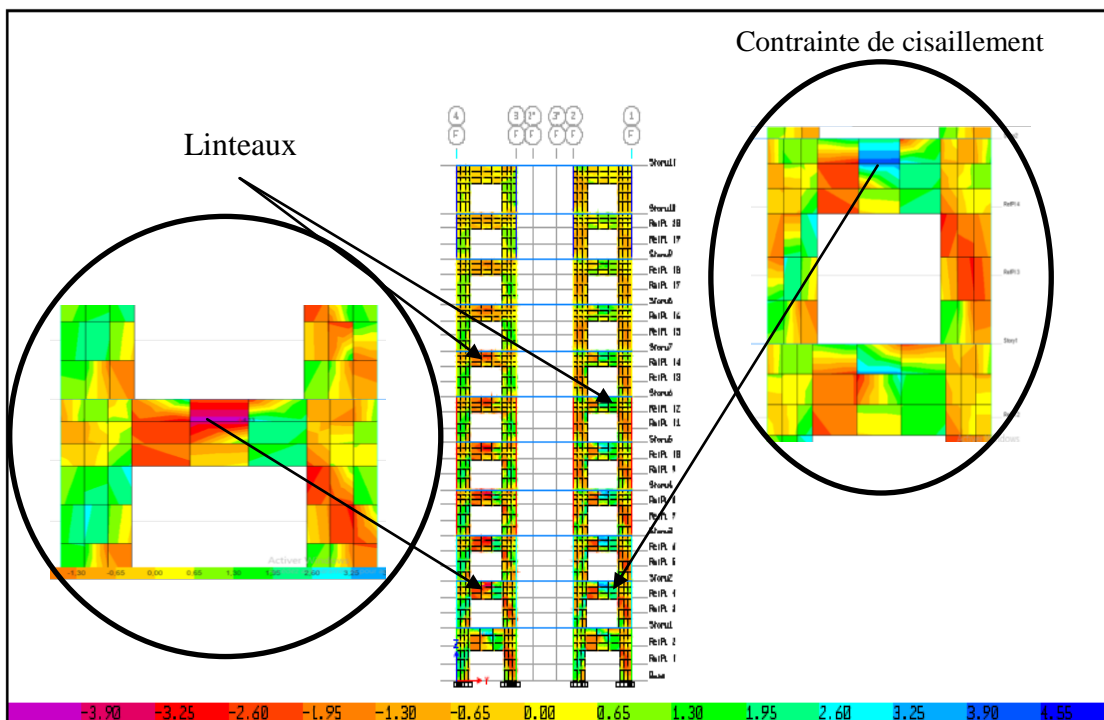
l'élévation du bâtiment. Cette variation des contraintes de traction peut être attribuée à la répartition des charges et aux interactions complexes entre les différents éléments structuraux.



**Figure IV.16.** Contraintes maximales de traction du bâtiment avec 35% d'ouverture.

Nos observations ont également porté sur les contraintes de cisaillement dans les structures dotées d'ouvertures de 35%. Nous avons constaté que la contrainte maximale se manifeste spécifiquement dans le voile du premier étage lorsque le bâtiment est soumis à des combinaisons de charges  $G+Q+E_y$ , comme le met en évidence la figure IV.17. Les contraintes se répartissent principalement sur les voiles de contreventement de forme L plutôt que sur le voile de l'ascenseur. Plus spécifiquement, ces contraintes se concentrent aux niveaux des linteaux à la jonction du voile-poutre ainsi qu'aux deux extrémités du voile. Il convient de noter que la contrainte la plus élevée est enregistrée dans la direction Y.

Les voiles de forme L, en raison de leur position et de leurs ouvertures, sont sollicités de manière significative pour dissiper les charges sismiques et maintenir l'intégrité structurale. Les contraintes les plus élevées au niveau des linteaux indiquent l'importance de leur conception et de leur dimensionnement adéquats pour résister efficacement aux contraintes de cisaillement. En considérant ces résultats, il est primordial d'accorder une attention particulière à la résistance aux contraintes de cisaillement lors de la conception et de l'évaluation des voiles de contreventement, en particulier dans les zones critiques telles que les jonctions et les extrémités des voiles.



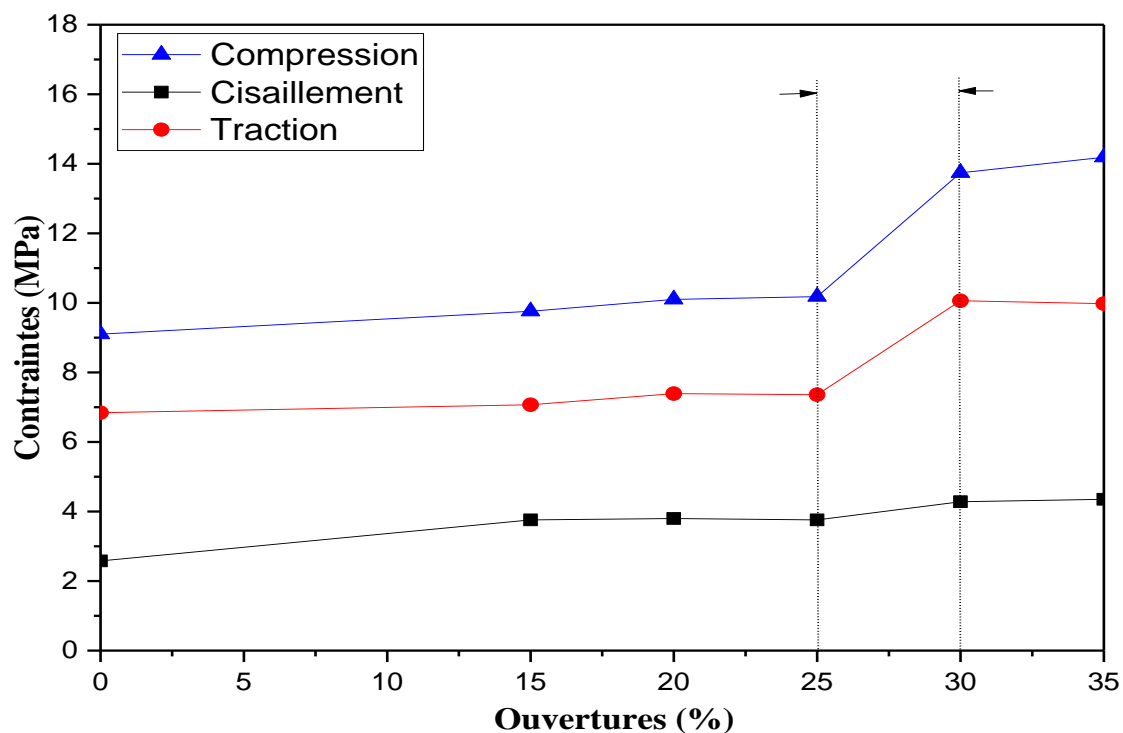
**Figure IV.17.** Contraintes maximales de cisaillement du bâtiment avec 35% d'ouverture.

Les contraintes de cisaillement des modèles présentant des ouvertures de 15%, 20%, 25% et 30% ont été déterminées sous la combinaison de charges  $G+Q+E_y$ , spécifiquement au niveau du premier étage. En revanche, les contraintes de traction ont été obtenues au niveau du rez-de-chaussée pour les modèles avec 15%, 20% et 25% d'ouvertures, sous la charge  $E_x$ . Cependant, les contraintes de compression restent constantes pour les autres modèles, étant obtenues sous la combinaison de charges  $G+Q+E_x$  au niveau du rez-de-chaussée. À l'exception du modèle avec 30% d'ouvertures, où la contrainte maximale a été observée au niveau du premier étage, toujours sous la combinaison  $G+Q+E_x$ .

Ces observations mettent en évidence la variation des contraintes en fonction du pourcentage d'ouvertures dans les voiles de contreventement. Les contraintes de cisaillement se concentrent principalement au 1<sup>er</sup> étage, tandis que les contraintes de compression et de traction peuvent varier en fonction de la configuration spécifique du modèle.

