

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE

SCIENTIFIQUE

جامعة -البليدة 1-

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

كلية التكنولوجيا

Faculté de Technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME

DE MASTER EN GENIE CIVIL



OPTION : Structures

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT EN RDC
+8 ETAGES + 1 SOUS - SOL EN
FORME L

Réalisé par :

- DEBAB Amina
- GUENNAZ Zoubida

Encadré par :

- Mme. BELAHOUANE. I

Blida, Septembre 2021

☞ REMERCIEMENTS

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

Tous d'abord, nous tenons à remercier Allah le Clément et le Miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

À notre promotrice : Ma BELHOUANE IMENE .

Aux membres des jurys qui nous ont fait l'honneur d'examiner notre modeste travail.

À tous les enseignants et le personnel administratif De L'Université SAAD DAHLEB BLIDA, particulièrement les Enseignants du département de Génie civil qui ont contribué à notre formation et à l'élaboration de ce présent travail.

Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué à notre formation de près ou de loin,

Merci infiniment...

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق ارضي + 8 طوابق ببلدية بوينان بولاية البليدة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل. هذا المشروع محقق بواسطة العارضات والأعمدة والجدران ذات الخرسانة المسلحة لضمان استقرار البناية ومقاومتها لكل الحمولات العمودية والأفقية. قياس وتسليح مختلف العناصر الأساسية مصمم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها حسب مقياس هندسة الزلازل الجزائري 99 المعدل في 2003 (*RPA99 version 2003*) و مقياس الاسمنت المسلح (*CBA93*).

RESUME

Le présent mémoire, étudie un bâtiment en R+8 à usage d'habitation à la commune de Bouinane dans la wilaya de Blida. Cette région est classée en zone sismique III selon le *RPA99 version 2003*.

Cet ouvrage est une structure mixte (portique-voiles) en béton armé, le pré-dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au *CBA93* et *RPA99 version 2003*. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul de structures par éléments finis **SAP**.

ABSTRACT

This project deals with the study of a building with basement and 8 floors in the commune of Bouinane in the Blida wilaya. This is classified in a high seismicity region (III) according to the Algerian seismic rules *RPA99 version 2003*.

This construction is a mixed building (frame-walls) in reinforced concrete, the dimension of the bearing elements were elaborated according to the *CBA93* and *RPA99 version 2003*. The three-dimensional seismic analysis was conducted by **SAP** computer program.

SOMMAIRE

Résumé

Remerciement

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Introduction générale

| | |
|---|----|
| I. Présentation de l'ouvrage | 3 |
| I.1. Introduction générale | 3 |
| I.2. REPRESENTATION DE BATIMENT | 3 |
| I.3.LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT | 3 |
| I.3 .1.Dimension en plan | 3 |
| I.3 .2 Dimension en elevation | 3 |
| I.4. Description structurelle | 4 |
| I.4.1.Ossature | 4 |
| I.4.2.les Plancher | 4 |
| I.4.3.les Escalier | 4 |
| I.4.4.Maçonnerie | 4 |
| I.4.5. Revêtement | 4 |
| I.4.6.Acrotères | 4 |
| I.4.7.Gaine d'ascenseurs | 4 |
| I.4.8.Garde – corps | 5 |
| I.5. définition des matériaux | 5 |
| I.5.1. Caractéristiques Mécaniques des Matériaux | 5 |
| I.5.1. 1.Béton | 5 |
| I.5.1. 2.Ciment | 5 |
| I.5.1. 3.Granulats | 5 |
| I.5.1. 4.Eau de gâchage | 5 |
| I.5.2. Résistance du béton | 5 |
| I.5.3.Acier | 8 |
| I.6.Hypothèse de calcul | 10 |
| I.7. Combinaison de calcul | 11 |

| | |
|---|----|
| I.8. Les règlements utilisés | 11 |
| I.9. Les logiciels utilisés | 11 |
| II. Pré dimensionnement | |
| II.1. Introduction | 12 |
| II.2. Pré dimensionnement des plancher | 12 |
| II.2.1 Dalle en Corps Creux | 12 |
| II.2.2 Dalle pleine | 13 |
| II. 3 Evaluations des charges et surcharges | 13 |
| II.3.1. Charges permanentes G | 13 |
| II.3.2 Charges d'exploitation | 17 |
| II.4. 1. LES PORTIQUES | 17 |
| II.4.1.1. Les poutres | 17 |
| II.4.1.2. Les poteaux | 19 |
| II.4.2. LES VOILES | 27 |
| III. Calcul des éléments secondaires | |
| III.1.Introduction | 28 |
| III.2. Acrotère | 28 |
| III.2.1. Introduction | 28 |
| III.2.2. Evaluation des charges | 29 |
| III.2.3.calcul des efforts | 30 |
| III.2.4.. Ferrailage de l'acrotère | 31 |
| III.2.5. Vérification de la section d'acier | 32 |
| III.2.6. armatures de répartitions | 32 |
| III.2.7. Vérification a l'ELS | 32 |
| III.2.8. Vérification de l'effort tranchant | 35 |
| III.3. Plancher en corps creux | 36 |
| III.3.1. Introduction | 36 |
| III.4. Plancher en dalle pleine | 61 |
| III.5. Escalier | 67 |
| III.5.1. Introduction | 67 |
| III.5.2. Définition | 67 |
| III.5.3. Pré dimensionnement de l'escalier | 68 |

| | |
|--|-----|
| III.5.4. Evaluation des charges et surcharges | 71 |
| III.5.5. Calcul des ferrailages | 77 |
| III.5.6. Vérifications à l'E.L.S | 79 |
| III.6. Balcons | 83 |
| III.6.1. Introduction | 83 |
| III.6.2. Evaluation des charges | 84 |
| III.6.3. Calcul du ferrailage | 85 |
| III.6.4. Vérifications vis-à-vis a l'ELS | 87 |
| III.7. Etude de la dalle machine | 88 |
| III.7.1. Introduction | 88 |
| III.7.2. Détermination des charges et surcharges | 88 |
| III.7.3. Combinaison des charges | 88 |
| III.7.4. Calcul des efforts | 88 |
| III.7.5. Ferrailage de la dalle | 89 |
| III.7.6. Vérification à l'E.L.S | 90 |
| IV. Étude dynamique et sismique | |
| IV.1. Introduction | 93 |
| IV.2. Etude dynamique | 93 |
| IV.2. 1. Introduction | 93 |
| IV.2.2. Modalisation | 93 |
| IV.2.3. Déterminations des Caractéristiques dynamiques propres | 93 |
| IV.3. Modélisation de la Structure étudiée | 95 |
| IV.3.1. Modélisation de la rigidité | 95 |
| IV.3.2. Le Diaphragme | 95 |
| IV.3.3. Les éléments de portique | 96 |
| IV.3.4. les voiles | 96 |
| IV.3.5. Modélisation de la masse | 97 |
| IV.4. Etude sismique | 97 |
| IV.4.1. Introduction | 97 |
| IV.4.2. Stratégie du calcul sismique | 98 |
| IV.5. Résultats de l'analyse sismique | 102 |
| IV.6. Résultats de l'analyse dynamique | 110 |

| | |
|--|-----|
| IV.7. DISPOSITION DES VOILES DE CONTREVENTEMENT | 112 |
| IV.8. Augmentation des sections des poteaux dans le modèle final | 116 |
| V. Ferrailage des éléments structuraux | |
| V.1. Introduction | 123 |
| V.2. Ferrailage des poteaux | 123 |
| V.2.1. Ferrailage longitudinal | 123 |
| V.2.2. Recommandations selon les B.A.E.L.91 modifiées 99 | 124 |
| V.2.3. Recommandations selon l'R.P.A .99 version 2003 | 124 |
| V.2.4 Calcul du Ferrailage Longitudinal | 126 |
| V.2.5. Combinaisons d'Actions | 126 |
| V.2.6. Choix des armatures | 133 |
| V.2.7. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service | 133 |
| V.2.8. Vérification de l'effort tranchant | 136 |
| V.2.9. Ferrailage des poteaux du Sous-sol | 140 |
| V.2.10. schéma de ferrailage Des poteaux | 142 |
| V.3. Ferrailage des poutres | 144 |
| V.3.1. Les Combinaisons de Charges | 144 |
| V.3.2 Recommandations des règlements | 144 |
| V.3.3. Calcul du ferrailage | 145 |
| V.3.4. Condition de non fragilité | 158 |
| V.3.5. Vérification vis à vis de l'ELS | 158 |
| V.3.6. Recouvrement des Armatures Longitudinales | 161 |
| V.3.7. ARRET DES BARRES | 161 |
| V.3.8. Vérification de la flèche | 162 |
| V.3.9 les schémas de ferrailage des poutres | 164 |
| V.4. Ferrailage des voiles | 168 |
| V.4.1. Généralité | 168 |
| V. 4.2. Introduction au ferrailage des voiles | 169 |
| V .4.3. Justifications sous sollicitations normales | 170 |
| V.4.4. Procédure de ferrailage des trumeaux | 174 |
| V.4.4.1. introduction | 174 |
| V.4.4.2. Méthode simplifiée basée sur les contraintes | 175 |
| V.4.4.3 Aciers horizontaux | 176 |

| | |
|--|-----|
| V.4.4.4 Préconisation du règlement parasismique algérien | 176 |
| V.4.5 Présentation des résultats | 181 |
| V.4.6. schéma de ferrailage des voiles | 187 |
| V.4. 7 Ferrailage des linteaux | 192 |
| V.4. 8 schéma de ferrailage des linteaux | 196 |
| VI. Étude DE L'INFRASTRUCTURE | |
| VI.1. Etude des fondations | 197 |
| VI.1.1. Introduction | 197 |
| VI.2. Fonction assurées par les fondations | 197 |
| VI.2.1. Classification des fondations | 197 |
| VI.2.2. Choix de type de fondation | 197 |
| VI.2.3. Calcul des fondations | 198 |
| VI.2.4. Semelles isolées | 198 |
| VI.2.5. Semelles Filantes | 199 |
| VI.3. Radier général | 202 |
| VI.3.1. Introduction | 202 |
| VI.3.2 Radier Nervuré | 202 |
| VI.4. Vérification des contraintes dans le sol | 207 |
| VI.5. Ferrailage du Radier | 209 |
| VI.5.1. Ferrailage de la dalle du radier | 209 |
| VI.6. Vérifications nécessaires | 212 |
| VI.6.1. Condition de non fragilité | 212 |
| VI.6.2. Vérification des contraintes à l'ELS | 212 |
| VI.6.3. schéma de ferrailage des radier | 213 |
| VI.7. Ferrailage des nervures | 214 |
| VI.7.1. Calcul des efforts | 214 |
| VI.7.2. Calcul des armatures | 214 |
| VI.7.3. Vérifications nécessaires | 215 |
| VI.7.4. Armatures transversales | 216 |
| VI.7.5. Armature de peau | 216 |
| VI.7.6. Schéma de ferrailages des nervures | 217 |
| VI.8. Ferrailage du Débord | 218 |
| VI.8.1. Calcul de ferrailage | 218 |

| | |
|--|-----|
| VI.8.2.Armature de répartition | 219 |
| VI.8.3.Vérification des contraintes à l'ELS | 219 |
| VI.9.Voile périphérique | 219 |
| VI.9.1.Introduction | 219 |
| VI.9.2.Pré dimensionnement | 220 |
| VI.9.3.Evaluation des charges | 220 |
| VI.9.4.Effort dans la dalle | 221 |
| VI.9.5.Ferraillage de la dalle | 222 |
| VI.9.6.Condition exigée par les RPA99/version 2003 | 222 |
| VI.9.7.Condition de non fragilité | 222 |
| VI.9.8.Vérification de l'effort tranchant | 223 |
| VI.9.9.Vérification à L'ELS | 223 |
| VI.10.schéma de ferraillage des voiles périphériques | 225 |
| Conclusion générale | 226 |

Références

Annexes

LISTE DES TABLEAUX

| | |
|--|----|
| Tableau I.1: Caractéristiques des Aciers. | 8 |
| Tableau II.1 : Poids surfaciques des différents planchers | 15 |
| Tableau. II.2 : Dégression des surcharges des charges d'exploitations | 24 |
| Tableau. II. 3 : Choix des sections des poteaux centraux. | 24 |
| Tableau .II.4: Choix des sections des poteaux de rives. | 25 |
| Tableau .II.5 : Choix des sections des poteaux d'angle | 26 |
| Tableau. II.6: Choix des sections des poteaux. | 26 |
| Tableau III.1.les valeurs des moments a ELs(type 2.1). | 48 |
| Tableau III.2.les valeurs des moments a ELs(type 2.2). | 50 |
| Tableau III.3 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée. | 53 |
| Tableau III.4: Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis | 54 |
| Tableau III.5 : Vérification de la contrainte de béton | 56 |
| Tableau III.6: calcul de la flèche | 58 |
| Tableau .III.7 : Evaluation des charges | 62 |
| Tableau .III.8: Ferrailage de la dalle pleine | 63 |
| Tableau .III.9: Ferrailage de la dalle pleine | 66 |
| Tableau III.10 : les charges de palier | 71 |
| Tableau III.11 : les charges de paillasse | 72 |
| Tableau III.12 :Charges à l'ELU et l'ELS | 72 |
| Tableau III.13: les charges de palier | 74 |
| Tableau III.14 : les charges de paillasse | 75 |
| Tableau III.15 :Charges à l'ELU et l'ELS. | 75 |
| Tableau .III.16 : Ferrailage de l'escalier | 78 |
| Tableau.III.17: Vérification à l'E.L.S | 80 |
| Tableau.III.18: Vérification de la flèche de l'escalier | 81 |
| Tableau III.19 : Récapitulatif de la vérification des flèche | 81 |
| Tableau. III.20: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x) | 86 |
| Tableau. III.21: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y) | 87 |
| Tableau. III.22: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis. | 89 |
| Tableau. III.23: Vérification des contraintes de la dalle dans les deux sens. | 90 |
| Tableau. III.24: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appui | 90 |
| Tableau. III.25: Vérification des contraintes de la dalle dans les deux sens | 91 |

| | |
|--|-----|
| Tableau IV-1. valeurs des pénalités l | |
| Tableau IV-2-Récapitulatif des paramètres sismiques retenus | 108 |
| Tableau. IV.3 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial | 110 |
| Tableau. IV.4. les déferons facteurs pour le modèle initial | 111 |
| Tableau IV.5 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Initial | 111 |
| Tableau. IV.6 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial | 113 |
| Tableau. IV.7. les déferons facteurs pour le modèle initial | 114 |
| Tableau IV.8. Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Initial | 115 |
| Tableau. IV.9. l'effort normal réduit | 116 |
| Tableau. IV.10. Période et taux de participation | 117 |
| Tableau. IV. 11.les déferons facteurs | 118 |
| Tableau. IV .12. Vérification des déplacements inter étages | 118 |
| Tableau IV.13. Vérification de l'effort normal réduit | 119 |
| Tableau. IV.14.Calcul de θ_x et θ_y | 120 |
| Tableau IV.15. Distribution des efforts sur les voiles et le portique | 122 |
| | |
| Tableau V.1 : Tableau des Contraintes | 123 |
| Tableau .V.2.Ferraillages des poteaux situation durable (N^{\max} N^{\min} , M^{corr}) | 127 |
| Tableau. V.3. Ferraillages des poteaux situation durable (M_2^{\max} , N^{corr}) | 128 |
| Tableau .V.4.Ferraillages des poteaux situation durable (M_3^{\max} , N^{corr}) | 128 |
| Tableau.V.5 .Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} N^{\min} , M^{corr}) | 129 |
| Tableau.V.6. Ferraillages des poteaux situation accidentelle (M_2^{\max} , N^{corr}) | 130 |
| Tableau.V.7. Ferraillages des poteaux situation accidentelle (M_3^{\max} , N^{corr}). | 130 |
| Tableau.V.8. Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} N^{\min} , M^{corr}) | 131 |
| Tableau.V.9. Ferraillages des poteaux situation accidentelle (M_2^{\max} , N^{corr}) | 132 |
| Tableau.V.10. Ferraillages des poteaux situation accidentelle (M_3^{\max} , N^{corr}) | 132 |
| Tableau.V.11. Choix des armatures des poteaux | 133 |
| Tableau.V.12. Vérification des contraintes pour les poteaux | 134 |
| Tableau.V.13. Vérification des contraintes pour les poteaux | 135 |
| Tableau.V.14. Vérification des contraintes pour les poteaux | 135 |
| Tableau.V.15. Vérification de l'effort tranchant et la contrainte de cisaillement | 137 |
| Tableau.V.16.: Espacements maximales selon RPA99 | 139 |
| Tableau.V.17. Le choix des armatures transversales | 139 |
| Tableau V.18.Ferraillage des Poteaux du Sous-sol | 142 |
| Tableau.V.19. Ferraillage des poutres porteuses (30x40) (Situation Durable) | 146 |
| Tableau.V.20. Ferraillage des poutres porteuses (30x40) (Situation Accidentelle) | 147 |
| Tableau.V.21. Ferraillage des poutres porteuses (30x40) (Situation Accidentelle) | 148 |
| Tableau.V.22 .Choix des armatures pour les poutres porteuses (30x 40) | 149 |
| Tableau. V.23. Ferraillage des poutres secondaires (30x35) (Situation Durable). | 150 |
| Tableau. V.24. Ferraillage des poutres secondaires (30x35) (Situation Accidentelle) | 151 |
| Tableau. V.25. Ferraillage des poutres secondaires (30x35) (Situation Accidentelle) | 152 |
| Tableau.V.26 . Choix des armatures pour les poutres secondaires (30x 35) | 153 |
| Tableau. V.27 .Ferraillage des poutres de chaînage (30x35) (Situation Durable) | 154 |