La figure IV.18 présente les contraintes maximales entre la partie inférieure et supérieure du voile, telles que rapportées dans le tableau IV.7. Une évolution significative est observée pour toutes les contraintes étudiées, notamment pour les contraintes de compression. En effet, une augmentation notable des contraintes est clairement visible pour les modèles avec des ouvertures dans les voiles de contreventement entre 25% et 30%. Au-delà de ce pourcentage,

une légère évolution des contraintes est enregistrée. Ces résultats indiquent que l'utilisation de 25% d'ouvertures dans les voiles peut être considérée comme idéale en termes de contraintes. Cependant, il convient de noter que même au-delà de ce seuil, les contraintes obtenues restent admissibles, avec des contraintes normales inférieures à 15 MPa et des contraintes de cisaillement inférieures à 5 MPa. Les contraintes ne sont qu'un aspect à considérer parmi d'autres lors de la conception d'une structure. Il est recommandé d'effectuer une analyse approfondie prenant en compte tous les aspects pertinents, y compris les performances structurelles attendues et les contraintes spécifiques du matériau utilisé.

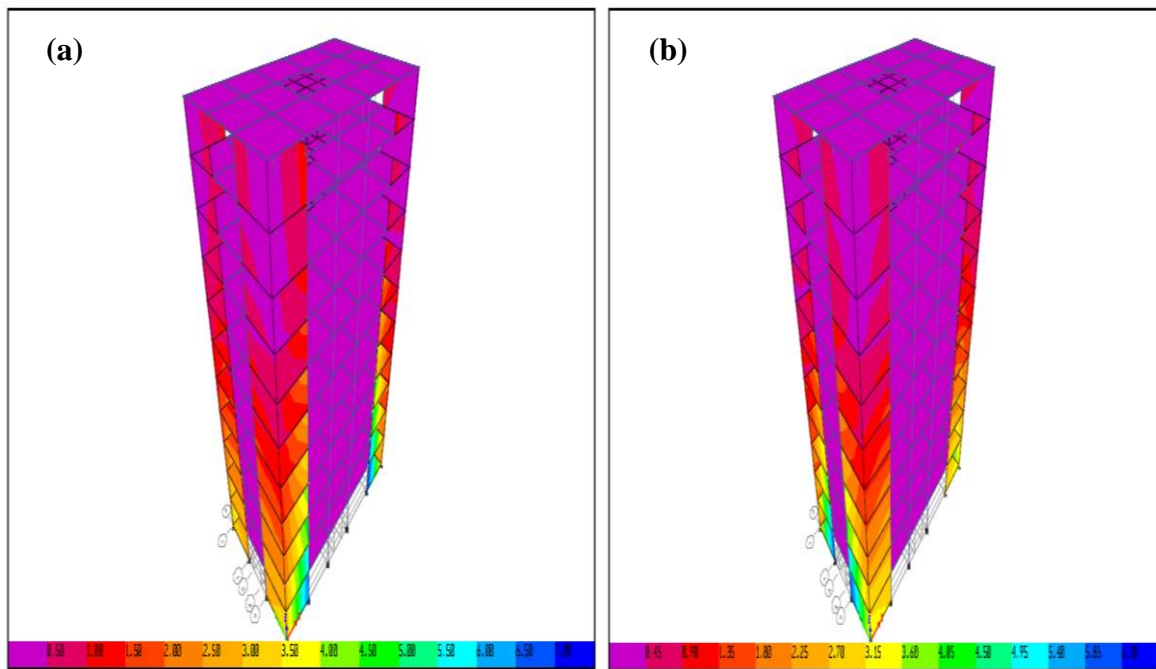


**Figure IV.18.** Evolution des contraintes maximales de compression, de traction et de cisaillement dans les voiles en fonction des ouvertures.

#### IV.6. Effort tranchant – contrainte

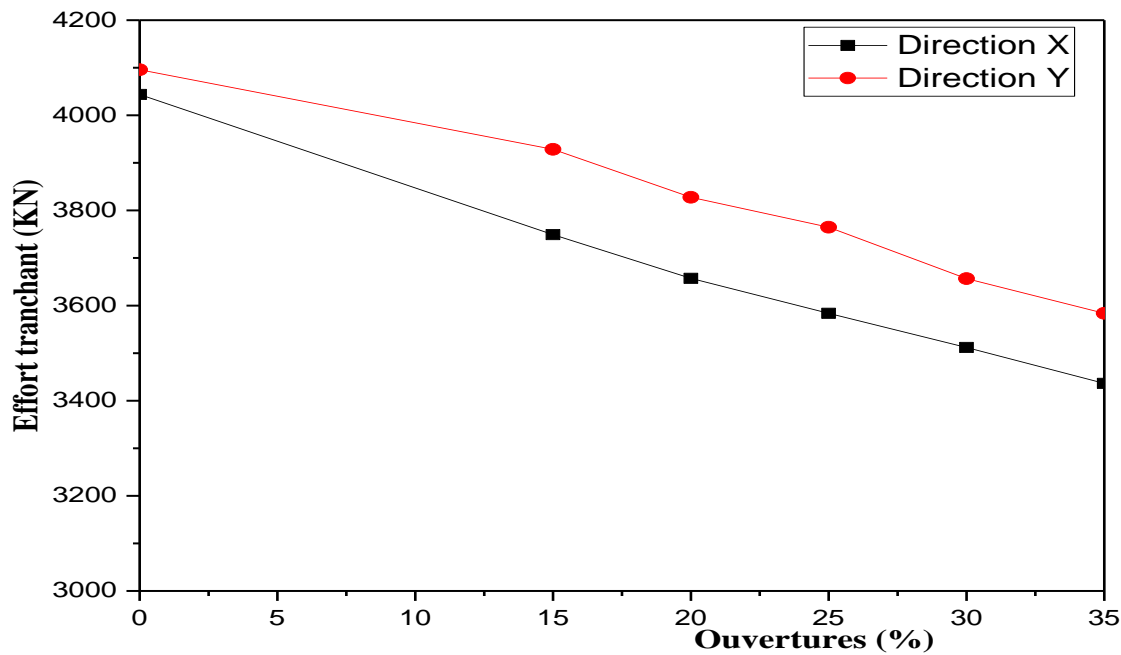
La figure IV.19 de l'effort tranchant-contrainte illustre la réponse des voiles de contreventement lorsqu'ils sont soumis à une charge sismique dans les deux directions (xx et yy). On constate que les contraintes de compression sont nulles lorsque les voiles de contreventement de forme L, placés aux quatre coins du bâtiment, sont soumis aux charges  $E_x$  et  $E_y$ . Par contre, on observe des contraintes de traction dans les deux directions X et Y suivant l'effort sismique. Cette observation indique que les voiles de contreventement sont

efficaces pour résister aux charges latérales et réduire les contraintes de compression dans la structure.



**Figure IV.19.** Contraintes de traction :a) Effort sismique  $E_x$ , b) Effort sismique  $E_y$ .

La figure IV.20 présente les efforts tranchants au premier niveau en fonction des ouvertures dans les voiles en forme L. Comme précédemment mentionné, l'ouverture des voiles a une influence significative sur la répartition des forces latérales exercées sur le bâtiment. En effet, on observe une diminution de ces forces à mesure que les ouvertures dans les voiles augmentent, principalement en raison de la réduction du poids de la structure. Une autre observation importante est que les forces dans la direction Y sont plus élevées par rapport à la direction X. Cette différence peut être attribuée aux facteurs géométriques.



**Figure IV.20.** Effort tranchant en fonction des ouvertures dans les voiles.

Les figures IV.21 et IV.22 illustrent l'évolution des contraintes de traction et de cisaillement en fonction de l'effort tranchant. Une observation marquante est la nette diminution des contraintes, notamment de la contrainte de traction, dans les bâtiments avec 25% et 30% d'ouvertures dans les voiles de contreventement. En effet, on observe une baisse de 28% dans la direction longitudinale (direction X) et de 28.53% dans la direction transversale (direction Y) pour la contrainte de traction par rapport au bâtiment avec 30% d'ouvertures. En revanche, les contraintes de cisaillement ne diminuent que de 15% et 13% dans les sens longitudinal et transversal, respectivement. De plus, une augmentation de l'effort tranchant par rapport au bâtiment avec 30% d'ouvertures dans les voiles est plus prononcée dans le sens transversal, avec une augmentation d'environ 2.87%, tandis que dans le sens longitudinal, cette augmentation est d'environ 2%. Ces résultats mettent en évidence l'effet significatif des ouvertures dans les voiles de contreventement sur la réduction des contraintes de traction, ainsi que sur l'augmentation de l'effort tranchant dans la direction transversale.