| | |
|---|-----|
| Tableau. V.28 . Ferrailage des poutres de chaînage (30x35) (Situation Accidentelle | 155 |
| Tableau. V.29 . Ferrailage des poutres de chaînage (30x35) (Situation Accidentelle) | 156 |
| Tableau.V.30. Choix des armatures pour les poutres de chaînage (30x 35) | 157 |
| Tableau V.31. Vérification de la condition de non fragilité | 158 |
| Tableau V.32. Vérification des poutres longitudinales 30x40 à l'ELS | 158 |
| Tableau V.33.Vérification des poutres transversales 30x35 à l'ELS | 159 |
| Tableau V.34 . Vérification des poutres de chaînage 30x35 à l'ELS | 159 |
| Tableau V.35.Vérification de la contrainte de cisaillement | 160 |
| Tableau V.36. calcul des armatures transversales | 161 |
| Tableau .V.37 .Moment fléchissant et section d'armatures (RDC→ 7ème) | 162 |
| Tableau .V.38 .Moment fléchissant et section d'armatures (terrasse) | 162 |
| Tableau.V.39. Moment fléchissant et section d'armatures | 163 |
| Tableau.V.40. Moment fléchissant et section d'armatures. | 164 |
| Tableau V.41.: Valeurs de (l_f/l) | 171 |
| Tableau V.42.Calcul de $\sigma_{u\lim}$ | 172 |
| Tableau V.43. Aciers verticaux et horizontaux | 173 |
| Tableau V.44.Aciers transversaux | 174 |
| Tableau V.45. Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple | 179 |
| Tableau V.46 .Calcul des armatures verticales de l'exemple | 179 |
| Tableau V.47 .Caractéristiques des voiles | 181 |
| Tableau V.48 : Calcul des armatures du voile (V x 1). | 182 |
| Tableau V.49.Calcul des armatures du voile (V x 2) | 182 |
| Tableau V.50. Calcul des armatures du voile (V x 3) | 183 |
| Tableau V.51. Calcul des armatures du voile (V y 1) | 183 |
| Tableau V.52 . Calcul des armatures du voile (V y 2) | 184 |
| Tableau V.53 .Calcul des armatures du voile (V y 3) | 184 |
| Tableau V.54. Calcul des armatures du voile (V y 4) | 185 |
| Tableau V.55 .Calcul des armatures du voile (V y 5) | 185 |
| Tableau V.56. Calcul des aciers de coutures des voiles | 186 |
| Tableau V.57.Calcul des aciers horizontaux des voiles | 186 |
| Tableau V.58.Ferrailage des linteaux | 195 |
| Tableau V.59. calcul de ferrailage des linteaux | 196 |
| | |
| Tableau VI.1.Sections des semelles filantes | 200 |
| Tableau VI.2: Vérification des contraintes à l'ELU | 208 |
| Tableau VI.3. Vérification des contraintes à l'ELS | 208 |
| Tableau VI.4. Calcul des moments à l'ELU | 210 |
| Tableau VI.5. Calcul des moments à l'ELS | 211 |
| Tableau VI.6. Ferrailage des Panneaux du Radier | 211 |
| Tableau VI.7. Vérifications CNF | 212 |
| Tableau VI.8. Vérification des contraintes | 212 |
| Tableau VI.9. Vérification des contraintes (correction) | 213 |
| Tableau VI.10. Nouveau ferrailages de radier | 213 |

| | |
|--|-----|
| Tableau VI.11. Ferrailage des nervures (x-x) | 214 |
| Tableau VI.12. Ferrailage des nervures (y-y) | 214 |
| Tableau VI.13. Vérification de la condition de non fragilité | 215 |
| Tableau VI.14. Vérification des contraintes à l'ELS | 215 |
| Tableau VI.15. choix des armatures transversales | 216 |
| Tableau VI.16. Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier | 219 |
| Tableau VI.17. Ferrailage de la dalle pleine | 222 |
| Tableau VI.18. vérification à ELS | 224 |
| Tableau VI.19. Vérification des contraintes (correction) | 224 |
| Tableau VI.20. Nouveau ferrailages de radier | 224 |

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : présentation de l'ouvrage.

| | |
|---|---|
| Figure I.1 : Diagramme contraintes-déformation du Béton. | 7 |
| Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformation du Béton à l'ELS. | 8 |
| Figure I.3 : Diagramme contraintes déformation de l'acier | 9 |

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

| | |
|--|----|
| Figure II.1: « Dalle en corps creux ». | 12 |
| Figure II.2: Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible | 14 |
| Figure II.3 : Coupe transversale du plancher courant | 15 |
| Figure II.4 : coupe verticale du plancher courant a dalle pleine | 15 |
| Figure II.5 : constituant d'un mur extérieur | 16 |
| Figure II.5 : constituant d'un mur intérieur | 16 |
| Figure II.6 : constituant d'un mur intérieur | 16 |
| Figure II.7 : section réduite du poteau | 20 |
| Figure II.8: coupe de voile en élévation | 27 |

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

| | |
|--|----|
| Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère | 29 |
| Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère | 29 |
| Figure III.3 : Diagrammes des efforts à l'ELU | 31 |
| Figure III.4: Coupe horizontale d'un acrotère. | 31 |
| Figure III.5: position de centre de pression | 33 |
| Figure III.6: ferrailage de l'acrotère | 35 |
| Figure III.7 : Coupe du plancher en corps creux | 36 |
| Figure III.8 : Dimensions De La Poutrelle. | 37 |
| Figure III.9. Position e l'axe neutre | 57 |
| Figure III.10. Schéma de ferrailage des poutrelles | 60 |
| Figure III.11 : ferrailage de la dalle de compression | 61 |
| Figure III.12 : schéma de la dalle plein | 61 |
| Figure III.13 : ferrailage de la dalle plein | 66 |
| Figure III.14 : schéma des escaliers | 67 |
| Figure III.1 : .schéma statique de l'escalier (1et 3) | 68 |
| Figure III.16 : schéma statique de l'escalier (2). | 69 |
| Figure III.17 : Ferrailage de l'Escalier | 82 |
| Figure III.18 : Dimensions du balcon | 83 |

| | |
|---|----|
| Figure III .19 : Ferrailage du balcon | 88 |
| Figure III.20: Ferrailage de la dalle machine. | 92 |

CHAPITRE IV : Étude dynamique et sismique

| | |
|---|-----|
| Figure IV.1 : Transmission des charges sur les éléments verticaux de contreventée | 95 |
| Figure IV.2 : Le rôle du diaphragme | 95 |
| Figure IV.3 : L'influence du diaphragme sur le déplacement des poteaux | 96 |
| Figure IV.4 : les Etapes du Calcul Sismique | 98 |
| Figure IV.5 : spectre de réponse | 102 |
| Figure IV.6. Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles. | 108 |
| Figure IV.7. Modèle Initial | 110 |
| Figure IV.8 : Modèle 1 | 113 |
| Figure IV.9 : Modèle final | 116 |

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments structuraux

| | |
|---|-----|
| Figure V.1 : Zone Nodale | 124 |
| Figure V.2 : Ferrailage des poteaux | 134 |
| Figure V.3 : Arrêts des barres | 161 |
| Figure V.4 : résultats de flèches poutre principale(RDC→ 7ème) | 162 |
| Figure V.5 : résultats de flèches poutre principale(terrasse) | 163 |
| Figure V.6 : résultats de flèches poutre secondaire | 163 |
| Figure V.7 : résultats de flèches poutre de chaînage | 164 |
| Figure V.8 : ferrailage de poutre principale RDC → 7ème (appui) | 164 |
| Figure V.9 : ferrailage de poutre principale RDC → 7ème (travée) | 165 |
| Figure V.10 : ferrailage de poutre secondaire RDC → terrasse (appui) | 165 |
| Figure V.11 : ferrailage de poutre secondaire RDC → terrasse (travée) | 166 |
| Figure V.12 : ferrailage de poutre de chaînage RDC → terrasse (appui) | 166 |
| Figure V.13 : ferrailage de poutre de chaînage RDC → terrasse (travée) | 167 |
| Figure v.14 : schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage | 170 |
| Figure V.15 : Définition de l'élément mur | 171 |
| Figure V.16 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque | 176 |
| figure V.17 : disposition des armatures verticales dans les voiles | 177 |
| Figure V.18 : Ferrailage du voile Vx1 Zone 1 | 187 |
| Figure V.19 : Ferrailage du voile Vx1 Zone2 | 187 |
| Figure V.20 : Ferrailage du voile Vx3 Zone 1 | 188 |
| Figure V.21 : Ferrailage du voile Vx3 Zone 2 | 188 |
| Figure V.22 : Ferrailage du voile de la cage d'ascenseur Zone 1 | 189 |
| Figure V.23: Ferrailage du voile de la cage d'ascenseur Zone 2 | 189 |
| Figure V.24: Ferrailage du voile Vy1 Zone 1 | 190 |
| Figure V.25: Ferrailage du voile Vy1 Zone 2 | 190 |
| Figure V.26: Ferrailage du voile Vy2 Zone 1 | 190 |

| | |
|---|-----|
| Figure V.27 :Ferrailage du voile Vy2 Zone 2 | 191 |
| Figure V.28 : Ferrailage du voile Vy5 Zone 1 | 191 |
| Figure V.29 : Ferrailage du voile Vy5 Zone 2 | 191 |
| Figure V.30 : ferrailage de linteaux (VY1 RDC) | 196 |

CHAPITRE VI : Étude DE L'INFRASTRUCTURE

| | |
|---|-----|
| Figure VI.1 : Semelle isolée sous poteau | 198 |
| Figure VI.2 : Semelle filante | 200 |
| Figure VI.3 : Schéma d'un radie | 202 |
| Figure VI.4 Schéma statique du bâtiment | 206 |
| Figure VI.5 :Contraintes sous le radier | 207 |
| Figure VI.6 : Panneau de la dalle du radier | 210 |
| Figure VI.7 : ferrailage des radier (x-x) | 213 |
| Figure VI.8 : ferrailage des radier (y-y) | 214 |
| Figure VI.9 : ferrailage de nervure (appui) | 217 |
| Figure VI.10 : ferrailage de nervure (travée) | 217 |
| Figure VI.11 : ferrailage de nervure(appui) | 217 |
| Figure VI.12 : ferrailage de nervure (travée) | 217 |
| Figure VI.13 : Schéma statique des débords | 218 |
| Figure VI.14 : Diagramme des Moments | 218 |
| Figure VI.15 : Evaluation des charges | 219 |
| Figure VI.16 :Poussées des terres | 220 |
| Figure VI.17 : Ferrailage du Voile Périphérique(y-y) | 225 |
| Figure VI.18 : Ferrailage du Voile Périphérique(x-x) | 225 |

LISTE DES SYMBOLES

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- B : Béton ordinaire
- B.A.P : Béton auto-plaçant
- B.H.P : Béton à Haute Performance
- \varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- Q_{adm} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation,
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : 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 : Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- f : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage, facteur d'amplification.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- 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.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- 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.
- δ : 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
- δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
- W : Poids de la structure.
- R : coefficient de comportement.
- NF : Norme françaises
- NA : Norme algérienne

Introduction générale

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage. Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, ...etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis-à-vis de ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de construction et exploiter les résultats des chercheurs orientent l'ingénieur de son choix des meilleurs matériaux

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "**RPA99 version 2003**") et le **CBA93**, l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Toute étude de projet d'un bâtiment doit respecter deux buts :

- Un maximum de sécurité (le plus important): consiste d'assurer la stabilité de l'ouvrage
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).

Le béton connaît une grande amélioration de ses caractéristiques à l'état frais ou durci entrent ainsi à la naissance de plusieurs types de béton dont l'utilisation sur terrain reste très limitée et leurs exploitations dans la plupart des chantiers de notre pays reste à vérifier. Il se trouve que ces derniers peuvent participer dans le comportement mécanique de la structure de façon différente comparé au béton ordinaire

Méthodologie :

Notre travail se subdivisera en 07 chapitres principaux :

Le premier chapitre sera consacré à la présentation de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.

Le deuxième chapitre sera l'évaluation des charges et surcharge selon le DTR.B.C.2.2 et le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux ; poutres et voiles) qui est une étape préliminaire avant d'entamer l'étude dynamique.

Le troisième chapitre sera le calcul des éléments non structuraux (acrotère ; poutrelles ; escaliers)

Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur logiciel de calcul **SAP2000**

Le cinquième chapitre portera sur le calcul de ferraillement des éléments structuraux

Le sixième chapitre sera le dimensionnement et le ferraillement des éléments de l'infrastructure.

Et finalement on a terminé avec une Conclusion général.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

I.1. INTRODUCTION GENERALE :

L'étude des ouvrages en Génie civil se fait de telle manière à assurer la stabilité et la durabilité des ouvrages étudiés, tout en assurant un maximum de sécurité des personnes pendant et après leurs réalisations, et tout en minimisant le coût. Pour cela, nos calculs seront conformes aux préconisations des règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) et le règlement de béton aux états limites BALI 91 modifié 99.

I.2. REPRESENTATION DE BATIMENT :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment (R+8+ + sous-sol) a usage habitation. La structure est constituée de portique et de voiles en béton armé. Ce bâtiment sera implanté à BLIDA ville classée selon le RPA 99 (version 2003) comme un zone sismique (***Zone III***) Le bâtiment comporte :

- Un sous-sol à usage parking.
- RDC + 8 étages à usage habitation.
- 2 cages d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

I.3. LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT :

I.3 .1.Dimension en plan :

- La Longueur totale : 19.4 m
- La largeur totale : 19.35 m.

I.3 .2 Dimension en élévation:

- Hauteur du bâtiment du niveau ± 00.00 au point le plus haut est de 26.18m avec toiture 28.98m.
- Hauteur de sous-sol : -3.06m.
- Hauteur de RDC : 3.06m.
- Hauteur des étages courants : 2.89m.
- Hauteur de toiture : 2.8m.

1.4. Description structurelle :

1.4.1. Ossature :

Notre ouvrage est contreventé par un système mixte portiques et voiles avec interaction pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

1.4.2. Les Planchers :

Deux types de planchers ont été utilisés :

- Plancher à dalle pleine.
- Plancher à corps-creux.

1.4.3. Les escaliers :

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

Un seul type d'escalier a été utilisé c'est un l'escalier à deux volets.

1.4.4. Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- Mur extérieur (double paroi) (10cm et 15cm d'épaisseur) séparé par une l'ame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Mur intérieur (simple paroi) (10cm d'épaisseur).

1.4.5. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

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

1.4.6. Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

1.4.7. Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, l'installation d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.4.8. Garde – corps :

C'est un élément non structural utilisé pour assurer la sécurité des habitants, les balcons sont entourés par des garde- corps en brique avec des raidisseurs.

I.5. Définition des matériaux :**I.5.1. Caractéristiques Mécaniques des Matériaux :**

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL) et à la réglementation en vigueur en Algérie.

I.5.1. 1. Béton :

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenu on enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

I.5.1. 2. Ciment :

Le CEM 42,5 est le liant le plus couramment utilisé actuellement.

I.5.1. 3. Granulats :

- Sable de dimension ($D_s \leq 5$) mm
- Gravier de dimension ($5 \leq D_g \leq 25$) mm

I.5.1. 4. Eau de gâchage:

Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

I.5.2. Résistance du béton :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge.

a) -Résistance à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (spécifiée) notée f_{C28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de diamètre 16 cm (section 200 cm²) et de hauteur 32cm.

Pour :

$$j < 28 \text{ jours} : f_{cj} = 0,658 \times f_{C28} \times \text{Log}_{10}(j + 1)$$

$$j > 28 \text{ jours} : f_{cj} = f_{C28}$$

$j \gg 28$ jours : $f_{cj} = 1,1 \times f_{C28}$

Pour le cas de notre structure f_{C28} est prise égale à : 25 MPa.

b)-Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée par f_{ij} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ (Mpa)}$$

Pour le cas de notre structure f_{ij} est prise égale à : 2,1 MPa.

c)-Déformation longitudinale du béton :

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

c).1. Déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée de béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)}$$

D'ou : $E_{i28} = 32164,20$ MPa

c).2. Déformation différée :

Les déformations différées tiennent compte de retrait et du fluage, à défaut de mesures, on admet que sous contraintes se longue durée d'application le module de déformation différée du béton est :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} \text{ (Mpa)}$$

D'ou : $E_{i28} = 10721,40$ MPa

d)-Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

- $\gamma = 0,2$ Pour les justifications aux états limites de services.
- $\gamma = 0$ Dans le cas des états limites ultimes.

e)-Les contraintes limites de calcul :

e).1.États Limites Ultime (ELU) :

La contrainte ultime de béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{.....Situation durable.} \\ 1,15 & \text{.....Situation accidentelle.} \end{cases}$$

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

0,85 : Coefficient de minoration qui à pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

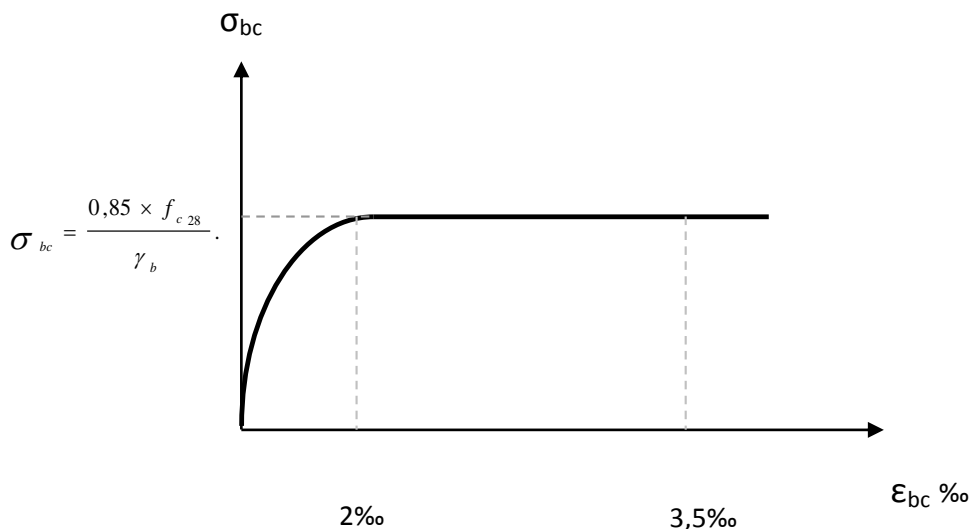


Figure I.1 : Diagramme contraintes-déformation du Béton.

e).2.États Limites de Service (ELS) :

La contrainte limite du béton à l'état limite de service est : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

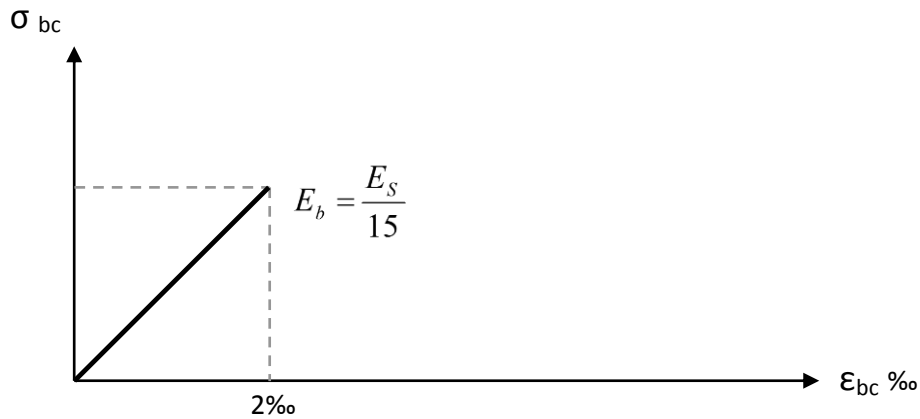


Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformation du Béton à l'ELS.

I.5.3. L'acier :

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

a) Limite d'élasticité :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e) cette valeur est donnée selon le BAEL99 dans le tableau suivant :

Tableau I.1: Caractéristiques des Aciers.

| Type | Désignation | Limite élastique (Mpa) | Allongement | Contrainte de Rupture (Mpa) |
|----------------------------|-------------|---------------------------|-------------|--------------------------------|
| Rond Lisse | FeE22 | 215 | 22 | 380 – 390 |
| | FeE24 | 235 | 25 | 410 – 490 |
| Barre à haute adhérence | FeE400 | 400 | 14 | 490 |
| Fils très filés lisse | Ø>6mm | 500 | 14 | 580 |

b) État Limite Ultime (ELU) :

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci-après :

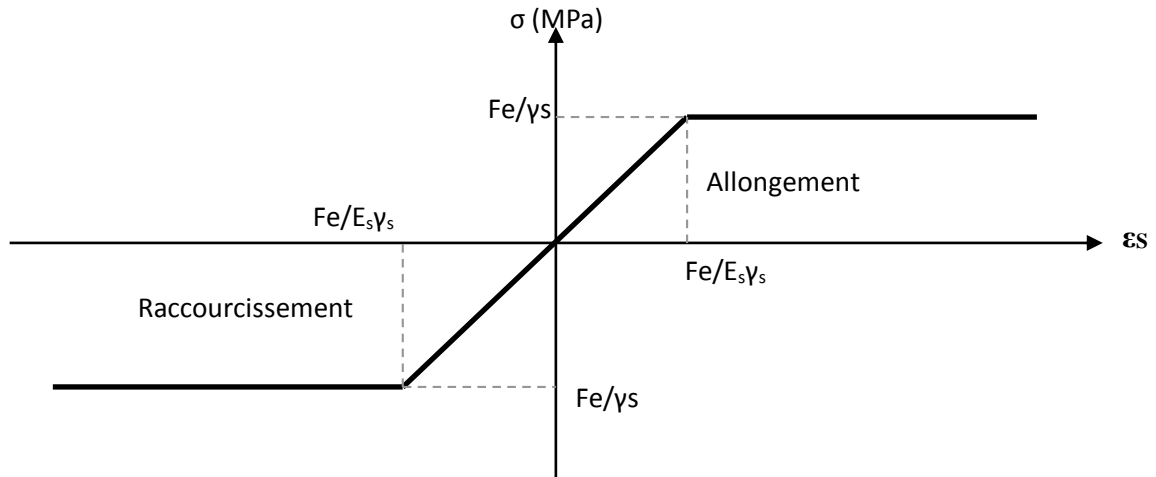


Figure I.3 : Diagramme contraintes déformation de l'acier

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier.

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 \dots\dots\dots \text{Situation durable.} \\ 1,00 \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à : $E_s = 2.10^5$ MPa

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier : $\epsilon_s = \Delta L/L$

c) Vérification des contraintes des aciers à l'état limite de service (E.L.S) :

- ◆ Fissuration peu préjudiciable : (aucune limitation des contraintes dans les aciers)
- ◆ Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min (2/3 Fe ; 110 (\eta F_{tj})^{1/2})$ (Mpa).
- ◆ Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0,8 \min (2/3 Fe ; 110 (\eta F_{tj})^{1/2})$ (Mpa).

Avec :

η : Coefficient de fissuration, il a pour valeur :

$\eta = 1,0$ Acier rond lisse

$\eta = 1,6$ Acier à haute adhérence.

d). Le coefficient d'équivalence :

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

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.6.Hypothèses de Calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

a)-État limite ultime (ELU) :

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.
-

b)-État limite de service (ELS) :

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

c)-Caractéristiques du sol d'assise :

La capacité portante admissible du sol d'assise, obtenue par les investigations géotechniques est de 2.0 bars.

1.7. Combinaison de calcul :

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

a) • Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime « E.L.U » sont :

1. Pour les situations durables :

$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q$$

2. Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$P2 = G + Q \pm E.$$

$$P3 = 0,8 G \pm E.$$

b) • Les combinaisons de calcul à l'état limite service:

$$P4 = G + Q. \quad \text{Avec } G : \text{ Charge permanente.}$$

Q : Charge d'exploitation

E : L'effort de séisme.

1.8. Les règlements utilisés :

- B.A.E.L 91 Modifié 99.
- R.P.A 99 Version 2003.
- C.B.A 93.
- D.T.R

1.9. Les logiciels utilisés :

- SAP2000
- SOCOTEC : Pour le calcul et la vérification de ferrailage
- AUTOCAD 2016 : Pour les dessins des plans.
- Excel

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments structuraux

II. PREDIMENSIONNEMENT :**II.1. INTRODUCTION :**

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape primordiale dans un projet de génie civil.

Le pré dimensionnement de ces éléments se base 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 ; le pré dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes données en référence [6].

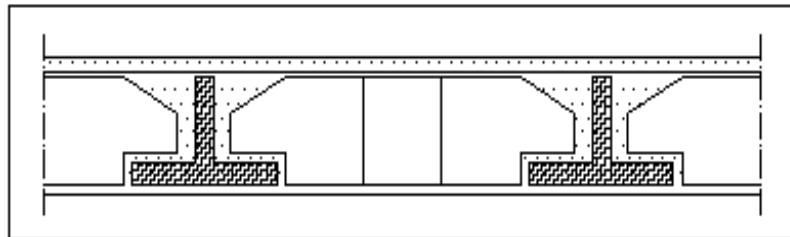
II.2.1. Dalle en corps creux :

Figure. II.1: « Dalle en corps creux ».

La hauteur du plancher sera déterminée comme suit :

$$h_t = \left(\frac{1}{25}; \frac{1}{20} \right) L \dots\dots\dots (\text{Calcul des ouvrages en BA}).$$

L : la plus grande portée dans le sens secondaire.

Dans notre cas : L = 3.7 m=370 cm

$$\frac{370}{25} \leq h_t \leq \frac{370}{20} \rightarrow 14.8 \leq h_t \leq 18.5$$

On opte pour un planche (16+5) cm

⇒ **h_t= 21 cm** qui sera valable pour tous les étages courant :

Avec : 16 cm : pour l'épaisseur de corps creux

5 cm : pour l'épaisseur de la dalle pleine

II.2.2. Dalle pleine :

a) -Résistance au feu :

- $e = 17.5\text{cm}$: pour quatre (04) heures de coup de feu.

b) -Isolation phonique :

- La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de 14 cm

c) -Résistance à la flexion :

- Dalle reposant sur quatre appuis : $L_x / 50 < e < L_x / 40$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles reposent sur trois (04) appuis pour une portée L_x égale à :

$$L_x = 4\text{m} = 400\text{cm}$$

$$400/50 < e < 400/40 \Rightarrow 8 < e < 10 \text{ cm}$$

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

$$e_p (\text{ dalle pleine}) = \text{Max}(11\text{cm}, 13\text{cm}, 5 \text{ cm}) = 15\text{cm}$$

II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges selon le **DTR B.C.2.2** qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage [7].

II.3. 1. Charges permanentes G:

II.3. 1. 1. Plancher terrasse :

a / dalle en corps creux :

| | |
|---|--------------------------|
| 1.gravillon de protection ($e=5\text{cm}$) ($\rho=17\text{KN}/\text{m}^3$) | = 0.85 kN/m ² |
| 2.Etanchéité multicouches ($e=2\text{cm}$) ($\rho=6\text{KN}/\text{m}^3$) | = 0,12 kN/m ² |
| 3.papier kraft..... | =0.2 kN/m ² |
| 4.Forme de pente ($e=7\text{cm}$)($\rho =22 \text{ kN}/\text{m}^3$) | = 1,54 kN/m ² |
| 5.Isolation en polyane ($e=4\text{cm}$) ($\rho=4\text{KN}/\text{m}^3$) | = 0,16 kN/m ² |
| 6.par vapeur(1cm $\rho=6\text{KN}/\text{m}^3$)..... | =0.06 kN/m ² |
| 7.Dalle à corps creux (16+5) cm | = 3,05kN/m ² |
| 6.Enduit au plâtre ($e = 2\text{cm}$) ($\rho =10 \text{ kN}/\text{m}^3$).....(0,02)(10) | = 0,20 kN/m ² |

$$\sum G = 6,18 \text{ kN/m}^2$$

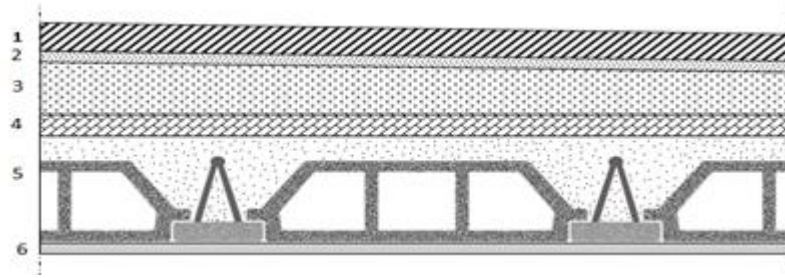


Figure. II.2: Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

b / dalle pleine :

| | | |
|---|--------------|---------------------------------|
| 1. gravillon de protection ($e = 5\text{ cm}$)($\rho=17\text{ kN/m}^3$) | (0,05)(17) = | 0,85 |
| kN/m^2 | | |
| 2. Etanchéité multicouches | = | 0,17 kN/m^2 |
| 3. Forme de pente ($e_{moy} = 10\text{ cm}$)($\rho =22\text{ kN/m}^3$)..... | (0,1)(22) = | 2,20 kN/m^2 |
| 4. Isolation thermique (liège) ($e = 4\text{ cm}$)($\rho= 4\text{ kN/m}^3$) | (0,04)(4) = | 0,16 kN/m^2 |
| 5. Dalle pleine ($e=15\text{ cm}$)..... | = | 3,75 |
| kN/m^2 | | |
| 6. Enduit au plâtre ($e = 2\text{ cm}$) ($\rho =10\text{ kN/m}^3$) | (0,02)(10) = | 0,20 kN/m^2 |
| | | |
| | | <hr/> |
| | | $\Sigma G = 7,33\text{ kN/m}^2$ |

II.3.1.2- Plancher courant :

a/ Dalle en corps creux :

| | | |
|---|--------------|---------------------------------|
| 1. Carrelage ($e=2\text{cm}$)($\rho=20\text{ kN/m}^3$) | (0,02)(20) = | 0,40 kN/m^2 |
| 2. Mortier de pose ($e = 2\text{ cm}$)($\rho=20\text{ kN/m}^3$) | (0,02)(20) = | 0,4 kN/m^2 |
| 3. Lit de sable ($e=3\text{cm}$)($\rho=18\text{ kN/m}^3$) | (0,03)(18) = | 0,54 kN/m^2 |
| 4. Dalle à corps creux (16+5) cm | = | 3,05 kN/m^2 |
| 5. Enduit au plâtre (2 cm) ($\rho=10\text{ kN/m}^3$) | (0,02)(10) = | 0,20 kN/m^2 |
| 6. Cloisons répartie(10 cm) | = | 1,00 kN/m^2 |
| | | |
| | | <hr/> |
| | | $\Sigma G = 5,59\text{ kN/m}^2$ |

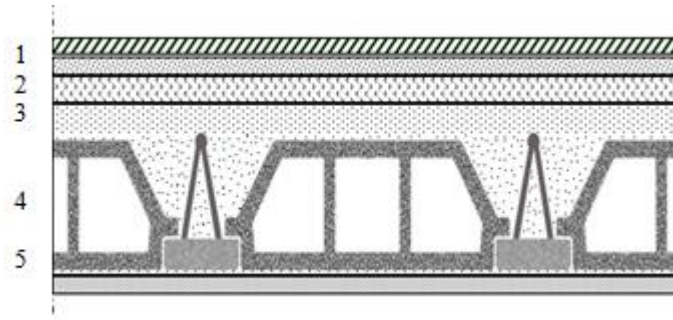


Figure. II.3 : Coupe transversale du plancher courant

Les différents poids surfaciques des planchers sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Poids surfaciques des différents planchers

| Nature du plancher | | Poids surfacique kN/m ² | Charge Q kN/m ² |
|--------------------|---------------------|---------------------------------------|-------------------------------|
| Plancher terrasse | Dalle à corps creux | 6,18 | 1 |
| Plancher courant | Dalle à corps creux | 5,59 | 1,5 |

b). Balcon (dalle pleine) :

| | |
|---|-------------------------------------|
| 1-Carrelage ($e=2,5\text{ cm}$) | 0,50kN/m ² |
| 2-Mortie de pose ($e=2\text{ cm}$; $\rho=20\text{ kN/m}^3$)..... | 0,40kN/m ² |
| 3-Lit de sable ($e=2\text{ cm}$; $\rho=20\text{ kN/m}^3$)..... | 0,4kN/m ² |
| 4-Dalle pleine ($e=15\text{ cm}$)..... | 3,75 kN/m ² |
| 5-Enduit en plâtre ($e=2\text{ cm}$; $\rho=10\text{ kN/m}^3$)..... | 0,20kN/m ² |
| 6-Cloisons de distribution ($e = 10\text{ cm}$)..... | 0,9kN/m ² |
| | <hr/> G=6,15kN/m² |



Figure. II. 4 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.

II.3.1.3 - Maçonnerie :

a / Mur extérieur à double cloison :

- 1. Enduit intérieur au plâtre ($e = 1,5\text{cm}$) ($\rho = 10 \text{ kN/m}^3$)(0,015)(10) = 0,15 kN/m^2
- 2. Briques creux ($e = 10 \text{ cm}$) ($\rho = 9 \text{ kN/m}^3$)(0,1)(9) = 0,90 kN/m^2
- 3. L'âme d'air ($e = 5 \text{ cm}$) = 0 kN/m^2
- 4. Briques creux ($e = 15 \text{ cm}$)..... = 1,30 kN/m^2
- 5. Enduit extérieur au ciment ($e = 2 \text{ cm}$) ($\rho = 18 \text{ kN/m}^3$)(0,02)(18) = 0,36 kN/m^2

$$\sum G = 2.71 \text{ kN/m}^2$$

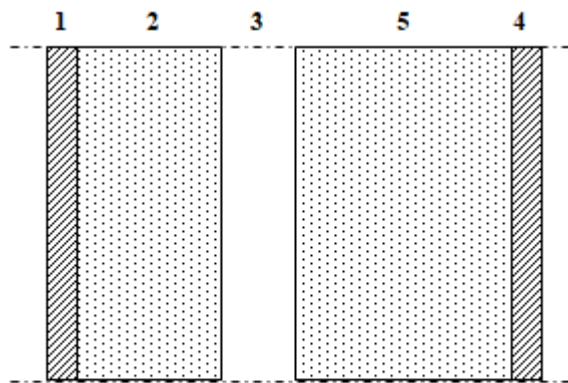


Figure. II. 5 : Constituants d'un mur extérieur

b / Mur intérieur a simple cloison :

- 1. Enduit au plâtre ($e = 1,5$).....(0,015) ($\rho = 10$) = 0,15 kN/m^2
- 2. Brique creuse ($e = 10 \text{ cm}$).....(0,1) (7) = 0,70 kN/m^2
- 3. Enduit au plâtre ($e = 1,5$).....(0,015) (10) = 0,15 kN/m^2

$$\sum G = 1 \text{ kN/m}^2$$

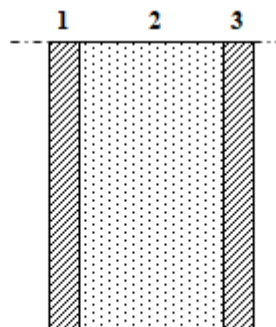


Figure. II.6 : Constituants d'un mur intérieur.

II.3.2 - Charges d'exploitation :

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitation :

- Acrotère (main courante)..... Q = 1,0 kN/ml
- Plancher terrasse (inaccessible)..... Q = 1,0 kN/m²
- Plancher courant (habitation)..... Q = 1,5 kN/m²
- Escaliers..... Q = 2,5 kN/m²
- Balcon..... Q = 3,5 kN/m²
- RDC (dalle pleine) (parking)..... Q = 2,5 kN/m²

II.4.1. LES PORTIQUES :

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

II.4.1.1. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux, elles transmettent les charges et les surcharges vers les poteaux.

On distingue deux types de poutres (principales et secondaires)

a). Pré dimensionnement des poutres (principales) :

- La longueur la plus défavorable est égale à Le pré dimensionnement de la section transversale se fait selon les formules **BAEL 91** et vérifier selon le règlement **RPA99**.
- **Selon le BAEL**
- L=4,2 m

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$28 \leq h \leq 42 \text{ (cm)}$$

Avec : **L : la longueur de la poutre**

$$\text{On choisit : } h=40\text{cm}$$

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

$$12 \leq b \leq 28$$

$$\text{On choisit : } b=30 \text{ cm}$$

Vérification selon RPA99 :

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

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

$$h/b \leq 4 \implies 40/30 = 1,33$$

b).prédimensionnement des Poutres (secondaire) :

La longueur la plus défavorable est égale à $L = 3.7\text{m}$

Selon le BAEL91 :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$24.66 \leq h \leq 36$$

On choisit : $h=35\text{ cm}$

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

$$10.5 \leq b \leq 24.5$$

On choisit : $b=30\text{cm}$

Vérification selon RPA99 :

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

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

$$h/b \leq 4 \implies 35/25 = 1,4$$

c. Poutres de Chainage :

Elles sont disposées dans les balcons pour supporter les charges des murs, leur hauteur et largeur sont données selon la condition suivante :

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

Selon la formule empirique

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \implies 24.67 \leq h \leq 37$$

on prend $h=35\text{ cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \implies 10.5 \leq b \leq 24.5$$

on prend $b=30\text{ cm}$

Selon RPA99 V 2003

$h > 30$ vérifiée

$b > 20$ vérifiée

$\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4$ vérifiée

$$\mathbf{b \times h = 30 \times 35}$$

Les conditions de RPA sont vérifiées alors on prend Poutres porteuses (30x40).