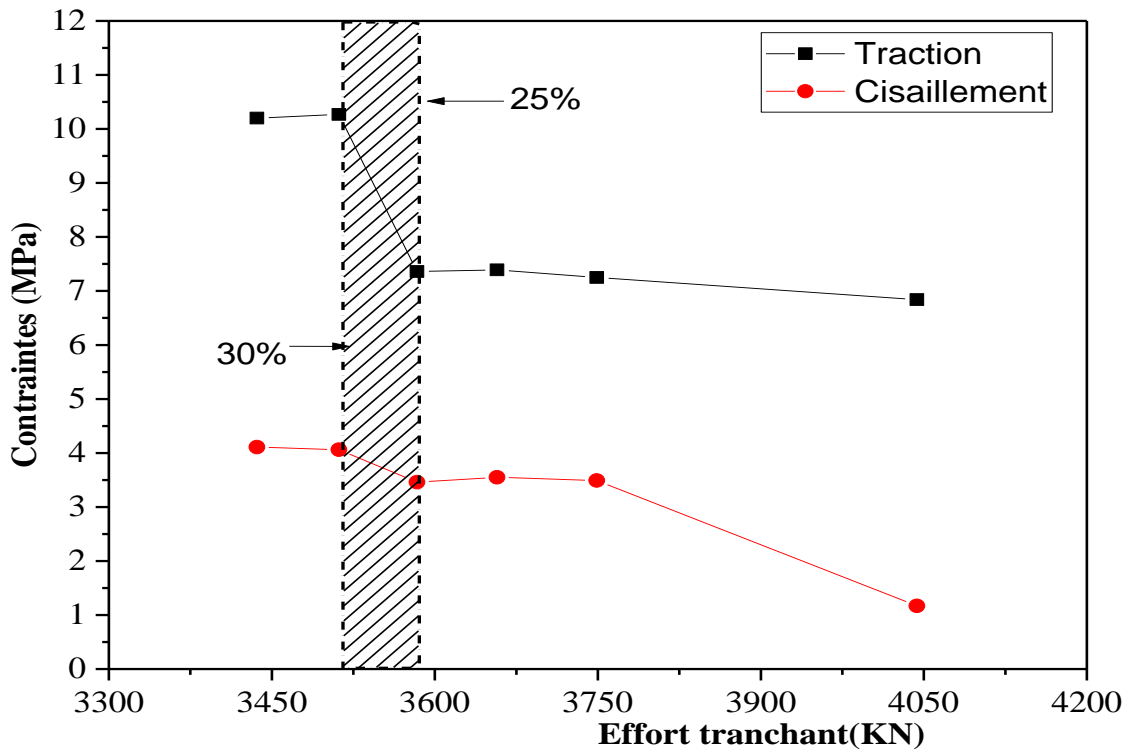


Figure IV.21. Contraintes de traction et de cisaillement dans la direction X.

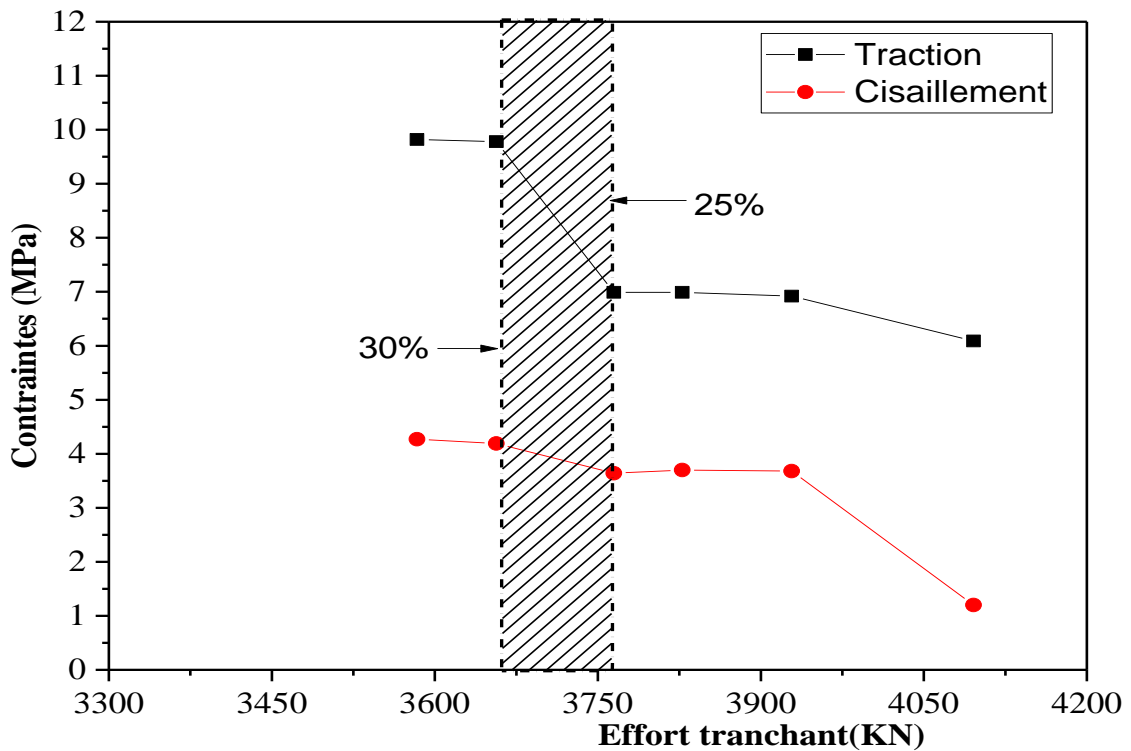


Figure IV.22. Contraintes de traction et de cisaillement dans la direction Y.

**IV.7. Conclusion**

En conclusion de ce chapitre, l'utilisation de voiles de forme L avec des ouvertures présente des avantages significatifs à plusieurs niveaux. Tout d'abord, elle permet une réduction notable du poids de la structure, ce qui a un impact positif sur les charges appliquées et les efforts tranchants induits. Cette réduction du poids contribue à une conception plus économique.

De plus, l'utilisation de voiles de forme L avec des ouvertures offre une solution structurale efficace pour optimiser les performances des bâtiments. Les contraintes obtenues grâce à ces voiles restent comparables à celles des voiles sans ouvertures, particulièrement lorsque les ouvertures sont inférieures à 25%. Cela permet de minimiser les risques de défaillance ou de dommages structuraux, tout en respectant les normes de sécurité et de résistance requises par la réglementation en vigueur (RPA99 modifié 2003).

En résumé, l'intégration de voiles de forme L avec des ouvertures présente des avantages notables en termes de réduction du poids de la structure et des efforts tranchants, tout en maintenant la sécurité des bâtiments. Cela en fait une approche recommandée pour une conception structurale efficace et durable.

The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners. Two horizontal decorative flourishes, consisting of symmetrical scrollwork and leaf-like patterns, are positioned above and below the central text.

# **Conclusion général et perspective**

### Conclusion générale

L'objectif de cette étude est d'analyser le comportement des structures mixtes, comprenant des poteaux et des poutres, contreventées par des voiles en forme de L aux quatre coins de la structure. Nous avons étudié cinq pourcentages différents d'ouvertures dans ces voiles, à savoir 15%, 20%, 25%, 30% et 35%. Tout d'abord, une analyse complète de la structure sans ouvertures a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS [45], et des calculs de ferrailage ont été effectués pour les éléments structuraux et non structuraux. Par la suite, nous avons introduit des ouvertures similaires dans le sens longitudinale et transversal au centre des parois en variant leur largeur, tout en maintenant la hauteur constante pour toutes les ouvertures étudiées. L'étude analytique de l'effet de ces ouvertures sur le comportement sismique des murs de cisaillement a permis de tirer les conclusions suivantes :

- En se basant sur les différents modèles étudiés, il est possible de conclure que le pourcentage optimal d'ouvertures dans les voiles est de 35%. Pour une structure régulière, implantée dans le site S2, avec un bâtiment de 10 étages et des voiles d'une épaisseur de 20cm, ainsi qu'une résistance du béton de 25MPa, ce pourcentage est considéré comme optimal. En effet, toutes les exigences imposées par le règlement sismique RPA99 (modifié 2003) [3] sont satisfaites.

- Les voiles de cisaillement améliorent la réponse sismique, mais les ouvertures dans les voiles entraînent des déplacements plus importants. Les voiles sans ouverture présentent une meilleure performance, réduisant les déplacements jusqu'à 63% dans la direction X et 69% dans la direction Y par rapport aux bâtiments sans voile. L'augmentation du pourcentage d'ouvertures entraîne une augmentation proportionnelle des déplacements. En général, la présence de voiles de cisaillement améliore la réponse sismique, mais les ouvertures doivent être soigneusement considérées pour minimiser les déformations excessives.