Les conditions de RPA sont vérifiées alors on prend poutre secondaires (30x35).

Les conditions de RPA sont vérifiées alors on prend poutre de chaînage (30x35).

II.4.1.2. LES POTEAUX :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, les dimensions des poteaux sont déterminés par la descente des charges de poteau le plus chargé. Selon le **RPA99 (version2003)**, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone III :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement)
- Condition RPA.

D'après l'article **B.8.4.1 du BAEL 91 [1]** :

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

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

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

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle.

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

λ : 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 réduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périmérique tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$

On tire de l'équation (1) la valeur de B_r .

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

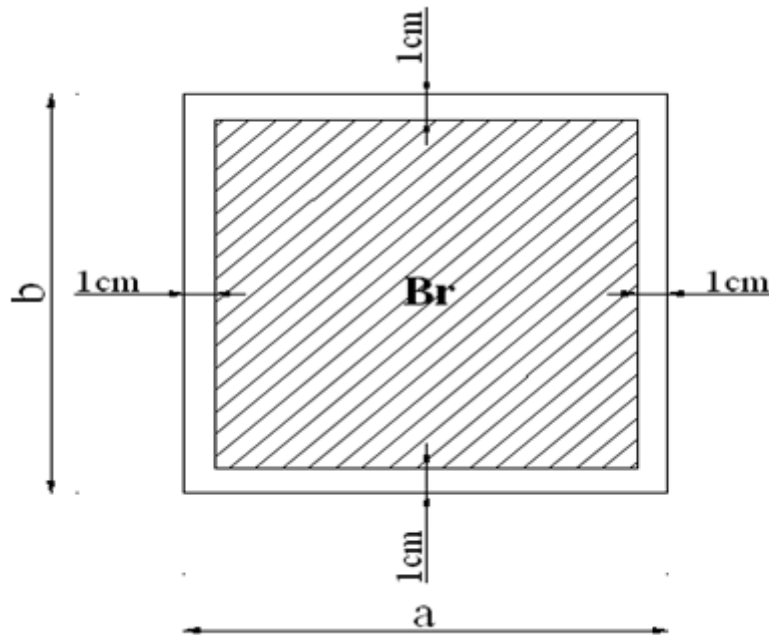


Figure .II.7 : section réduite du poteau

* Selon le « *BAEL 91 modifié 99* »

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

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

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

$$B_r \geq 0,66 N_u \quad (B_r \text{ en cm}^2 \text{ et } N_u \text{ en kN})$$

Tel que : h : Hauteur libre d'étage.

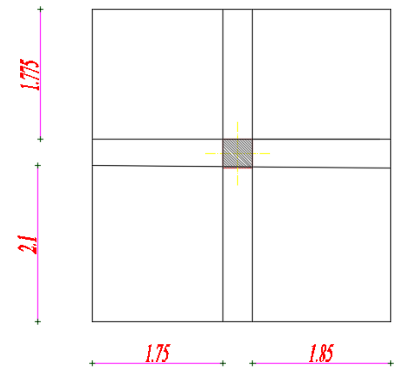
he= 3.06m Pour le RDC et sous-sol

he= 2,89m Pour l'étage courant

a) Poteau central (B-4):

Le poteau le plus sollicité reprend une surface

$$S_1 = 13.95\text{m}^2$$



Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

a.1) Niveau terrasse :

Plancher (corp creux) :6.18*13.95=86.211 kN

Poutre: (p.p) :(1.775+2.1) ×(0.3*0.4) ×25 = 11.625 kN

(p.s) :(1.75+1.85) ×(0.3*0.35) ×25 = 9.45 kN

Poids du poteaux.....(2.89)x(0,3)²x25 =6.502kN

Charge d'exploitation..... 1×13.95=13.95 kN

a.2) Niveau étage courant :

Plancher (corp creux):5.59*13.95=77.98 kN

Plancher (dalle pleine):6.15*13.95=85.792 kN

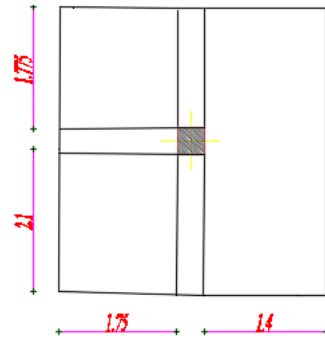
Poutre: (p.p) :(1.775+2.1) ×(0.3*0.4) ×25 = 11.625 kN

(p.s) :(1.75+1.85) ×(0.3*0.35) ×25 = 9.45 kN

| | |
|--|--|
| Poids du poteaux (etage courant)..... | $(2.89) \times (0,3)^2 \times 25 = 6.502 \text{ kN}$ |
| Poids du poteaux (RDC et Sous-sol)..... | $(3.06) \times (0,3)^2 \times 25 = 6.885 \text{ kN}$ |
| Charge d'exploitation | $1,5 \times 13.95 = 20.925 \text{ kN}$ |
| Charge d'exploitation (Sous-sol parking) | $2,5 \times 13.95 = 34.875 \text{ kN}$ |

b) Poteau de rive (A-4)

Surface reprise $S_2 = 6.781 \text{ m}^2$



b.1) Niveau terrasse :

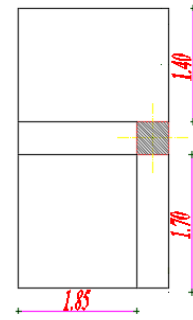
| | |
|-----------------------------|---|
| Plancher : | $(6.18 \times 6.781) + (5.425 \times 7.33) = 81.671 \text{ kN}$ |
| Poids du poteaux | $(2.89) \times (0,3)^2 \times 25 = 6.502 \text{ kN}$ |
| Poutre: (p.p) : | $(1.775 + 2.1) \times (0.3 \times 0.4) \times 25 = 11.625 \text{ kN}$ |
| (p.s) : | $(1.75) \times (0.3 \times 0.35) \times 25 = 4.593 \text{ kN}$ |
| Acrotère : | $2.145 \times (1.775 + 2.1) = 8.311 \text{ kN}$ |
| Charge d'exploitation | $(1 \times 6.781) + (5.425 \times 1) = 12.206 \text{ kN}$ |

b.2) Niveau étage courant

| | |
|--|---|
| Plancher(corp creux) avec balcon : | $(5.59 \times 6.781) + (6.15 \times 5.425) = 71.269 \text{ kN}$ |
| Plancher(dale pleine) : | $6.15 \times 6.781 = 41.703 \text{ kN}$ |
| Poutre: (p.p) : | $(1.775 + 2.1) \times (0.3 \times 0.4) \times 25 = 11.625 \text{ kN}$ |
| (p.s) : | $(1.75) \times (0.3 \times 0.35) \times 25 = 4.593 \text{ kN}$ |
| Poids du poteaux(étage courant)..... | $(2.89 \times (0,3)^2 \times 25 = 6.502 \text{ kN}$ |
| Poids du poteaux (RDC et Sous-sol)..... | $(3.06) \times (0,3)^2 \times 25 = 6.885 \text{ kN}$ |
| Les murs extérieurs (h=2.89m) : | $2.71 \times (1.775 + 2.1) \times 2.89 = 30.348 \text{ kN}$ |
| Les murs extérieurs (h=3.06m) : | $2.71 \times (1.775 + 2.1) \times 3.06 = 32.133 \text{ kN}$ |
| Charge d'exploitation | $(1,5 \times 6.781) + (2.94 \times 1.5) + (2.485 \times 3.5) = 23.279 \text{ kN}$ |
| Charge d'exploitation (Sous-sol)..... | $2.5 \times 6.781 = 16.952 \text{ kN}$ |

c) Poteau d angle :(B-1)

Surface reprise $S_3 = 3.145m^2$



1c.1) Niveau terrasse

Plancher :(6.18*3.145)+(1.85*1.4*7.33)= 38.766 kN

Poutre: (p.p) :(1.7) ×(0.3*0.4) ×25 = 5.1kN

(p.s) :(1.85)×(0.3*0.35)×25=4.856 kN

Poids du poteaux(2.89)x(0,3)²x25 =6.502 kN

Accrotère.....2.145*(1.7+1.85)=7.614kN

Charge d’exploitation:..... (1×3.145)+(1.85×1.4×1)= 5.735 kN

c.2) Niveau étage courant

Plancher(corp creux) :(5.59*3.145)+(1.85*1.4*6.15)= 33.509kN

Plancher(dalle pleine) :6.15*3.145= 19.341kN

Lesmurs extérieurs (h=2.89m).....2.71*(1.7+1.85)*2.89=27.803kN

Les murs extérieurs (h=3.06).....2.71*(1.7+1.85)*3.06=29.438kN

Poutre: (p.p) :(1.7) ×(0.3*0.4) ×25 = 5.1kN

(p.s) :(1.85)×(0.3*0.35) ×25 =4.856 kN

Poids du poteau(étage courant).....(2.89)x(0,3)²x25 =6.502 KN

Poids du poteau(RDC+Sous sol).....(3.06)x(0,3)²x25 =6.885 KN

Surcharges :.....(1.5*3.145)+(1.85*1.4*3.5) = 13.782 kN

Surcharges (Sous-sol).....(3.145*2.5)= 7.862kN

d).Dégression des charges d’exploitations :

Lorsque la charge d’exploitation est la même pour tous les étages ; la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d’exploitations de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Tableau. II.2 : Dégression des surcharges des charges d'exploitations

| Niveau des planchers | Surcharge | |
|----------------------|-----------|--------|
| P8 | Q_0 | Q_0 |
| P7 | Q_1 | $0,9Q$ |
| P6 | Q_2 | $0,8Q$ |
| P5 | Q_3 | $0,7Q$ |
| P4 | Q_4 | $0,6Q$ |
| P3 | Q_5 | $0,5Q$ |
| P2 | Q_6 | $0,5Q$ |
| P1 | Q_7 | $0,5Q$ |
| P RDC | Q_8 | $0,5Q$ |
| P s sol | Q_9 | $0,5Q$ |

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à 0.5Q valeur conservée pour les étages inférieurs.

e)•Choix des sections des poteaux centraux (B-4) :

Tableau. II. 3 : Choix des sections des poteaux centraux.

| Niveaux | N_G (kN) | N_Q (kN) | N_u (kN) | Br (cm ²) | $a=b$ (cm) | RPA (cm ²) | Le choix | N_{ser} (kN) | σ_{ser} (MPa) | Obs. |
|---------|---------------|---------------|---------------|----------------------------|---------------|---------------------------|-------------|-------------------|-------------------------|------|
| P8 | 113.788 | 13.95 | 174.53 | 115.189 | 12.73 | 30×30 | 30×30 | 127.738 | 1.23 | OK |
| P7 | 219.345 | 32.782 | 345.28 | 227.884 | 17.09 | 30×30 | 30×30 | 252.127 | 2.43 | OK |
| P6 | 324.902 | 49.522 | 512.90 | 338.514 | 20.39 | 30×30 | 30×30 | 374.424 | 3.61 | OK |
| P5 | 430.459 | 64.169 | 677.37 | 447.064 | 23.143 | 30×30 | 30×30 | 494.628 | 4.77 | OK |
| P4 | 536.016 | 76.724 | 838.70 | 553.542 | 25.527 | 30×30 | 30×30 | 612.74 | 5.92 | OK |
| P3 | 641.573 | 87.186 | 996.90 | 657.954 | 27.65 | 30×30 | 30×30 | 728.759 | 7.04 | OK |
| P2 | 747.13 | 97.648 | 1155.09 | 762.359 | 29.61 | 30×30 | 30×30 | 844.778 | 8.16 | OK |
| P1 | 852.687 | 108.11 | 1313.29 | 866.771 | 31.44 | 30×30 | 35×35 | 960.797 | 6.82 | OK |
| Prdc | 958.627 | 118.572 | 1472.00 | 971.52 | 33.16 | 30×30 | 35×35 | 1077.199 | 7.64 | OK |
| Pssol | 1072.379 | 136.009 | 1651.72 | 1090.135 | 35.01 | 30×30 | 35×35 | 1208.388 | 8.57 | OK |

Avec :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15 B} \quad ; \quad (B = axb)$$

$$\sigma_{ser} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

f)•Choix des sections des poteaux de rives (A-4):

Tableau .II.4: Choix des sections des poteaux de rives.

| Niveaux | N_G (kN) | N_Q (kN) | N_u (kN) | Br (cm ²) | $a=b$ (cm) | RPA (cm ²) | Le choix | N_{ser} (kN) | σ_{ser} (MPa) | Obs. |
|---------|---------------|---------------|---------------|----------------------------|---------------|---------------------------|-------------|-------------------|-------------------------|------|
| P8 | 112.702 | 12.206 | 170.456 | 112.500 | 12.60 | 30×30 | 30×30 | 124.908 | 1.20 | OK |
| P7 | 237.099 | 33.157 | 369.819 | 244.080 | 17.62 | 30×30 | 30×30 | 270.256 | 2.61 | OK |
| P6 | 361.376 | 51.78 | 565.52 | 373.243 | 21.31 | 30×30 | 30×30 | 413.156 | 3.99 | OK |
| P5 | 485.713 | 68.075 | 757.825 | 500.164 | 24.36 | 30×30 | 30×30 | 553.788 | 5.35 | OK |
| P4 | 610.05 | 82.042 | 946.630 | 624.775 | 26.99 | 30×30 | 30×30 | 962.092 | 9.29 | OK |
| P3 | 734.387 | 93.681 | 1131.943 | 747.082 | 29.33 | 30×30 | 30×30 | 828.068 | 8.00 | OK |
| P2 | 858.724 | 105.32 | 1317.257 | 869.389 | 31.48 | 30×30 | 35×35 | 964.044 | 6.84 | OK |
| P1 | 983.061 | 116.959 | 1502.570 | 991.696 | 33.49 | 30×30 | 35×35 | 1100.02 | 7.80 | OK |
| Prdc | 1107.781 | 128.598 | 1688.401 | 1114.344 | 35.38 | 30×30 | 40×40 | 1236.379 | 6.71 | OK |
| P ssol | 1204.72 | 137.074 | 1831.983 | 1209.108 | 36.77 | 30×30 | 40×40 | 1341.794 | 7.29 | OK |

g)•Choix des sections des poteaux d'angle (B-1) :

Tableau .II.5 : Choix des sections des poteaux d'angle

| <i>Niveaux</i> | <i>N_G</i> (kN) | <i>N_Q</i> (kN) | <i>N_u</i> (kN) | <i>Br</i> (cm ²) | <i>a=b</i> (cm) | <i>RPA</i> (cm ²) | <i>Le</i> <i>choix</i> | <i>N_{ser}</i> (kN) | <i>σ_{ser}</i> (MPa) | <i>Obs.</i> |
|----------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------------|--------------------|----------------------------------|---------------------------|--------------------------------|---------------------------------|-------------|
| <i>P8</i> | 62.492 | 5.735 | 92.966 | 61.35 | 9.83 | 30×30 | 30×30 | 68.227 | 0.65 | OK |
| <i>P7</i> | 140.262 | 13.477 | 209.569 | 138.31 | 13.76 | 30×30 | 30×30 | 153.739 | 1.48 | OK |
| <i>P6</i> | 218.032 | 20.359 | 324.881 | 214.42 | 16.64 | 30×30 | 30×30 | 238.391 | 2.30 | OK |
| <i>P5</i> | 295.802 | 26.38 | 438.902 | 289.67 | 18.84 | 30×30 | 30×30 | 322.182 | 3.11 | OK |
| <i>P4</i> | 373.572 | 31.541 | 551.633 | 364.07 | 21.08 | 30×30 | 30×30 | 405.113 | 3.91 | OK |
| <i>P3</i> | 451.342 | 35.842 | 663.074 | 437.62 | 22.91 | 30×30 | 30×30 | 487.184 | 4.70 | OK |
| <i>P2</i> | 529.112 | 40.143 | 774.515 | 511.17 | 24.60 | 30×30 | 30×30 | 869.255 | 8.39 | OK |
| <i>P1</i> | 606.882 | 44.444 | 885.956 | 584.73 | 26.18 | 30×30 | 30×30 | 651.322 | 6.29 | OK |
| <i>Prdc</i> | 685.035 | 48.745 | 997.914 | 658.62 | 27.66 | 30×30 | 30×30 | 733.78 | 7.08 | OK |
| <i>P ssol</i> | 750.655 | 52.676 | 1092.398 | 720.98 | 28.85 | 30×30 | 30×30 | 803.331 | 7.76 | OK |

h)•Choix des sections des poteaux :

Pour conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux

Tableau. II.6: Choix des sections des poteaux.

| Etages | Sections carrées (a×b)cm ² |
|------------------|---------------------------------------|
| 8 ^{eme} | 30×30 |
| 7 ^{eme} | 30×30 |
| 6 ^{eme} | 30×30 |
| 5 ^{eme} | 30×30 |
| 4 ^{eme} | 30×30 |
| 3 ^{eme} | 30×30 |
| 2 ^{eme} | 35×35 |
| 1 ^{er} | 35×35 |
| RDC | 40×40 |
| Ssol | 40×40 |

II.4.2. LES VOILES :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

Avec :

l : Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile.

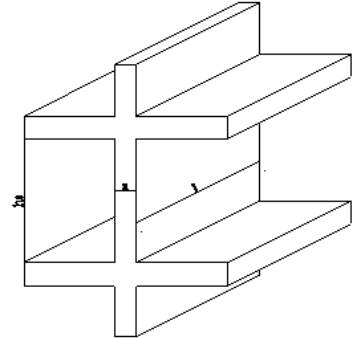


Figure. II.8: coupe de voile en élévation.

D'après le « *RPA 99 version 2003* » [2], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et les conditions rigidité aux extrémités.

On a :

$$h_e = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m} \longrightarrow e \geq \frac{h_e}{20} = 13.3 \text{ cm}$$

D'après le « *RPA 99 version 2003* » [2] : $e_{min} = 15 \text{ cm}$

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

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES :

III.1. INTRODUCTION :

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

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement à la résistance de l'ossature.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, 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 ces éléments s'effectue suivant le règlement « *BAEL 91 modifié 99* » en respectant le règlement parasismique Algérien « *RPA 99 version 2003* ».