- Les résultats mettent en évidence l'impact des ouvertures dans les voiles de contreventement sur les déplacements inter-étages des bâtiments. L'augmentation du pourcentage d'ouvertures entraîne une augmentation significative des déplacements, en particulier dans la direction Y. La direction Y est considérée comme critique en termes de stabilité et de comportement sismique. Par conséquent, une conception appropriée des voiles de contreventement, en tenant compte du pourcentage d'ouvertures, est essentielle pour contrôler les déplacements et maintenir la stabilité de la structure. Ces constatations sont pertinentes pour d'autres structures similaires et doivent être considérées dans la conception et l'évaluation de la performance structurale.

---

- Les forces latérales dans les bâtiments varient en fonction de la présence et du pourcentage d'ouvertures dans les voiles de contreventement. Les bâtiments sans voiles de cisaillement ont des forces latérales plus faibles au premier étage par rapport aux bâtiments avec voiles. L'ajout de voiles de cisaillement réduit les forces latérales, et cette réduction est plus significative lorsque les voiles comportent un pourcentage élevé d'ouvertures.

- Introduction de voiles de contreventement réduit les contraintes de compression, de traction et de cisaillement dans la structure. De plus, les voiles de contreventement jouent un rôle crucial dans la répartition des contraintes et la réduction des contraintes concentrées, en particulier au niveau des voiles de l'ascenseur.

- La contrainte de compression est maximale dans les parties supérieures des trumeaux, spécifiquement au rez-de-chaussée et aux coins supérieurs des ouvertures.

- La contrainte de traction maximale se manifeste au premier étage dans la direction X lors de sollicitations sismiques spécifiques, avec une diminution progressive de la contrainte au fur et à mesure de l'élévation du bâtiment.

- Les contraintes de cisaillement maximales se trouvent dans le voile du premier étage principalement dans la direction Y. Les contraintes sont réparties sur les voiles de contreventement de forme L, en particulier au niveau des linteaux à la jonction du voile-poutre et aux extrémités du voile. Il est essentiel de concevoir et dimensionner ces linteaux de manière adéquate afin de résister efficacement aux contraintes de cisaillement.

- Une augmentation significative des contraintes, en particulier des contraintes de compression, pour les modèles avec des ouvertures dans les voiles, jusqu'à un pourcentage d'ouverture de 25% à 30%. Au-delà de ce seuil, une légère évolution des contraintes est observée. Cela suggère que 25% d'ouvertures dans les voiles peuvent être considérées comme idéales en termes de contraintes dans les voiles avec des ouvertures. Cependant, il est important de noter que les voiles comportant 35% d'ouvertures satisfont toutes les conditions du règlement RPA99 (modifié en 2003) et respectent les contraintes admissibles pour le béton de classe 25 MPa.

---

### Perspectives

En perspective, il serait pertinent de mener une étude similaire en modélisant des structures dans d'autres cas d'ouvertures, avec différents positionnements et formes d'ouvertures, ainsi que dans des sites différents. Ces variations permettraient d'explorer l'impact de ces facteurs sur les performances des voiles de contreventement et d'élargir la portée des conclusions de cette étude.

En intégrant ces paramètres, nous pourrions évaluer comment ils influencent le comportement des voiles de contreventement dans des situations réelles. Les différences de résistance des matériaux utilisés pour les voiles pourraient également être prises en compte afin de comprendre leur influence sur les déformations, les contraintes et les déplacements inter-étages des structures.

De plus, l'introduction de la géométrie irrégulière dans la modélisation des structures permettrait d'examiner comment les formes complexes des bâtiments influencent les performances des voiles de contreventement. Cela pourrait également mettre en évidence les zones de concentration de contraintes et les zones vulnérables qui nécessitent une attention particulière lors de la conception et du ferrailage des voiles.

Une telle recherche future serait bénéfique pour améliorer la compréhension des voiles de contreventement dans des contextes variés et fournir des informations précieuses pour les ingénieurs et les concepteurs de structures. Les résultats obtenus pourraient contribuer à affiner les recommandations de conception, à développer des approches plus précises pour la modélisation et l'analyse des structures avec des voiles de contreventement, et à garantir une résistance optimale face aux forces latérales dans différentes conditions.

En conclusion, en étendant cette étude à d'autres cas d'ouvertures, positionnements, formes et sites, nous pourrions approfondir notre compréhension des performances des voiles de contreventement dans des scénarios plus complexes et diversifiés. Une telle recherche contribuerait à l'avancement des connaissances en ingénierie des structures et permettrait de formuler des recommandations plus complètes et adaptées aux différentes situations rencontrées dans le domaine de la construction.

---

The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners. Two horizontal decorative flourishes, consisting of symmetrical scrollwork and floral patterns, are positioned above and below the central text.

# Références

## Références

- [1] KASSOUL A « Cours : Ossatures Bâtiment » Master Génie Civil-Option : Structures Civiles et industrielles, UHB Chlef, 2016
- [2] CHEKLAT Mohamed et IHADDADENE Nazim « Influence des voiles en L sur le comportement des structures en béton armé » Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Faculté du génie de la construction, Département de génie civil, 2020-2021.
- [3] Regalement Parasismiques Algérien **RPA99 modifié en 2003, Alger.**
- [4] BADDARI Kamel et DJEDDI Mabrouk « Les séismes et leur prévision », OPU, Alger, 2002.
- [5] DJAFOUR Tarik « incidence des contreventements sur le comportement dynamique des bâtiments en approche linéaire », Mémoire master, UMMTO ,2017.
- [6] FOURE. B « Prise en compte du comportement du béton-cas particuliers des voiles en plan en béton armé », génie parasismique, Presses de l'ENPC, 1985.
- [7] HUGO Bachmann « Conception parasismique des bâtiments-Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités » Directives de l'OFEG – Richtlinien des BWG – Direttivedell'UFAEG, Berne, 2002.
- [8]. Zheng, S.-S.; Yang, W.; Yang, F.; Sun, L.-F.; Hou, P.-J. Seismic Fragility Analysis for RC Core Walls Structure Based on MIDAMethod.Zhendong Yu Chongji/J. Vib. Shock 2015, 34, 117–123.
- [9] Wang, Q.; Shi, Q.; Tian, H. Experimental Study on Shear Capacity of SRC Joints with Different Arrangement and Sizes of Cross-Shaped Steel in Column. Steel Compos.Struct. 2016, 21, 267–287
- [10] Lehman, D.E.; Turgeon, J.A.; Birely, A.C.; Hart, C.R.; Marley, K.P.; Kuchma, D.A.; Lowes, L.N. Seismic Behavior of a Modern Concrete Coupled Wall. J. Struct. Eng. 2013, 139, 1371–1381.
- [11] Berman, J.W.; Bruneau, M. Experimental Investigation of Light-Gauge Steel Plate Shear Walls. J. Struct. Eng. 2005, 131, 259–267.
- [12] Sriram, A. Behavior of Rectangular Concrete Walls Subjected to Simulated Seismic Loading. Ph.D. Thesis, Iowa State University, Ames, IA, USA, 2009.
- [13] CMC (China Ministry of Construction). Technical Specification for Concrete Structures of Tall Building (JGJ3-2010); China Architecture & Building Press: Beijing, China, 2010. (In Chinese)
- [14] Chen, Z.P.; Xu, J.J.; Chen, Y.L.; Su, Y.S. Seismic behavior of T-shaped steel reinforced high strength concrete short-limb shear walls under low cyclic reversed loading. Struct. Eng. Mech. 2016, 57, 681–701.

- [15] Dai, K. Breakthrough of traditional shear wall structure system short-leg wall structure system. *Struct.Des.Tall Spec. Build.* 2012, 22, 1270–1278.
- [16] Terzioglu, T.; Orakcal, K.; Massone, L.M. Cyclic lateral load behavior of squat reinforced concrete walls. *Eng. Struct.* 2018, 160, 147–160.
- [17] Kuang, J.S.; Ho, Y.B. Seismic Behavior and Ductility of Squat Reinforced Concrete Shear Walls with Non-seismic Detailing. *AciStruct. J.* 2008, 105, 225–231.
- [18] Pilakoutas, K.; Elnashai, A.S. Cyclic behavior of reinforced concrete cantilever walls, Part II: Discussions and theoretical comparisons. *ACI Struct. J.* 1995, 92, 425–434.
- [19] Wang, X.Y.; Su, Y.S.; Yan, L.B. Experimental and numerical study on steel reinforced high-strength concrete short-leg shear walls. *J. Constr. Steel Res.* 2014, 101, 242–255.
- [20] Pinle Zhang, Jinyulin Wang and Junfang Gao, “Cyclic Behavior of L-Shaped RC Short-Limb Shear Walls with High-Strength Rebar and High-Strength Concrete, *Appl. Sci.* 2022, 12, 8376.
- [21] Karamlou A., Kabir M. Z. (2012), Experimental study of L-shaped slender R-ICF shear walls under cyclic lateral loading, *Engineering Structures* 36(1): 134-146.
- [22] Su R. K. L., Wong S. M. (2007), Seismic behaviour of slender reinforced concrete shear walls under high axial load ratio, *Engineering Structures* 29(8): 1957-1965.
- [23] Pugh J. S., Lowes L. N., Lehman D. E. (2015), Nonlinear line-element modeling of flexural reinforced concrete walls, *Engineering Structures* 104(1): 174-192.
- [24] Inada K., Chosa K., Sato H., Kono S., Watanabe F. (2008), Seismic performance of RC L-shaped core structural walls, in: Xie L., Hu Y., *Proceedings of the 14th world conference on earthquake engineering*, 12-17 October 2008, Beijing, China, Chinese Association of Earthquake Engineering, China, pp. 48-56.
- [25] El Ouni, M.H.; Laissy, M.Y.; Ismaeil, M.; Ben Kahla, N. Effect of Shear Walls on the Active Vibration Control of Buildings. *Buildings* 2018, 8, 164.
- [26] Sonali Pandey, Dr. Krishna Murari, Ashish Pathak and Chandan Kumar. A Review on Shear wall in High Rise Building, *Int. J. Eng. Inv.*, 2017, 19, pp 2278-2281.
- [27] P. Kalpana, R.D. Prasad, B. Kranthi Kumar, Analysis of Building with and without Shear Wall at various Heights and Variation of Zone III and Zone V, *Int. J. Eng. Res. Appl.* 8 (2016) 631–635.
- [28] Lin C Y, Kuo C L. Behavior of shear wall with Opening. *Proceedings of 9th world conference on Earthquake Engineering* 1988 Apr.: 2-9.
- [29] Daniel J I, Shiu K N, Corley W G. Openings in earthquake resistant structural walls. *Journal of Structural Engineering.* 1986; 112(7):1660-76.

- [30] Yanez F V, Park R, Paulay T. Seismic behaviour of reinforced concrete structural walls with irregular openings. In Pacific conference on earthquake engineering, 1991: 3303-3308.
- [31] Balkaya C, Kalkan E. Three-dimensional effects on openings of laterally loaded pierced shear walls. Journal of structural engineering. 2004, 130(10):1506-14.
- [32] Chowdhury S R, Rahman M A, Islam M J, Das A K. Effects of openings in shear wall on seismic response of structures. International Journal of Computer Applications. 2012; 59(1):1-12.
- [
- [33] Abdo M A. Modeling of shear-wall dominant symmetrical flat plate reinforced concrete buildings. International Journal of Advanced Structural Engineering. 2012; 4(1):1-23.
- [34] Meghdadaian M, Ghalehnovi M. Improving seismic performance of composite steel plate shear walls containing openings. Journal of Building Engineering. 2019; 21:336-42.
- [35] Egyptian code for Design and Construction the Reinforced Concrete Building (ECP 203-2007), 2007
- [36] Varma V N, Kumar U P. Seismic response on multi-storied building having shear walls with and without openings. Materials Today: Proceedings. 2021; 37(2); 801-805
- [37] Ozkula, T.A., Kurtbeyoglu A., Borekcic, M, Zengind, B., Kocakc, A. Effect of shear wall on seismic performance of RC frame buildings, Engineering Failure Analysis, 2019; 100, 60–75.
- [38] Hosseinia, S. A., Kheyroddina, A., Mastalib, M., An experimental investigation into the impacts of eccentric openings on the in-plane behavior of squat RC shear walls, Engineering Structures 2019, 197, 109410.
- [39] Montazeri, E., Panahshahi, N., and Cross, B, Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Shear Walls with Staggered Openings under Seismic Loads Structures Congress, ASCE, 2018, 281-29.
- [40] Wang J, Wang F, Shen Q, Yu B. Seismic response evaluation and design of CTSTT shear walls with openings. Journal of Constructional Steel Research. 2019; 153:550-66.
- [41] Béton Armé à l'état limite **BAEL 91 Modifié 99, France, février 2000.**
- [42] Règles de Conception et de calcul des ouvrages en béton armé (**CBA.93**), **Alger. 1993**
- [43] **DTR.BC 2.2**, Alger
- [44] L'entreprise nationale des ascenseurs **ENA.**
- [45] ETABS 18.0.2 (Extended Three Dimensional Analysis of Building System version 18.0.2)

[46] AutoCAD 2008

[47] SAP 2000 version 14(Structural Analysis Program)

[48] SAFE

[49] SOCOTEC

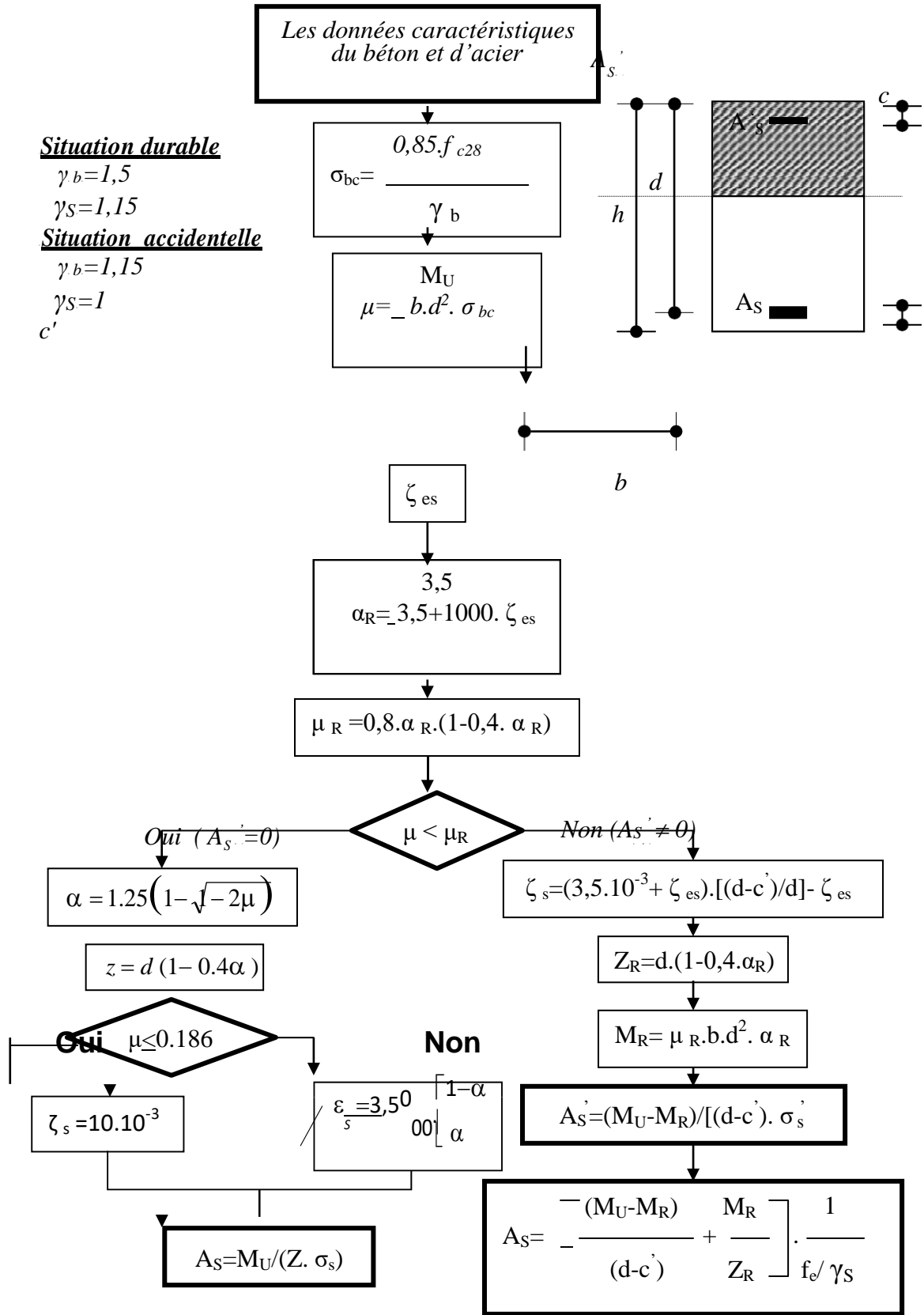
[50] Ahmed Saeed, Hadee Mohammed Najm, Amer Hassan, Shaker Qaidi, Mohanad Muayad Sabri Sabri and Nuha S. Mashaan “A Comprehensive Study on the Effect of Regular and Staggered Openings on the Seismic Performance of Shear Walls”, Buildings, vol12, 2022.