III.2. ACROTÈRE :

III.2.1. INTRODUCTION

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastree 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 propres sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$.

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

- Largeur $b=100\text{ cm}$
- Hauteur $H=60\text{ cm}$
- Epaisseur $e=10\text{ cm}$

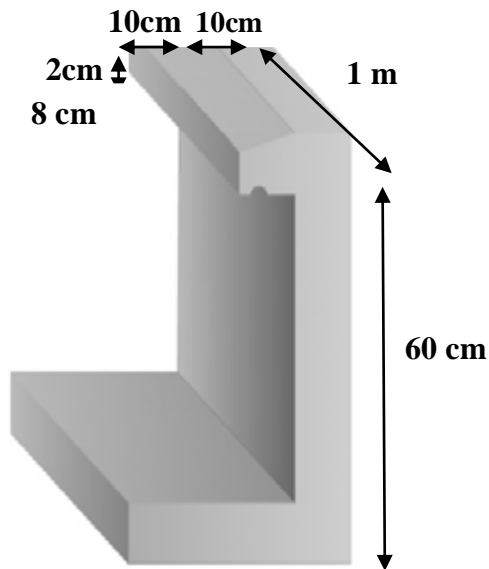


Figure. III.1 : Dimensions de l'acrotère

III.2.2. EVALUATION DES CHARGES :

a. Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ cm}^2$$

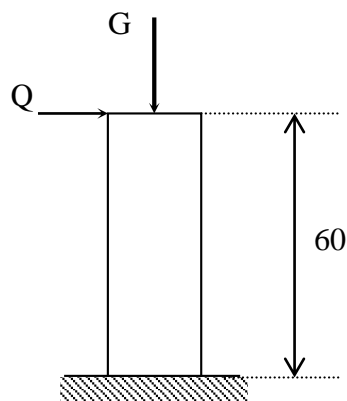


Figure .III.2 : Schéma statique de l'acrotère

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

- Revêtement en ciment (e=2cm ; ρ=14kN/m³) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60 \times 2 + 30) \times 10^{-2} = 0,42 \text{ kN/ml}$$

$$\underline{\underline{G = 2,145 \text{ kN/ml}}}$$

b. Charge d'exploitation :

- **Q=1,00kN/ml** (main courante).
- **L'action des forces horizontales (F_p) :**

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p=4AC_pW_p$ [2]

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) RPA pour la zone et le groupe d'usage appropriés

[A=0,25].....groupe 2.

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

W_p : Poids de l'acrotère =2,145 kN.

$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,145=1,716$ kN.

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

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,716 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = F_p = 1,716 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

G=2,145 kN/ml et Q=1,716 KN/ml

III.2.3. CALCUL DES EFFORTS :

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

$$N_u=1,35G=2,896 \text{ kN}$$

$$M_u=1,5Q_h h=1,544 \text{ kNm}$$

$$T_u=1,5Q_h=2,574 \text{ kN}$$

E.L.S :

$$N_{ser}=G=2,145 \text{ kN}$$

$$M_{ser}=Q_h h=1,03 \text{ kNm}$$

$$T_{ser}=Q_h=1,716 \text{ kN}$$

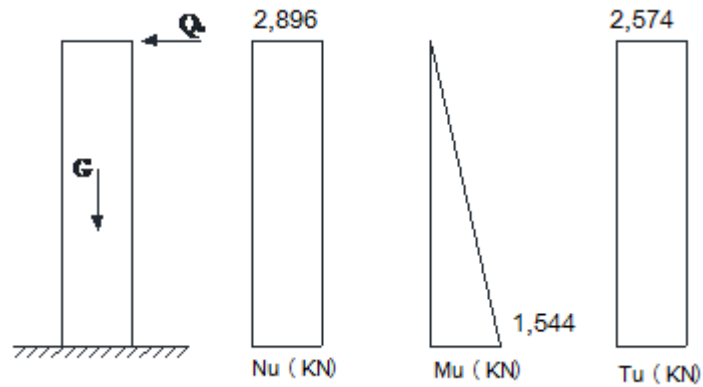


Figure .III.3 : Diagrammes des efforts à l'ELU.

III.2.4. FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE:

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

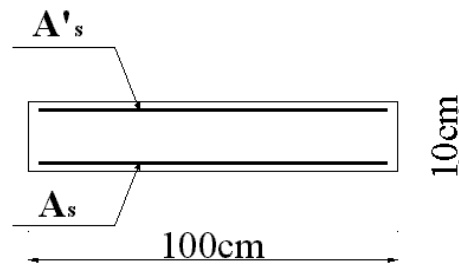


Figure .III.4: Coupe horizontale d'un acrotère.

•Calcul de l'excentricité:

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,544}{2,896} = 53,31\text{cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

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

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

•Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,631\text{kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,018$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,023$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,93\text{cm}$$

$$\mu = 0,018 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

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

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 59,13\text{mm}^2$$

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

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 50,81\text{mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0\text{cm}^2 \\ A_{s2} = 0,51\text{cm}^2 \end{cases}$$

III.2.5. VÉRIFICATION DE LA SECTION D'ACIER SELON « BAEI 91 MODIFIÉ 99 » :

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

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

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; d=8\text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{1\text{cm}^2; 0,97\text{cm}^2\} = 1\text{cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour 5T8=1,51 cm²

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

III.2.6. ARMATURES DE RÉPARTITIONS :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425\text{cm}^2$$

On choisi 4T8=2,0 cm² avec un espacement $S_t = \frac{60-10-4}{3} \approx 15\text{cm}$

III.2.7. VÉRIFICATION À L'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48\text{cm}$$

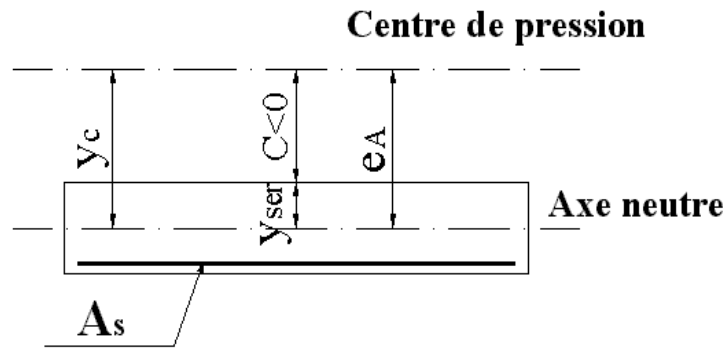


Figure .III.5: position de centre de pression

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

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

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 51 \text{ cm} \Rightarrow C = -43 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

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

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

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

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5537,82 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 158132,72 \end{array} \right. \text{ et}$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -1,54.10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,38$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85,28 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 46,13 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 39,16 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 46,13 \text{ cm}$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 46,13 - 43 = 3,13 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 3,13 \text{ cm} \\ y_c = 46,13 \text{ cm} \end{cases}$$

• Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 1659,48 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

• Vérification des contraintes :

a. Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,145.10^3 \times 46,13.10}{1659,48.10^4} \right) \times 31,3 = 1,866 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

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

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

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

$$\sigma_s = 43,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 10,11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.2.8. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$$\tau_u = \frac{2,574 \cdot 10^3}{80 \cdot 10^3} = 0,032\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

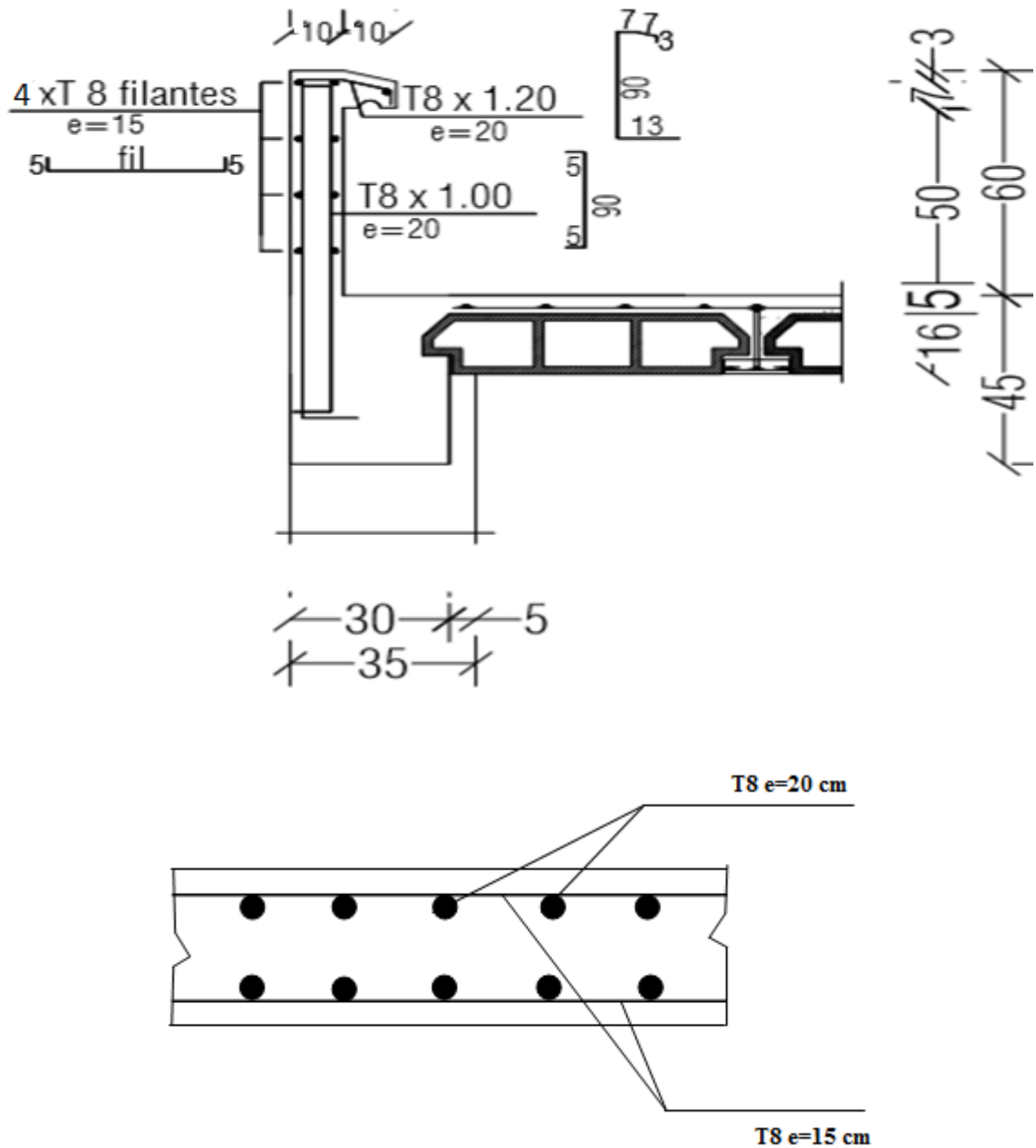


Figure .III.6: ferraillage de l'acrotère

III.3. Etude des planchers :**III.3.1 Introduction :**

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont un rôle important dans la structure :

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

Dans notre structure, on a deux type de plancher :

- Plancher à corps creux
- Dalle pleine.

III.3.2. Plancher à corps creux :

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

Calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle.
- La table de compression

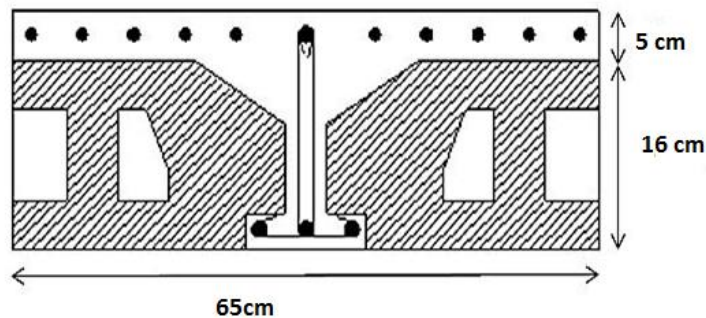


Figure. III.7 : Coupe du plancher en corps creux

III.3.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

Notre bâtiment comporte deux type de planchers constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 21 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

a-Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les une par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée (dans notre cas : $L_{max} = 4$ m) et distancées par la largeur d'un corps creux (entrevous). Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives Pour notre bâtiment on a deux (02) types de poutrelle :

- 1 Poutrelle à 04 travées
- 2 Poutrelle à 02 travées

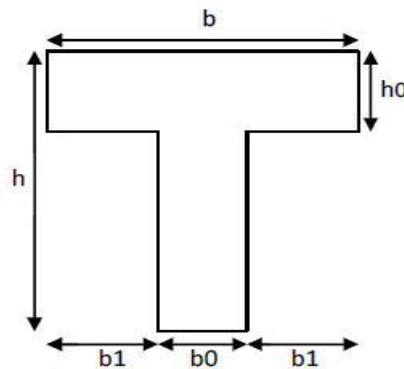


Figure.III.8 : Dimensions De La Poutrelle.

b-Dimensions des poutrelles :

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher. « 21 cm »

h_0 : Hauteur du la dalle de compression. « 5cm »

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right)$$

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires

$$b = 2xb_1 + b_0$$

$$b_0 = (0,4; 0,6) \times h = (8,4; 12,6) \text{ cm.}$$

Soit : $b_0=12$ cm

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{l_x}{2} ; \frac{l_y}{10} \right) \implies b \leq 2 \min \left(\frac{l_x}{2} ; \frac{l_y}{10} \right)$$

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

$$L_y = 480 - 30 = 450 \text{ cm}$$

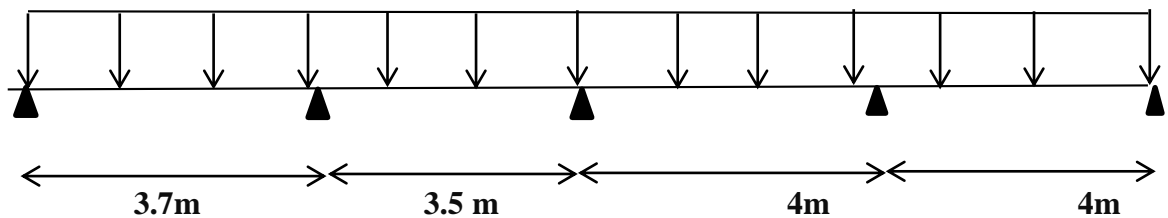
$$b_1 = \min \left(\frac{53}{2}, \frac{450}{10} \right) = 26.5 \text{ cm} \implies b = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

Soit : $b=65$ cm

c-Les Différents types des poutrelles :

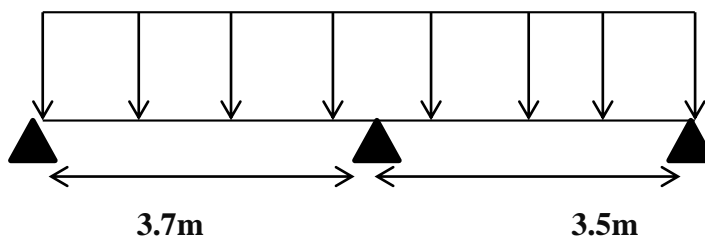
Type 1: quatre travées

G, Q



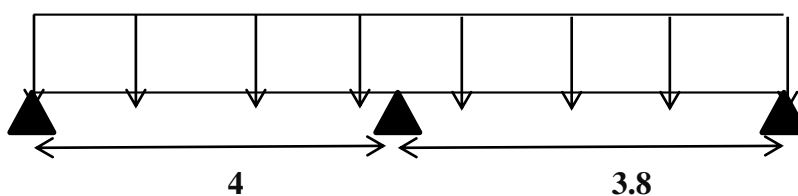
Type02 : deux travées (1)

G, Q



Type02 : deux travées (2)

G, Q



d- Calcul Des Poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ✓ Avant le coulage de la dalle de compression.
- ✓ Après le coulage de la table de compression

d.1.1^{ère} étape de calcul (avant coulage) :

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- ✓ Son poids propre.
- ✓ Le corps creux.
- ✓ La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1\text{KN/m}^2$.

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon la méthode suivante :

d.1.1.Evaluation des charges et surcharges :

La poutrelle est soumise à son poids propre et au poids du corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due aux personnes sur chantier.

Cette étape correspond à l'avant coulage du béton. La poutrelle se calcule comme une poutre travaillant iso statiquement. (On utilise des poutres préfabriquées sur chantier).

- Poids propre de poutrelle : $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$
- Poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,21 \times 14 = 1,911 \text{ kN/ml}$

G = 2.061 kN/ml

- Surcharge d'exploitation du chantier : $1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$ $Q = 0,65 \text{ kN/ml}$

d.1.2. Combinaison des charges :

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,696 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 2,711 \text{ kN/ml}$

d.1.3. Calcul des moments : L=4m (la plus grande travée)

Mu = $\frac{q l^2}{8} = \frac{3,696 \times 4^2}{8} = 7,392 \text{ KN.m}$

Mser = $\frac{q l^2}{8} = \frac{2,711 \times 4^2}{8} = 5,422 \text{ KN.m}$

d.1.4.Ferraillage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U $M_u=7.392 \text{ kNm}$; $b=12\text{cm}$; $d=4.50\text{cm}$;
 $\sigma_{bc}=14,17\text{Mpa}$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 2,14 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

d.2.2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

d.2.1.Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

Plancher terrasse :

Charge permanente : $G=6.18*0.65=4.017\text{KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q=1*0.65=0.65\text{KN/ml}$

Plancher courant :

Charge permanente : $G=5.59*0.65=3.633\text{KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q=1.5*0.65=0.975\text{KN/ml}$

d.2.2.Combinaison des charges :

Plancher terrasse :

ELU : $q_u=1.35G+1.5Q=6.397\text{KN/ml}$

ELS : $q_s=G+Q=4.667\text{KN/ml}$

Plancher courant :

ELU : $q_u=1.35G+1.5Q=6.367\text{KN/ml}$

ELS : $q_s=G+Q=4.608\text{KN/ml}$

Conclusion : le plancher terrasse est le plus sollicité

d.2.3.Calcul des efforts internes :

d.2.3.1.La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000N/mm^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25

- La fissuration est peu nuisible.