The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners. Two horizontal decorative flourishes, each featuring a central symmetrical scroll design with leaf-like accents, are positioned above and below the central text. The word "Annexe" is centered in a bold, black, serif font.

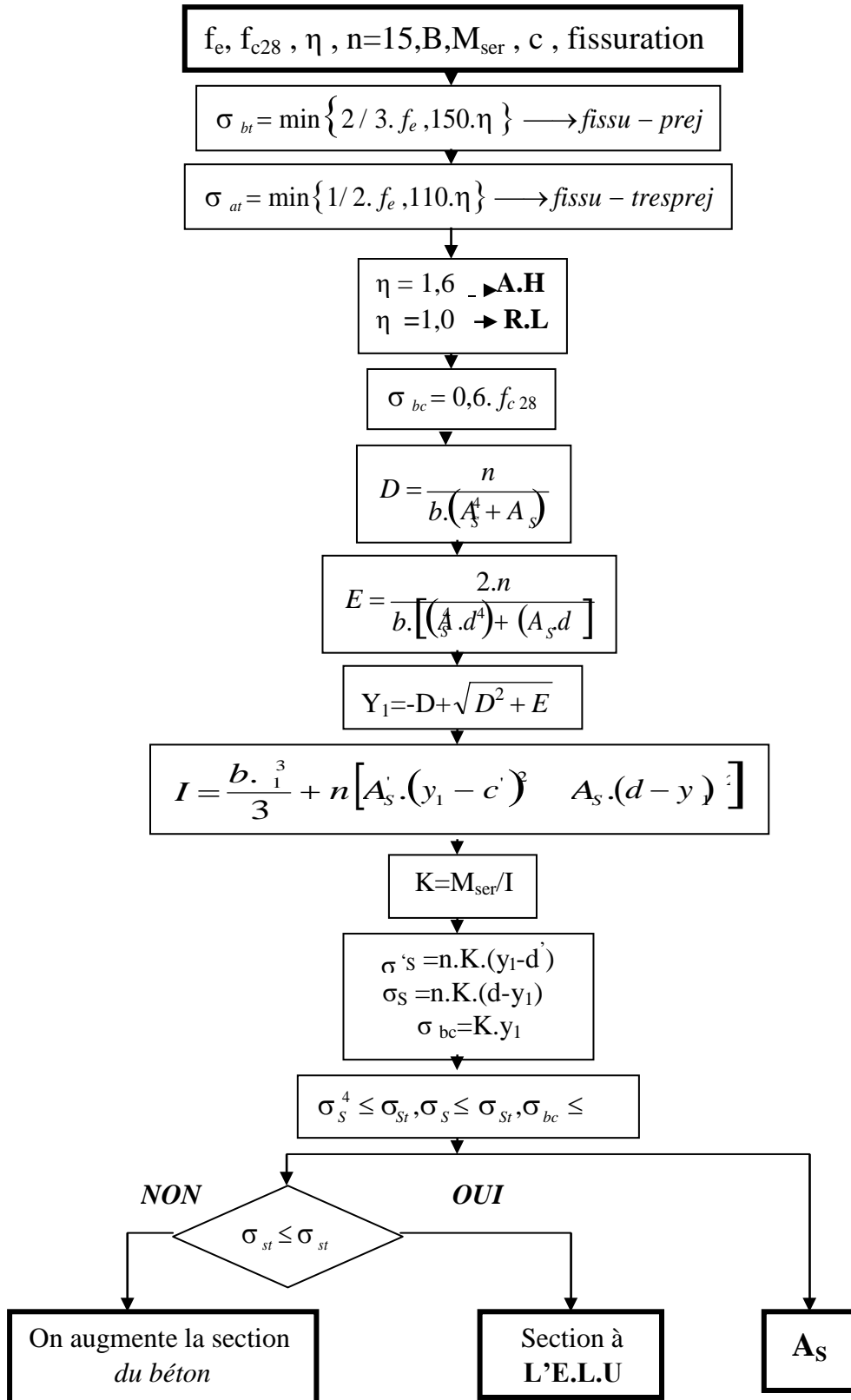
# Annexe

## ORGANIGRAMME -I-

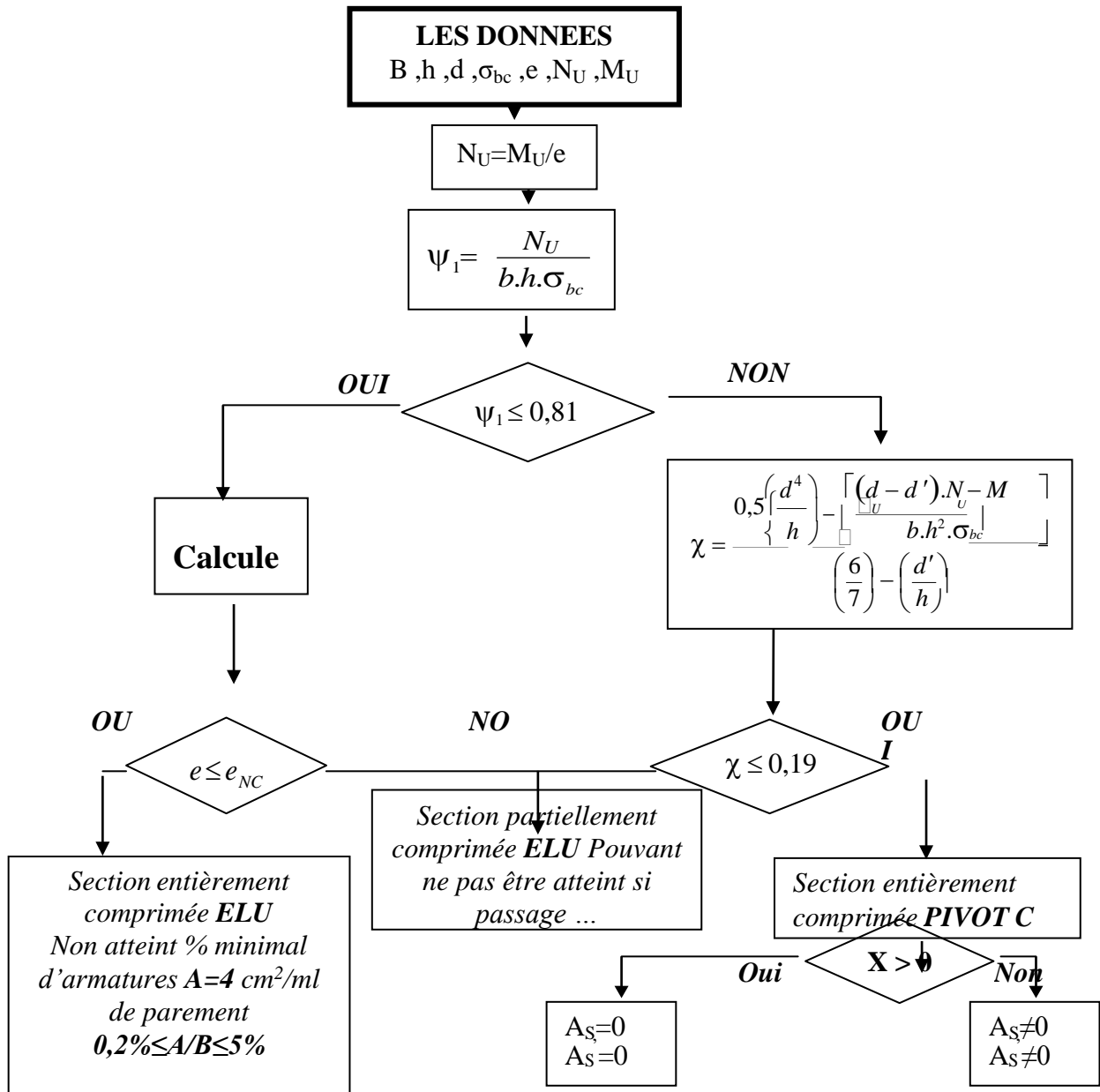
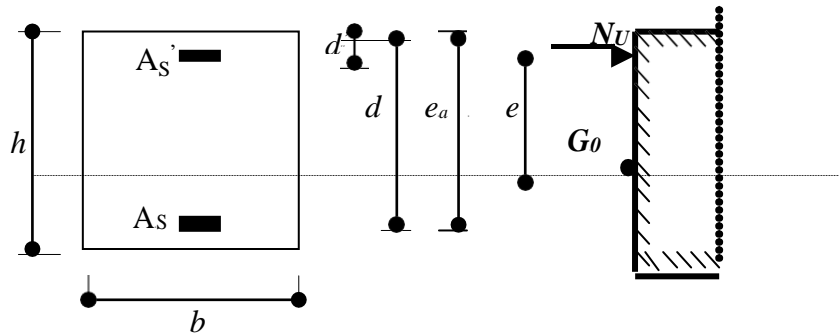
### SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