Exposé de la méthode :

On désigne chaque travée par :

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

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05M_0 \\ (1 + 0,3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 & \text{Si la travée est de rive} \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 & \text{Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

Pour les appuis :

0.6M₀ pour une poutre a 2 travées

0.6M₀ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre a plus de 2 travées

0.4M₀ pour les autres appuis intermédiaire d'une poutre a plus de 3 travées

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_a : Moment à l'appui.

$$M_0 : \text{Moment isostatique} = \frac{PL^2}{8} \text{ (kN.m)}$$

$$T_{\omega} = T_0 + \frac{M_{\omega} - M_{\epsilon}}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_{\omega} - M_{\epsilon}}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_{\omega} - M_{\epsilon}}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_{\omega} - M_{\epsilon}}{L}$$

Avec :

T_{ω} : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

Remarque :

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot.

a. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

$$1) Q = 0.65 \text{ KN/ml} \quad 2G = 2 * 4.017 = 8.034 \text{ KN/ml}$$

$$0.65 \text{ KN/ml} \leq (8.034 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml}) \quad \text{CV}$$

2) Calcul des sollicitations :

a) L'inertie est constante pour toutes les travées. **CV**

$$b) 0,8 < \left(\frac{L_{AB}}{L_{BC}}\right) < 1,25 \longrightarrow 0,8 < 1.057 < 1,25 \quad (\text{C.V})$$

$$0,8 < \left(\frac{L_{BC}}{L_{CD}}\right) < 1,25 \longrightarrow 0,8 < 0.875 < 1,25 \quad (\text{C.V})$$

$$0,8 < \left(\frac{L_{CD}}{L_{DE}}\right) < 1,25 \longrightarrow 0,8 < 1 < 1,25 \quad (\text{C.V})$$

La fissuration est peu nuisible **CV**

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

b. Calcul des moments et l'effort tranchant :

$$\alpha = \frac{0.65}{4.017 + 0.65} = 0.139$$

b.1. Type 1 : poutrelle a quatre travées :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.397 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 4.667 \text{ KN/ml}$$

ELU :

$$M_o AB = \frac{q l^2}{8} = \frac{6.397 * 3.7^2}{8} = 10.946 \text{ KN.m}$$

$$M_o BC = \frac{q l^2}{8} = \frac{6.397 * 3.5^2}{8} = 9.795 \text{ KN.m}$$

$$M_o CD = M_o DE = \frac{q l^2}{8} = \frac{6.397 * 4^2}{8} = 12.794 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

$$M_a = M_e = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0.5 * \text{Max} \begin{cases} M_o AB \\ M_o BC \end{cases} = 0.5 * 10.946 = 5.473 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0.4 * \text{Max} \begin{cases} M_o BC \\ M_o CD \end{cases} = 0.4 * 12.794 = 5.117 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0.5 * M_o CD = 0.5 * 12.794 = 6.397 \text{ KN.m}$$

En travées :

On utilise 1 et 2.1 pour AB et DE (travée de Rive) :

Travée AB :

$$1) M_t AB \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 10.946 \\ (1 + 0.3 * 0.139) * 10.946 \end{array} \right. \text{ -- } \frac{0 + 5.473}{2} = \begin{cases} 8.756 \\ 8.665 \end{cases}$$

$$2.1) M_t AB \geq \frac{1.2 + 0.3 * 0.139}{2} * 10.946 = 6.795$$

$$M_t AB = 8.756 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$1) M_t DE \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 12.794 \\ (1 + 0.3 * 0.139) * 12.794 \end{array} \right. \text{ -- } \frac{6.397 + 0}{2} = \begin{cases} 10.235 \\ 10.129 \end{cases}$$

$$2.1) M_t DE \geq \frac{1.2 + 0.3 * 0.139}{2} * 12.794 = 7.943$$

$$M_t DE = 10.235 \text{ KN.m}$$

On utilise 1 et 2.2 pour BC et CD (travée intermédiaire) :

Travée BC :

$$1) M_t BC \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 9.795 \\ (1 + 0.3 * 0.139) * 9.795 \end{array} \right. \text{ -- } \frac{5.473 + 5.117}{2} = \begin{cases} 4.989 \\ 4.908 \end{cases}$$

$$2.2) M_t BC \geq \frac{1 + 0.3 * 0.139}{2} * 9.795 = 5.101$$

$$M_t BC = 5.101 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$1) M_t CD \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 12.794 \\ (1 + 0.3 * 0.139) * 12.794 \end{array} \right. - \frac{5.117+6.397}{2} = \begin{cases} 7.676 \\ 7.57 \end{cases}$$

$$2.2) M_t CD \geq \frac{1+0.3*0.139}{2} * 12.794 = 6.663$$

$$M_t CD = 7.676 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_o AB = \frac{q l^2}{8} = \frac{4.667 * 3.7^2}{8} = 7.986 \text{ KN.m}$$

$$M_o BC = \frac{q l^2}{8} = \frac{4.667 * 3.5^2}{8} = 7.146 \text{ KN.m}$$

$$M_o CD = M_o DE = \frac{q l^2}{8} = \frac{4.667 * 4^2}{8} = 9.334 \text{ KN.m}$$

$$M_o EF = \frac{q l^2}{8} = \frac{4.667 * 3.8^2}{8} = 8.423 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

$$M_a = M_e = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0.5 * \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} M_o AB \\ M_o BC \end{array} \right. = 0.5 * 7.986 = 3.993 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0.4 * \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} M_o BC \\ M_o CD \end{array} \right. = 0.4 * 9.334 = 3.733 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0.5 * M_o CD = 0.5 * 9.334 = 4.667 \text{ KN.m}$$

En travées :

On utilise 1 et 2.1 pour AB et DE (travée de Rive) :

Travée AB :

$$2) M_t AB \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 7.986 \\ (1 + 0.3 * 0.139) * 7.986 \end{array} \right. - \frac{0+3.993}{2} = \begin{cases} 6.388 \\ 6.322 \end{cases}$$

$$2.1) M_t AB \geq \frac{1.2+0.3*0.139}{2} * 7.986 = 4.958$$

$$M_t AB = 6.388 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$2) M_t DE \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 9.334 \\ (1 + 0.3 * 0.139) * 9.334 \end{array} \right. - \frac{4.667+0}{2} = \begin{cases} 7.467 \\ 7.389 \end{cases}$$

$$2.1) M_t DE \geq \frac{1.2+0.3*0.139}{2} * 9.334 = 5.795$$

$$M_t DE = 7.467 \text{ KN.m}$$

On utilise 1 et 2.2 pour BC et CD (travée intermédiaire) :

Travée BC :

$$2) M t BC \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 7.146 \\ (1 + 0.3 * 0.139) * 7.146 \end{array} \right. - \frac{3.993+3.733}{2} = \begin{cases} 3.64 \\ 3.58 \end{cases}$$

$$2.2) M t BC \geq \frac{1+0.3*0.139}{2} * 7.146 = 3.721$$

$$M t BC = 3.721 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

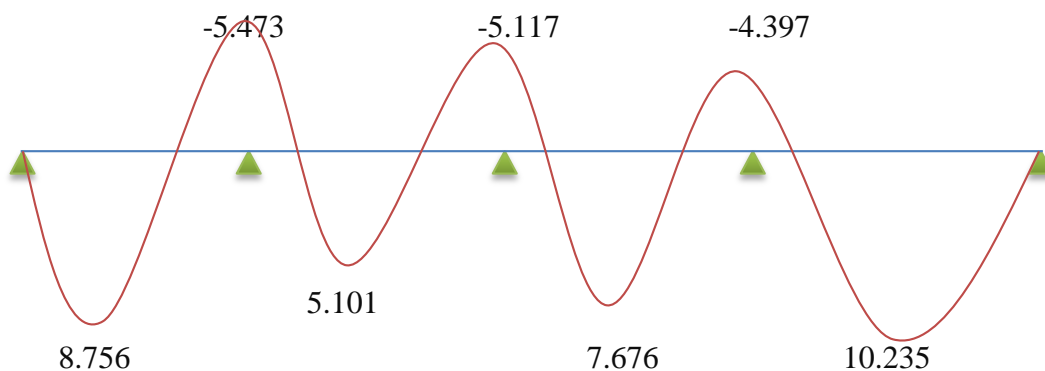
$$2) M t CD \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 9.334 \\ (1 + 0.3 * 0.139) * 9.334 \end{array} \right. - \frac{3.733+4.667}{2} = \begin{cases} 5.6 \\ 5.523 \end{cases}$$

$$2.2) M t CD \geq \frac{1+0.3*0.139}{2} * 9.334 = 4.861$$

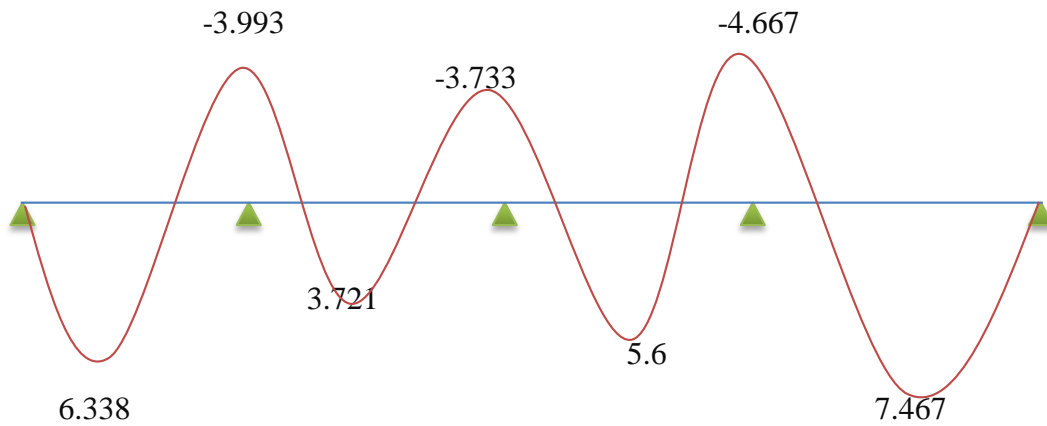
$$M t CD = 5.6 \text{ KN.m}$$

b.1.1. Diagrammes des Moments

ELU :



ELS :



.Effort tranchant :

Travée AB :

$$T_w = \frac{6.397 \cdot 3.7}{2} + \frac{0 - 5.473}{3.7} = 10.355 \text{KN}$$

$$T_e = -\frac{6.397 \cdot 3.7}{2} + \frac{0 - 5.473}{3.7} = -13.313 \text{KN}$$

Travée BC :

$$T_w = \frac{6.397 \cdot 3.5}{2} + \frac{5.473 - 5.117}{3.5} = 11.296 \text{KN}$$

$$T_e = -\frac{6.397 \cdot 3.5}{2} + \frac{5.473 - 5.117}{3.5} = -11.093 \text{KN}$$

Travée CD :

$$T_w = \frac{6.397 \cdot 4}{2} + \frac{5.117 - 6.397}{4} = 12.474 \text{KN}$$

$$T_e = -\frac{6.397 \cdot 4}{2} + \frac{5.117 - 6.397}{4} = -13.114 \text{KN}$$

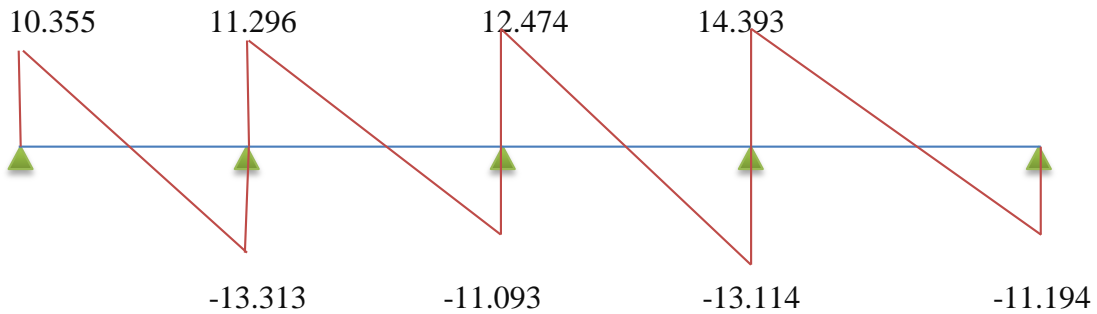
Travée DE :

$$T_w = \frac{6.397 \cdot 4}{2} + \frac{6.397 - 0}{4} = 14.393 \text{KN}$$

$$T_e = -\frac{6.397 \cdot 4}{2} + \frac{6.397 - 0}{4} = -11.194 \text{KN}$$

b.1.2. Diagrammes d'Effort tranchant :

ELU :



b.2.Type 2.1 : poutrelle a Deux travées :

On utilise 1 et 2.1 pour AB et BC (travées de Rive) :

ELU :

Sur appuis :

$$M_a = M_c = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0.6 * \text{Max} \begin{cases} M_o AB \\ M_o BC \end{cases} = 0.6 * 10.946 = 6.567 \text{ KN.m}$$

Travée AB :

$$1) \text{ Mt AB} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 10.946 \\ (1 + 0.3 * 0.139) * 10.946 \end{array} \right. - \frac{0 + 6.567}{2} = \begin{cases} 8.209 \\ 8.118 \end{cases}$$

$$2.1) \text{ Mt AB} \geq \frac{1.2 + 0.3 * 0.139}{2} * 10.946 = 6.795$$

$$\text{Mt AB} = 8.209 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$1) \text{ Mt BC} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 9.795 \\ (1 + 0.3 * 0.139) * 9.795 \end{array} \right. - \frac{6.567 + 0}{2} = \begin{cases} 7.001 \\ 6.919 \end{cases}$$

$$2.1) \text{ Mt BC} \geq \frac{1.2 + 0.3 * 0.139}{2} * 9.795 = 5.101$$

$$\text{Mt BC} = 7.001 \text{ KN.m}$$

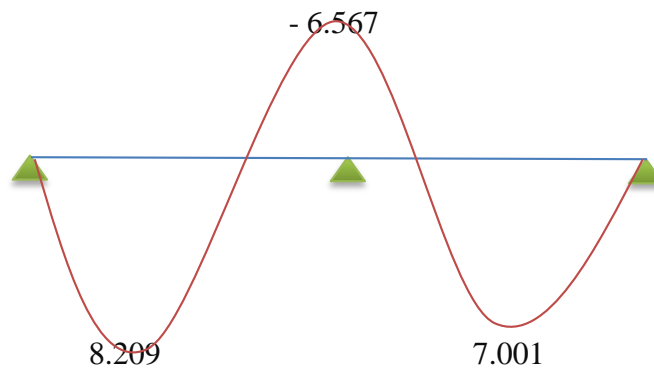
ELS:

Tableau III.1 : les valeurs des moments à ELS (type 2.1).

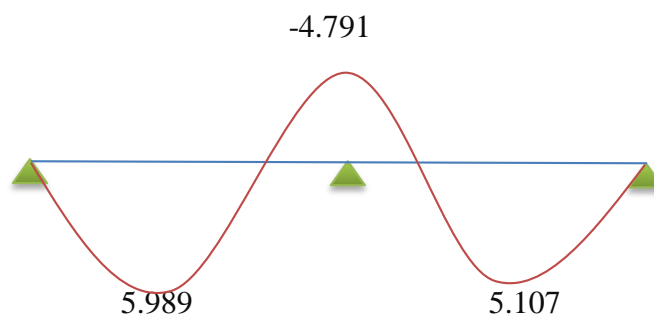
b.2.1. Diagrammes des Moments

| | Appuis | | | Travée | |
|---------------------|--------|--------|----|--------|-------|
| | Ma | Mb | Mc | Mt AB | Mt BC |
| Moment(KN.m) | 0 | -6.567 | 0 | 8.209 | 7.001 |

ELU :



ELS:



. Effort tranchant :

Travée AB :

$$T_w = \frac{6.397 \cdot 3.7}{2} + \frac{0 - 6.567}{3.7} = 10.059 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{6.397 \cdot 3.7}{2} + \frac{0 - 6.567}{3.7} = -13.609 \text{ KN}$$

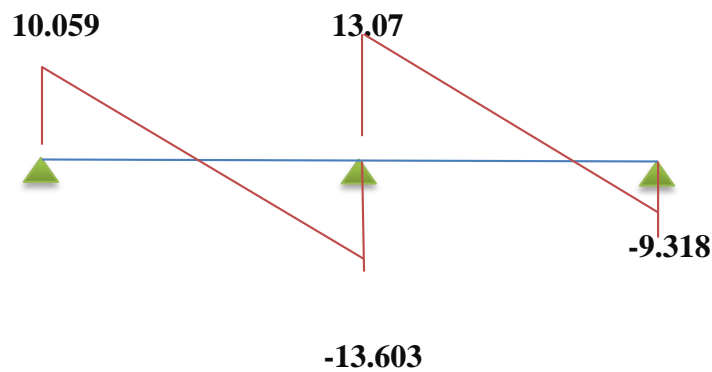
Travée BC :

$$T_w = \frac{6.397 \cdot 3.5}{2} + \frac{6.567 - 0}{3.5} = 13.07 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{6.397 \cdot 3.5}{2} + \frac{6.567 - 0}{3.5} = -9.318 \text{ KN}$$

b.2.2. Diagrammes d'Effort tranchant :

ELU :



b.3.Type 2.2 : (poutrelle a Deux travées) :

On utilise 1 et 2.1 pour DE et EF (travées de Rive) :

ELU :

$$M_o \text{ EF} = \frac{q l^2}{8} = \frac{6.397 \cdot 3.8^2}{8} = 11.546 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

$$M_d = M_f = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0.6 \cdot \text{Max} \begin{cases} M_o \text{ DE} \\ M_o \text{ EF} \end{cases} = 0.6 \cdot 12.794 = 7.676 \text{ KN.m}$$

Travée DE:

$$2) M_t DE \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 12.794 \\ (1 + 0.3 * 0.139) * 12.794 \end{array} \right. - \frac{0+7.676}{2} = \begin{cases} 9.595 \\ 9.489 \end{cases}$$

$$2.1) M_t DE \geq \frac{1.2+0.3*0.139}{2} * 12.794 = 7.943$$

$$M_t DE = 9.595 \text{ KN.m}$$

Travée EF:

$$1) M_t EF \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 11.546 \\ (1 + 0.3 * 0.139) * 11.546 \end{array} \right. - \frac{7.676+0}{2} = \begin{cases} 8.285 \\ 8.189 \end{cases}$$

$$2.1) M_t EF \geq \frac{1.2+0.3*0.139}{2} * 11.546 = 7.168$$

$$M_t EF = 8.285 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_o EF = \frac{q l^2}{8} = \frac{4.667 * 3.8^2}{8} = 8.423 \text{ KN.m}$$

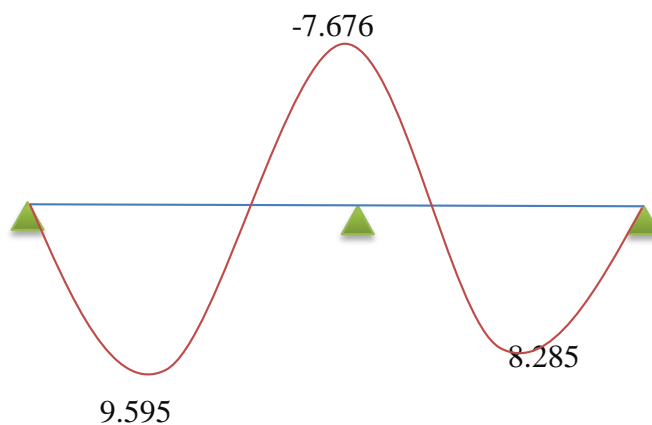
ELS :

Tableau III.2.les valeurs des moments à ELS (type 2.2).