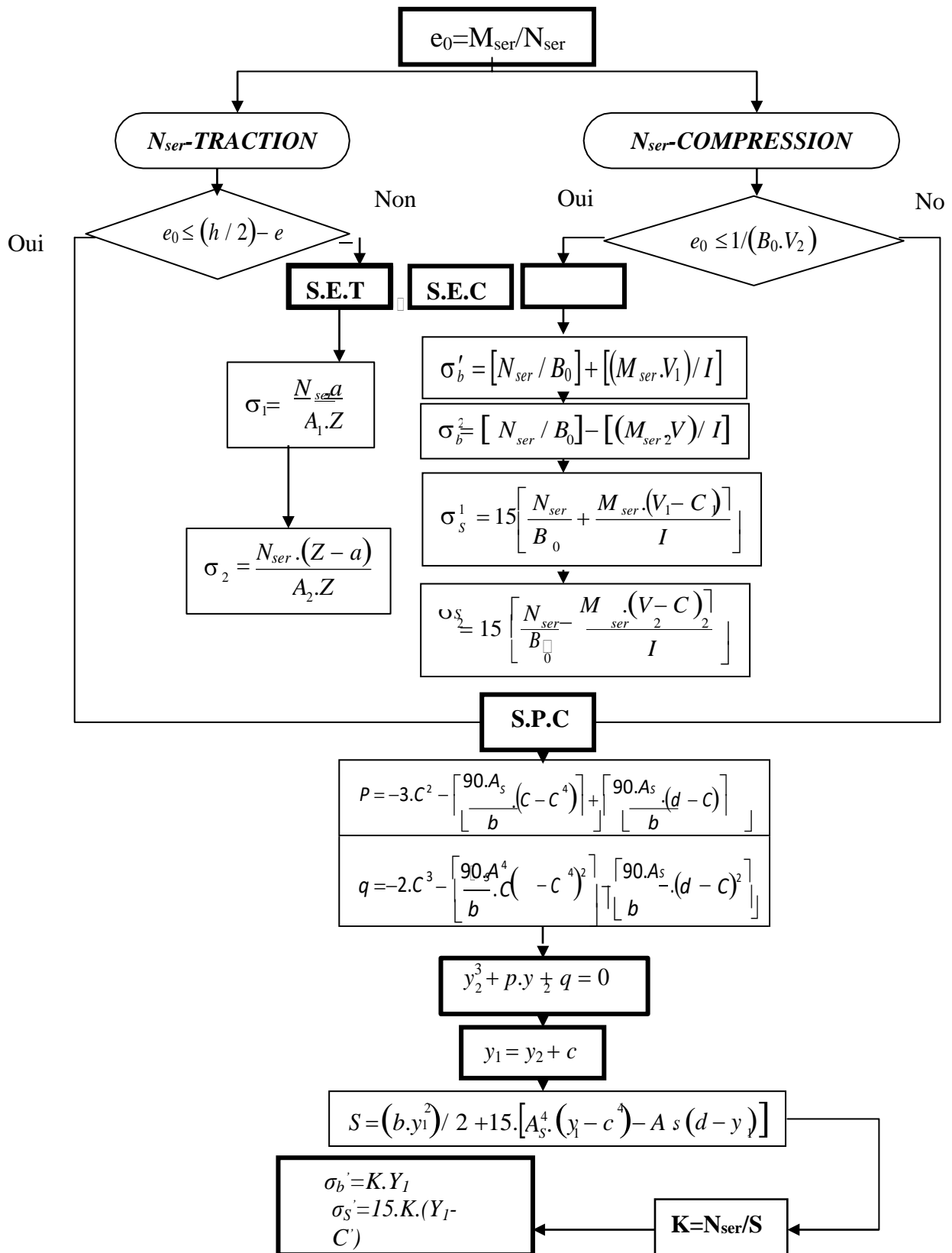
**ORGANIGRAMME -II-**  
**VERIFICATION D'UNE SECTION**  
**RECTANGULAIRE A -L'ELU-**



**ORGANIGRAMME -III-**  
**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN FLEXION COMPOSEE**



**ORGANIGRAMME-IV-**  
**FLEXION COMPOSEE A L'ELS**



**TABLEAU DES SECTIONS DES ARMATURES***Section en "cm<sup>2</sup>", diamètre  $\phi$  en "mm"*

$\phi$	T5	T6	T8	T10	T12	T14	T16	T20	T25	T32	T40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,90	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,19
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

**ANNEXE1**

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES  
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

## ANNEXE2

Valeurs de  $M1$  ( $M2$ ) pour  $\rho = 1$

$U/lx$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$V/ly$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

**NOTA :** Pour avoir les valeurs de  $M2$  ; il suffit de permuter U et V

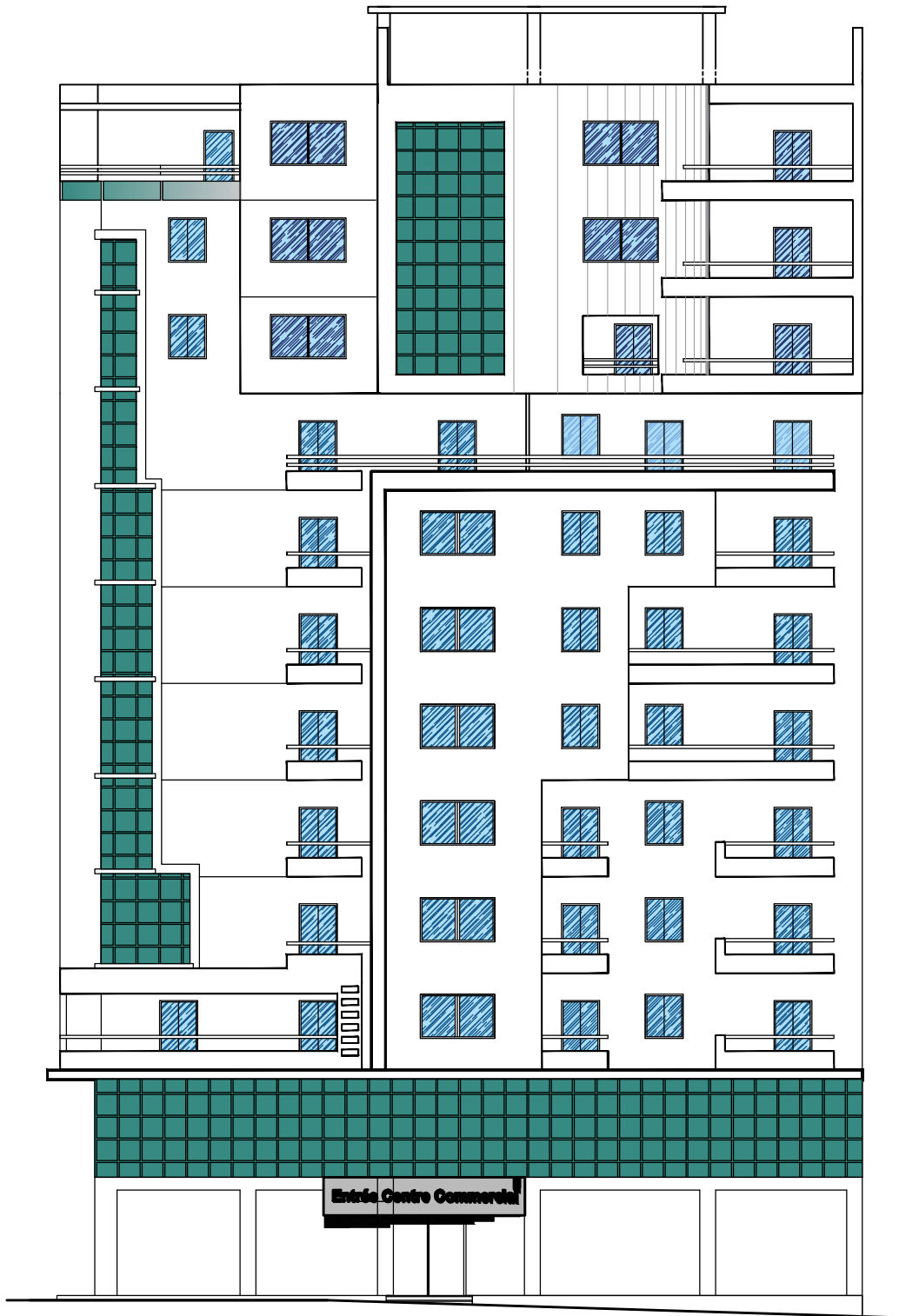
**SECTION RÉELLES  
D'ARMATURES**

Section en cm<sup>2</sup> de N armature  $\phi$  en mm

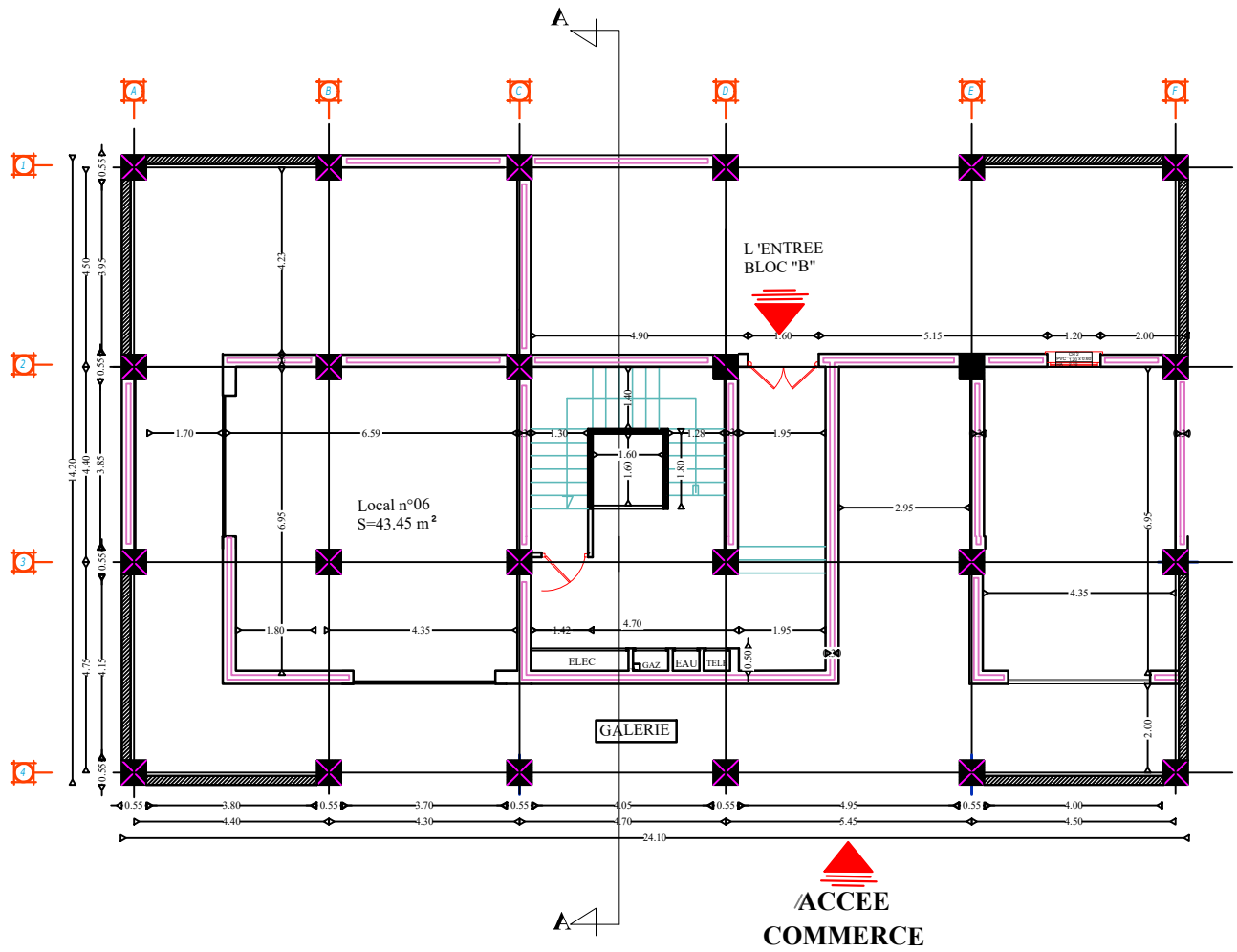
$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners. Two horizontal decorative flourishes, consisting of symmetrical scrollwork and leaf-like patterns, are positioned above and below the central text.

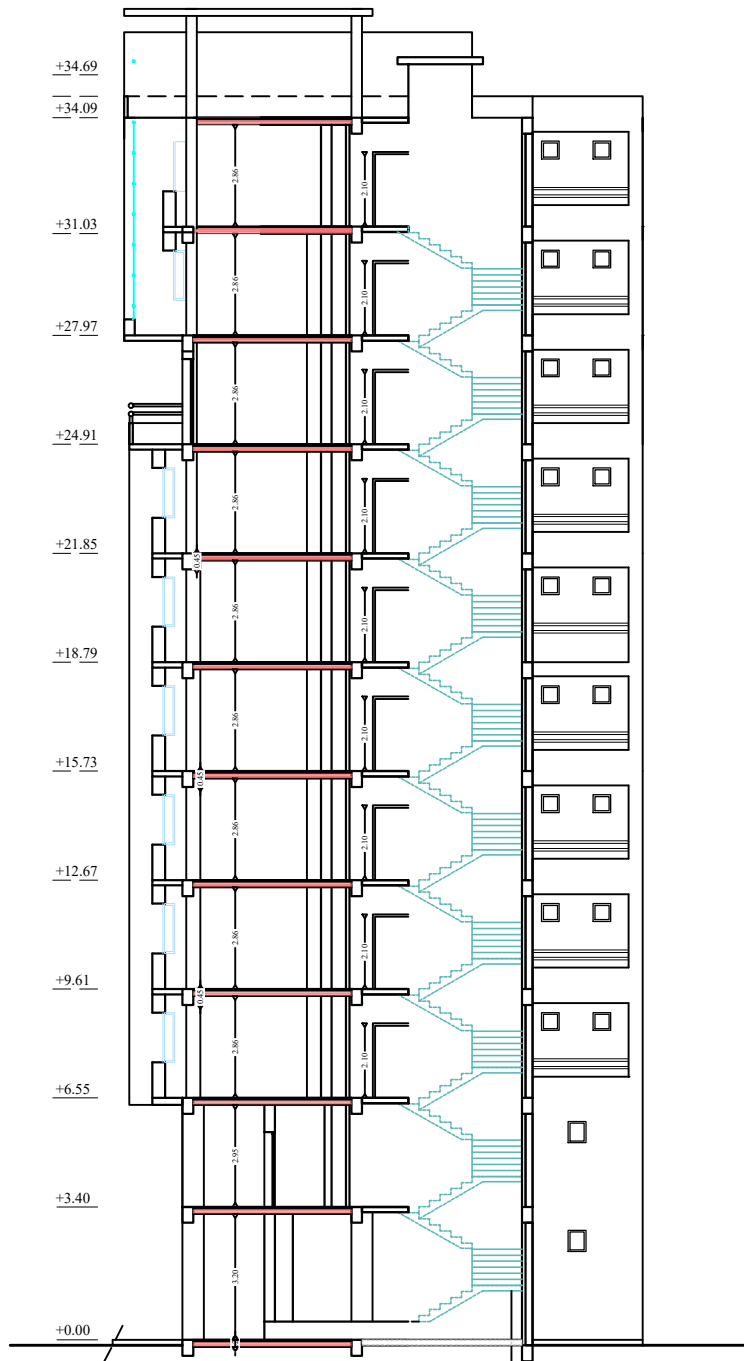
# **Plan d'exécution**



**FACADE PRINCIPALE**



**VUE EN PLAN DU REZ DE CHAUSSEE**



**COUPE AA**