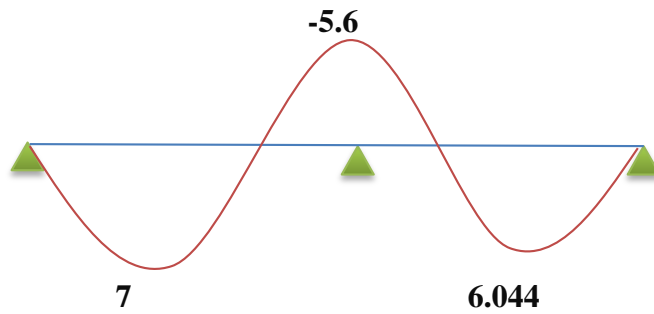
b.3.1. Diagrammes des Moments

| | Appuis | | | Travée | |
|---------------------|--------|------|----|--------|-------|
| | Md | Me | Mf | Mt DE | Mt EF |
| Moment(KN.m) | 0 | -5.6 | 0 | 7 | 6.044 |

ELU :



ELS :



.Effort tranchant :

Travée DE :

$$T_w = \frac{6.397 \cdot 4}{2} + \frac{0 - 7.676}{4} = 10.875 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{6.397 \cdot 4}{2} + \frac{0 - 7.676}{4} = -14.713 \text{ KN}$$

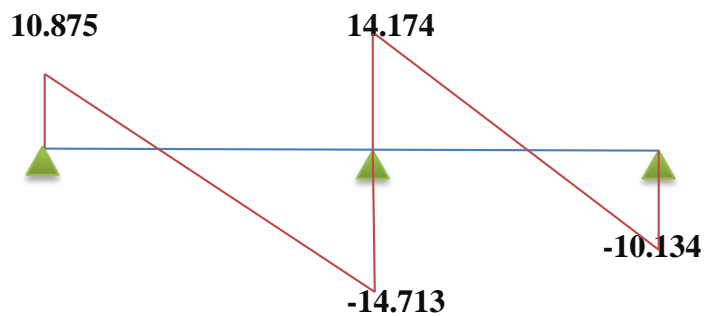
Travée EF :

$$T_w = \frac{6.397 \cdot 3.8}{2} + \frac{7.676 - 0}{3.8} = 14.174 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{6.397 \cdot 3.8}{2} + \frac{7.676 - 0}{3.8} = -10.134 \text{ KN}$$

b.3.2. Diagrammes d'Effort tranchant :

ELU :



CONCLUSION : ELU :

| | |
|----------------------|--|
| Mt max = 10.235 KN.m | (poutrelle 1) |
| M a max = 7.676 KN.m | (poutrelle 2.2) |
| Tu max= 14.713 KN | (poutrelle 2.2) (appuis intermédiaire) |
| Tu max= 11.194 KN | (poutrelle 1) (appuis de rive) |

ELS :

| | |
|---------------------|------------------|
| Mt max = 7.467 KN.m | (poutrelle 1) |
| M a max = 5.6 KN.m | (poutrelle 2.2) |

c.Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le **plus défavorable** c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

- Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

c.1.Ferrailage en travée :

$h=21$ cm ; $h_0=5$ cm ; $b=65$ cm ; $b_0=12$ cm ; $d=0,9h=18,9$ cm ; $F_{bc}=14,17$ MPa ;
 $f_e=400$ MPa $f_{c28}=25$ MPa ; $f_{t28}=2,1$ MPa

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table

Si $M_u < M_{t ab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.

Si $M_u > M_{t ab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

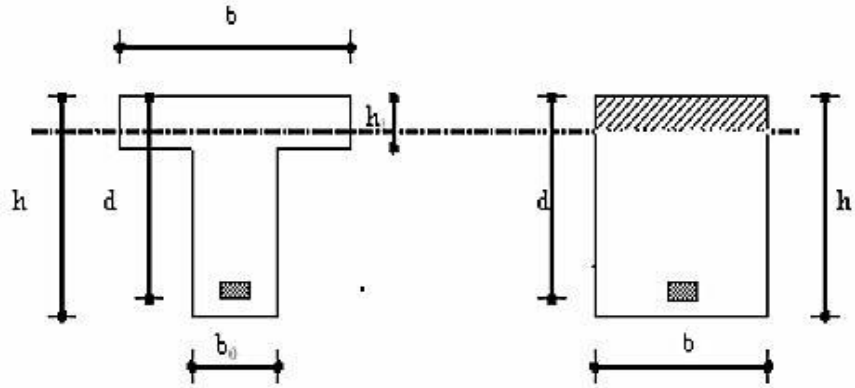
On a : $M_{tab} = b h_0 \sigma_{bc} (d - h_0^2) = 62,26$ KNm

$M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (**bxh**) en flexion simple.



D’après l’organigramme « **annexe** » donnant le ferrailage d’une section soumise à la flexion, on aura

Tableau III.3 : Récapitulation du calcul des sections d’armatures en travée.

| M_{tu} (KNm) | μ | $\mu < \mu_R$ | $As' (cm^2)$ | α | Z (cm) | $\mu < 0,392$ | σ_s (MPa) | $As(cm^2)$ | As (choix) (cm ²) |
|-------------------|-------|---------------|--------------|----------|--------|---------------|------------------|------------|-------------------------------------|
| 10.235 | 0.031 | oui | 0 | 0.039 | 18.60 | oui | 348 | 1.58 | 2.36 |

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{ft28}{fe} = 1.48cm^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,48 \text{ cm}^2 ; 1.58cm^2\} = \mathbf{1.58cm^2}$$

Choix : 3T10($A_s = 2.36cm^2$)

c.2.Ferrailage sur appuis :

On a: $M_{au}^{\max} = 7.676kNm < M_{tab} = 62,26 \text{ kNm}$

L’axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple

Tableau III.4: Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis

| M _{au} (KNm) | μ | μ < μ _R | A _{s'} (cm ²) | α | Z (cm) | μ < 0,392 | σ _s (MPa) | A _s (cm ²) | As (choix) |
|-----------------------|-------|--------------------|------------------------------------|-------|--------|-----------|----------------------|-----------------------------------|---------------|
| 7.676 | 0.023 | oui | 0 | 0.029 | 18.67 | oui | 348 | 1.18 | 1.57 |

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{0.27 \text{ cm}^2 ; 1.18 \text{ cm}^2\} = \mathbf{1.18 \text{ cm}^2}$$

Choix : 2T10 (A_s=1.57cm²)

Vérifications :

d.1.Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : T_u^{max} = 14.713 kN.

On doit vérifier que : τ_u ≤ τ̄_u

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,648 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

d.1.1.Au voisinage des appuis :

a. Appuis de rives :

a.1.Vérification de la compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9 b_0 d} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : T_u=11.194 kN (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{11.194 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 189} = 0.584 \text{ MPa} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{verifié}$$

a.2.Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0.24 \text{ cm}^2 \dots \text{verifié}$$

b.Appuis intermédiaires :

b.1.Vérification de la contrainte de compression :

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0.9 b_0 d} = \frac{14.713 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 189} = 0.72 \text{ MPa} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.67 \text{ MPa}$$

b.2.Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ai}}{0.9 d}}{\sigma_s} = -0.87 \text{ cm}^2 \dots \text{Verifier}$$

c.Vérification des contraintes :

c.1.Vérification des contraintes des armatures :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

c.2. Vérification des contraintes du béton :

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

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

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

d.Détermination de l'axe neutre :

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

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

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

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

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

Si : $y \leq h_0$ hypothèse est vérifiée

Si : $y \geq h_0$ la distance « y » et le moment d'inertie se calculent par la formule

Suivante :

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

Tableau III.5 : Vérification de la contrainte de béton

| | $M_{ser}(knm)$ | $A_s(cm^2)$ | Y(cm) | I(cm ⁴) | $\sigma_{bc}(MPa)$ | Verification |
|---------|----------------|-------------|-------|---------------------|--------------------|--------------|
| Travées | 7.467 | 2.36 | 4.02 | 8188.211 | 3.66 | Vérifier |
| Appuis | 5.6 | 1.57 | 3.35 | 5937.5960 | 3.1 | Vérifier |

d.1. Position de l'axe neutre « y_1 » :

$$Y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

d.2. Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » :

$$I_0 = \frac{b}{3}yI^3 + \frac{b_0}{3}(h - y_1)^3 - \frac{b - b_0}{3}(y_1 - h_0)^3 + 15A_s(d - y_1)^2$$

d.3. Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \mu} \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée}$$

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

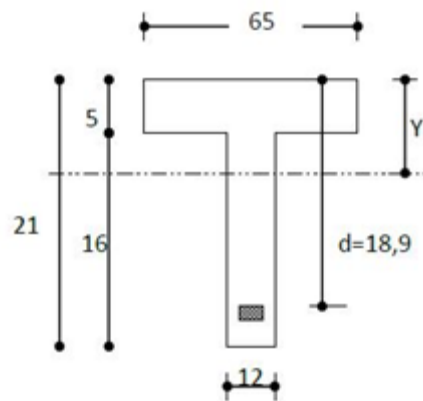


Figure III.9 : Position e l'axe neutre

e. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ • $\frac{h}{L} = 0,025 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ • $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,010 > 0,0105 \dots\dots\dots \text{non; vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ • $\frac{h}{L} = 0,025 < 0,079 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$

Avec :

$h = 21\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $d = 18.9\text{cm}$; $L = 4\text{ m}$; $M_{tser} = 7.467\text{kNm}$; $M_0 = 9.334\text{kNm}$;
 $A_s = 2.36\text{cm}^2$, $f_e = 400\text{MPa}$

Puisque les (03) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

La fleche totale : $\Delta_{fT} = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que : $\bar{f} = 0.5 \frac{L}{5000}$ si $L \geq 5.00$ m

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ si $L \leq 5.00$ m

Donc : $\bar{f} = \frac{400}{500} = 0.8$ cm

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.6: calcul de la flèche

| $M_{ser}(\text{knm})$ | $A_s(\text{cm}^2)$ | $Y_1(\text{cm})$ | δ | $\sigma_s(\text{MPa})$ | λ_i | λ_v | μ | $I_0(\text{cm}^4)$ | $I_{fi}(\text{cm}^4)$ | $I_{fv}(\text{cm}^4)$ |
|-----------------------|--------------------|------------------|----------|------------------------|-------------|-------------|-------|--------------------|-----------------------|-----------------------|
| 7.467 | 2.36 | 7.20 | 0.01 | 167.406 | 4.11 | 1.64 | 0.582 | 23257.12 | 16171.19 | 14701.08 |

e.1.Calcul des modules de déformation :

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

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87 \text{MPa}$$

e.2.Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} = 0.2 \text{ cm} \quad (L=4 \text{ m})$$

e.3.Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_vI_{fv}} = 0.7\text{cm}$$

$$\Delta f = f_v - f_i = 0.5\text{ cm} \leq f = 0.8\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

f.Calcul des armatures transversales et l'espacement :

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

RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.036\text{cm} \\ S_t \leq 5,25\text{ cm Zone nodale} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 10,5\text{cm Zone nodale} \end{array} \right.$$

Avec :

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales. $\phi_l \leq \text{Min} (0,6\text{cm} ; 1\text{ cm} ; 0,65\text{cm})$

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

g.Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 2\phi_6 = 0,56\text{cm}^2$

h.Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \Rightarrow S_t \leq 15.55$$

Donc :

$S_t = 5 \dots \dots \dots \text{zone nodale}$

$S_t = 10 \dots \dots \dots \text{zone courante}$

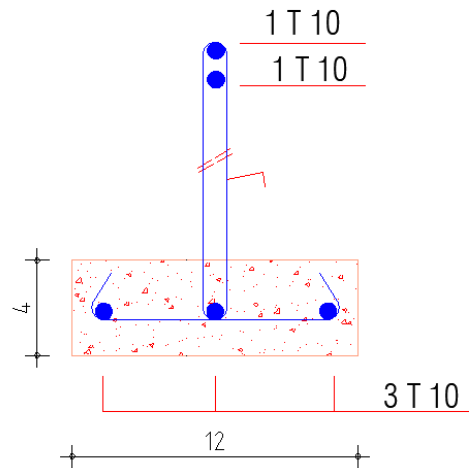


Figure III.10 : Schéma de ferrailage des poutrelles

III.3.2.2- Ferrailage de la table de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles

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

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A2 : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

L=65cm ; Fe=235MPa (acier rond lisse)

Donc on obtient : A1= 1,11cm²/ml.

On prend : **6T6=1,18cm²**

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

- Armatures de répartition :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Soit : **6T6=1,18cm²** St.=20cm.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens

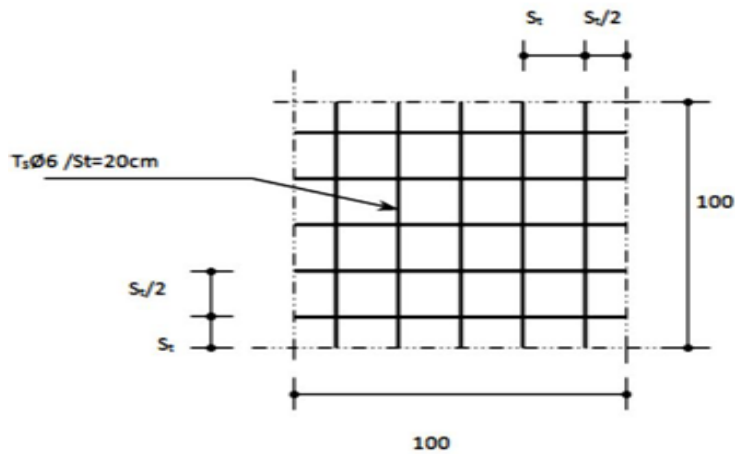


Figure III.11 : ferrailage de la dalle de compression

III.4. Plancher en dalle pleine :

Les dalles sont des éléments plans d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, supposés infiniment rigides dans leur plan, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis.

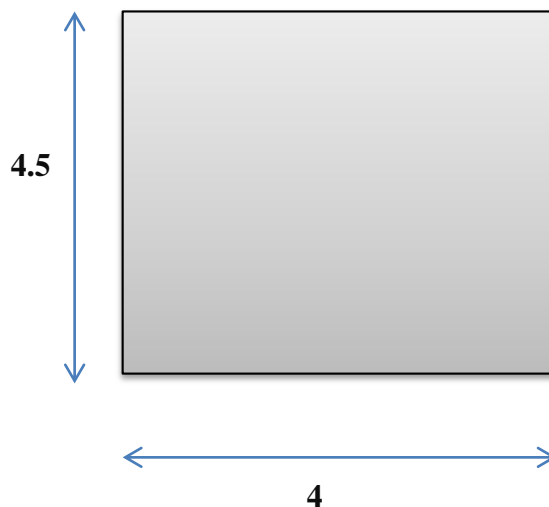


Figure III.12 : schéma de la dalle plein

a. Evaluation des charges :

Tableau. III.7 : Evaluation des charges

| Plancher | G (KN/m) | Q (KN/m ²) | ELU (KN/m ²) | ELS (KN/m ²) |
|---------------------|----------|------------------------|--------------------------|--------------------------|
| 1 ^{er} S.S | 6.15 | 2.5 | 12.05 | 8.65 |

b. Exemple de calcul

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4.5} = 0.88 \geq 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

c. Calcul des moments

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$
- Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

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

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 9.177 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6.82 \text{ KN.m}$$

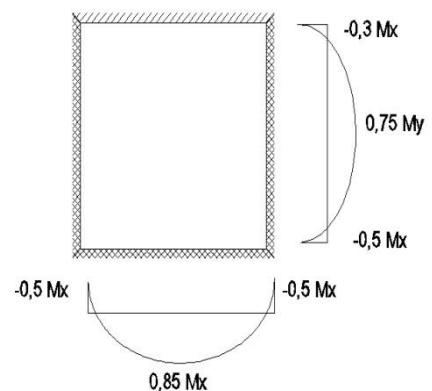
Moments en travées

$$M_{Tx} = 0.85 M_x = 7.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ty} = 0.85 M_y = 5.8 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 4.58 \text{ KN.m}$$



d.ferraillage de la dalle

$b=100cm ; h=21cm ; d=0,9h=18.9cm ; f_e=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; \sigma_s=348 MPa.$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau. III.8: Ferraillage de la dalle pleine

| | Sens | M_u ($KN.M$) | μ | A'_s (cm^2) | α | Z (cm) | A_s (cm^2) | choix | A_s^{adap} (cm^2) | Esp |
|--------|------|---------------------|-------|----------------------|----------|-----------------|---------------------|-------|----------------------------|-----|
| travée | x-x | 7.80 | 0.015 | 0 | 0.019 | 17.432 | 1.28 | 4T10 | 3.14 | 25 |
| | y-y | 5.80 | 0.011 | 0 | 0.014 | 18.791 | 0.88 | 4T10 | 3.14 | 25 |
| appuis | x-x | 4.58 | 0.009 | 0 | 0.011 | 18.814 | 0.69 | 4T10 | 3.14 | 25 |
| | y-y | | | | | | | | | |

Espacement :

Travée :

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

$$\underline{\text{Sens } y-y} : esp = \frac{100}{4} = 25.cm < \text{Min}(4h;45cm) = 45cm.....\text{Vérifier}$$

Appuis :

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

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

e. Condition de non fragilité :

$$h=e=21cm; b=100cm$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1.33cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.26cm^2 \end{cases}$$

Avec :
$$\begin{cases} \rho_0 = 0,6\text{‰} & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,88 \end{cases}$$

Travée :

Sens x-x : $A_x = 3,10cm^2 > A_s^{\min} = 1.33cm^2 \dots\dots\dots$ *Vérifiée*

Sens y-y : $A_y = 3.10cm^2 > A_s^{\min} = 1.26cm^2 \dots\dots\dots$ *vérifiée*

Appuis :

Sens x-x : $A_x = 3.10cm^2 > A_s^{\min} = 1.33cm^2 \dots\dots\dots$ *vérifiée*

Sens y-y : $A_y = 2,01.Cm^2 > A_s^{\min} = 1.26cm^2 \dots\dots\dots$ *vérifiée*

f.Calcul des armatures transversales :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,15 f_{c28} = 2.5MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{12.05 \times 4. \times 4.5}{2 \times 4 + 4.5} = 17.35kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 16.06kN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x ; T_y) = 17.35.kN$$

$$\tau_u = \frac{17.35.10^3}{1000 \times 189} = 0.09.MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots\dots\dots$$
Vérifier

g. Vérification à l'ELS

g.1. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 6.58 kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 4.9 kNm \end{cases}$$

➤ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 5.59 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 4.16 \text{ KNm}$$

➤ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = -0,5 M_x = M_{ay} = -0,5 M_y = -3.29 \text{ KN m.}$$

h. Vérification des contraintes

h. 1. Béton : nous devons vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

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

- y : position de l'axe neutre, déterminée par l'équation suivante :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A_s \cdot (d - y) + 15 \bar{A}_s (y - \bar{d}) = 0$$

- I : moment d'inertie, donné par :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + \bar{A}_s (y - \bar{d})^2]$$

h.2. Acier :

Nous devons vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 150\eta\right) = 240 \text{ MPa.}$$

Avec : $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y)$.

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau. III.9: Ferrailage de la dalle pleine

| | Sens | M_{ser} (kNm) | A_s (cm ²) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} MPa | $\bar{\sigma}_{bc}$ MPa | Vér | σ_s MPa | $\bar{\sigma}_s$ MPa | Vér |
|--------|------|--------------------|-----------------------------|-------------|---------------------------|----------------------|----------------------------|-----|-------------------|-------------------------|-----|
| Travée | x-x | 5.59 | 3.14 | 3.77 | 12568.06 | 1.67 | 15 | OK | 100.94 | 240 | OUI |
| | y-y | 4.16 | 3.14 | 3.77 | 12568.06 | 1.24 | 15 | OK | 75.11 | 240 | OUI |
| appuis | x-x | 3.29 | 3.14 | 3.77 | 12568.06 | 0.98 | 15 | OK | 59.4 | 240 | OUI |
| | y-y | | | | | | | | | | |

h.3. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{a) } \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\
 \text{b) } \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\
 \text{c) } \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e}
 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l}
 0,0525 > 0,0424 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\
 0,052 > 0,037 \text{ à } 0,028 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\
 1,66 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée}
 \end{array} \right.$$

On remarque que trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

i. les schémas de ferrillages :

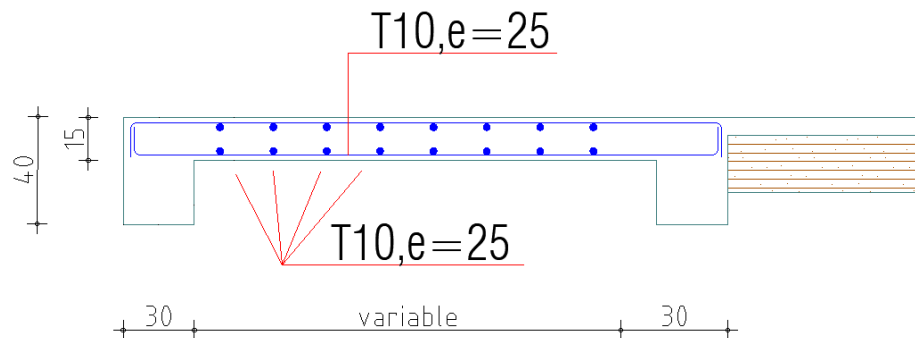


Figure. III.13 : Ferrailage de la dalle pleine

III.5. ESCALIER :**III .5.1. Introduction :**

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

III .5.2 Définition :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre le passage à pied entre les différents niveaux du bâtiment.

Dans notre structure il y en un seul type : à 03 volées

III .5.2.1. Définition des éléments d'un escalier :

- La volée : c'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches
- Le palier : c'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- La paillasse : c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée
- Le jour : c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- La marche : c'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- La contre marche : c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- L'emmarchement : c'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.

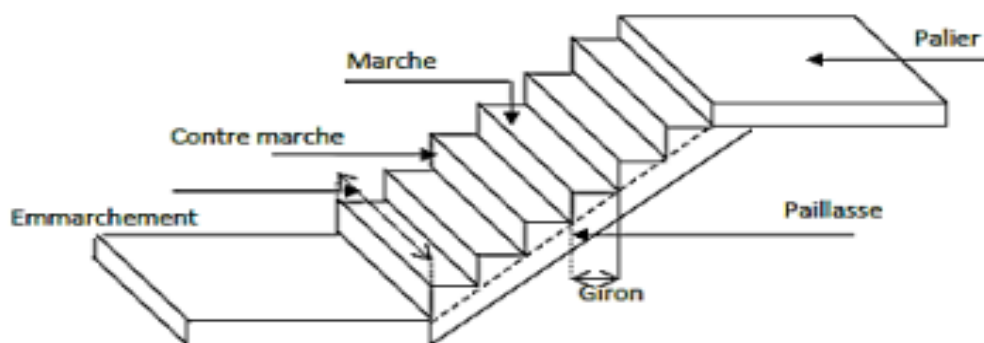


Figure III.14 : schéma des escaliers.

III .5.3. Pré dimensionnement de l'escalier :

Pour l'étage courant $h=2.89\text{m}$

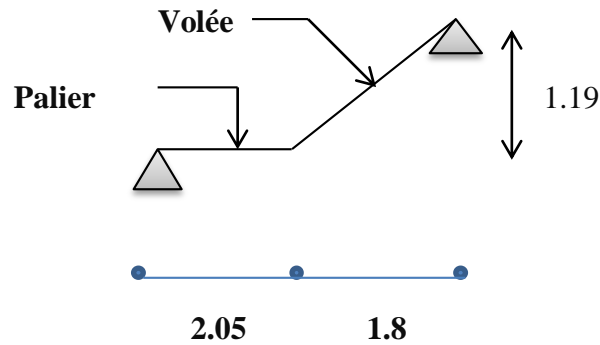
1.Escalier 1 et 3 :

Figure III.15 : Schéma statique de l'escalier (1 et 3).

a. Les Volées 1 et 3 :**a.1. dimensionnement:**

Le dimensionnement des marches et contre marches se fera par la formule de "BLONDEL" :

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ [cm]}. \text{ Où :}$$

$$h : \text{ la hauteur de la contre marche} \quad 14 \leq h \leq 18 \text{ [cm]}.$$

$$g : \text{ le giron} \quad 28 \leq g \leq 32 \text{ [cm]}.$$

$$\text{On adopte :} \quad \mathbf{h=17 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{g = 30\text{cm}}$$

a.2. Détermination de nombre de contremarche :

$$\mathbf{n = \frac{H}{h} = \frac{119}{17} = 7}$$

$$\mathbf{n=7}$$

D'où le nombre de marche est : $m = n - 1 = 6 \Rightarrow \mathbf{m = 6 \text{ marches}}$

b. paillasse :

b.1. Longueur réelle de la paillasse :

La longueur de la ligne de foulée sera : $L = g \cdot m$, le volume de la cage d'escalier doit en permettre l'inscription.

$$L = 30 \times 6 = 180 \text{ cm}$$

$$L = 1.8 \text{ m}$$

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{119}{180} = 0.66$$

$$\alpha = 33.46^\circ$$

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{180}{\cos(33.46)} = 215.75$$

$$L1 = L'$$

$$L1 = 215.75$$

b.2. Epaisseur de la paillasse :

$$L1 / 30 \leq ep \leq L1 / 20$$

$$215.75 / 30 \leq ep \leq 215.75 / 20$$

$$7.19 \text{ cm} \leq ep \leq 10.78 \text{ cm}$$

On opte pour une paillasse d'épaisseur $ep = 15 \text{ cm}$

2. Escalier 2 :

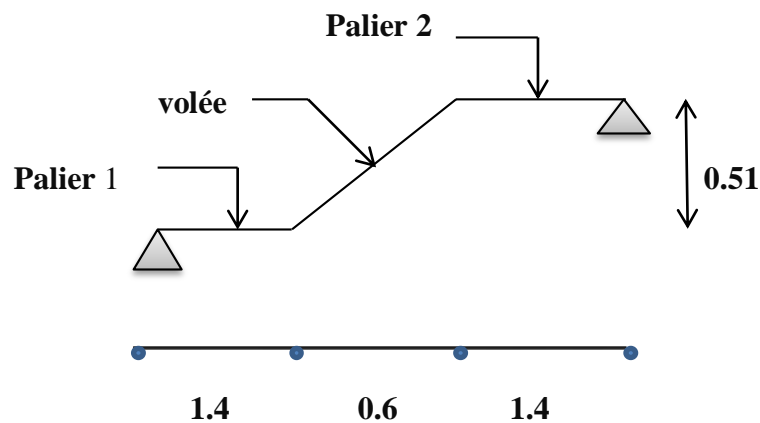


Figure III.16 : Schéma statique de l'escalier (2).

a. Volée 2 :**a.1. dimensionnement:**

Le dimensionnement des marches et contre marches se fera par la formule de "BLONDEL" :

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ [cm]}.$$

Où :

$$h : \text{la hauteur de la contre marche} \quad 14 \leq h \leq 18 \text{ [cm]}.$$

$$g : \text{le giron} \quad 28 \leq g \leq 32 \text{ [cm]}.$$

$$\text{On adopte : } h=17\text{cm}$$

$$g = 30\text{cm}$$

a.2. Détermination de nombre de contremarche :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{51}{17} = 3$$

$$n=3$$

D'où le nombre de marche est : $m = n - 1 = 2 \Rightarrow m = 2 \text{ marches}$

b. paillasse :**b.1. Longueur réelle de la paillasse :**

La longueur de la ligne de foulée sera : $L = g \cdot m$, le volume de la cage d'escalier doit en permettre l'inscription.

$$L = 30 \times 2 = 60\text{cm}$$

$$L = 0.6\text{m}$$

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{51}{60} = 0.85$$

$$\alpha = 40.36^\circ$$

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{60}{\cos(40.36)} = 78.74$$

$$L1 = L' + L \text{ pallier}$$

$$L1 = 78.74 + 140 = 218.74\text{cm}$$

b.2. Epaisseur de la paillasse :

$$L1 / 30 \leq ep \leq L1 / 20$$

$$218.74 / 30 \leq ep \leq 218.74 / 20$$

$$7.29 \text{ cm} \leq ep \leq 10.93 \text{ cm}$$

On opte pour une paillasse d'épaisseur **ep=15 cm**

3. Vérification de la relation de BLONDEL :

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}$$

On remarque bien que $59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm}$ \longrightarrow Condition vérifié

Conclusion :

Soit n le nombre de contremarche et m le nombre de marche

Pour l'étage courant : on a 17 contremarches.

Les contremarches seront reparties de la manière suivante :

Volées 1 et 3 = 14 contremarches et 12 marches(identiques).

Volée 2 = 3 contremarches et 2 marches.

III .5.4. Evaluation des charges et surcharges :

a. Volée 1 et 3 :

a.1-Palier :

Tableau III.10 : les charges de palier

| | ρ (KN/m ³) | e(m) | G(kn/m ²) |
|---------------------------------|-----------------------------|------|-----------------------------------|
| Carrelage | 20 | 0.02 | 0.40 |
| Mortier de pose | 22 | 0.02 | 0.44 |
| Lit de sable | 18 | 0.03 | 0.54 |
| Dalle pleine | 25 | 0.15 | 3.75 |
| Enduit ciment | 18 | 0.02 | 0.36 |
| Total | | | G =5.49 (kn/m²) |
| Surcharge d'exploitation | | | Q =2.50 (kn/m²) |

a.2- Paillasse :

Poids propre de volée :..... (25*0.15)/cos 33.46= 4.49 KN/m²

Poids propre de la marche(25*0.17)/2 = 2.13 KN/m²

Tableau III.11 : les charges de paillasse

| | ρ (KN/m³) | e(m) | G(kn/m²) |
|---------------------------------|-----------------------------|-------------|--------------------------------|
| Carrelage | 20 | 0.2 | 0.4 |
| Mortier de pose | 22 | 0.02 | 0.44 |
| Lit de sable | 18 | 0.03 | 0.54 |
| Enduit ciment | 18 | 0.02 | 0.36 |
| Garde-corps | ----- | ----- | 1 |
| Total | | G = | 9.36 (KN/m²) |
| Surcharge d'exploitation | | Q = | 2.50 (KN/m²) |

.Combinaison des charges :

E.L.U

$$q_{u1}=1,35G_1+1,5Q_1 = 1.35*5.49+1.5*2.5=11.16\text{KN/ml}$$

$$q_{u2}=1,35G_2+1,5Q_2 = 1.35*9.36+1.5*2.5=16.38\text{KN/ml}$$

E.L.S

$$q_{ser1}=G_1+Q_1 = 5.49+2.5= 7.99 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser2}=G_2+Q_2 =9.36+2.5=11.86 \text{ KN/ml}$$

Le chargement pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

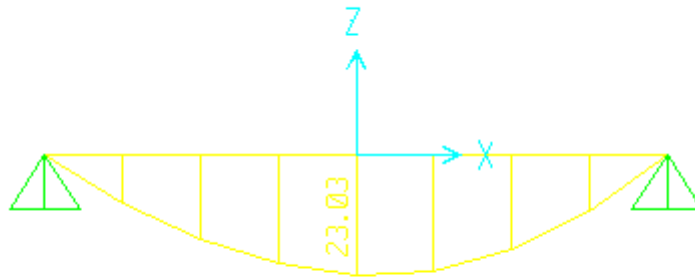
Tableau III.12 : Charges à l'ELU et l'ELS.

| | q₁ (kN/ml) | q₂ (kN/ml) |
|------------|------------------------------|------------------------------|
| ELU | 11.16 | 16.38 |
| ELS | 7.99 | 11.86 |

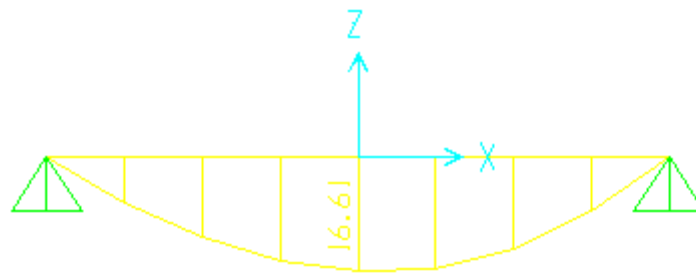
.Diagramme des efforts internes :

➤ **Moment fléchissant**

E.L.U

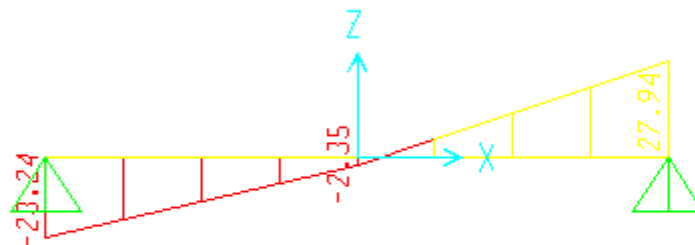


E.L.S

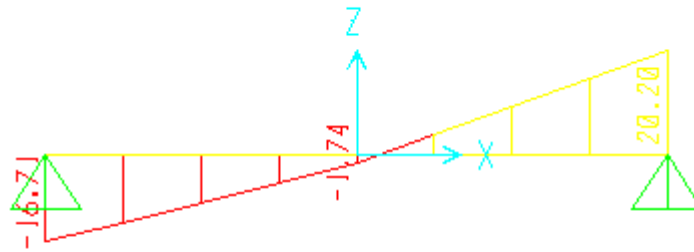


. Effort tranchant

E.L.U



E.L.S



b. volée (2) :

b.1-Palier :

Tableau III.13: les charges de palier.

| | ρ (KN/m ³) | e(m) | G(kn/m ²) |
|---------------------------------|-----------------------------|------|-----------------------------------|
| Carrelage | 20 | 0.02 | 0.40 |
| Mortier de pose | 22 | 0.02 | 0.44 |
| Lit de sable | 18 | 0.03 | 0.54 |
| Dalle pleine | 25 | 0.15 | 3.75 |
| Enduit ciment | 18 | 0.02 | 0.36 |
| Total | | | G =5.49 (kn/m²) |
| Surcharge d'exploitation | | | Q =2.50 (kn/m²) |

b.2- Paillasse :

Poids propre de volée :..... (25*0.15)/cos 40.36= 4.92 KN/m²

Poids propre de la marche(25*0.17)/2 = 2.13 KN/m²

Tableau III.14 : les charges de paillasse

| | ρ (KN/m ³) | e(m) | G(kn/m ²) |
|---------------------------------|-----------------------------|------------|--------------------------------|
| Carrelage | 20 | 0.2 | 0.4 |
| Mortier de pose | 22 | 0.02 | 0.44 |
| Lit de sable | 18 | 0.03 | 0.54 |
| Enduit ciment | 18 | 0.02 | 0.36 |
| Garde-corps | ----- | ----- | 1 |
| Total | | G = | 9.79 (KN/m²) |
| Surcharge d'exploitation | | Q = | 2.50 (KN/m²) |

.Combinaison des charges :

E.L.U

$$q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 1,35 * 5,49 + 1,5 * 2,5 = 11,16 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_2 = 1,35 * 9,79 + 1,5 * 2,5 = 16,96 \text{ KN/ml}$$

E.L.S

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1 = 5,49 + 2,5 = 7,99 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2 = 9,79 + 2,5 = 12,29 \text{ KN/ml}$$

Le chargement pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

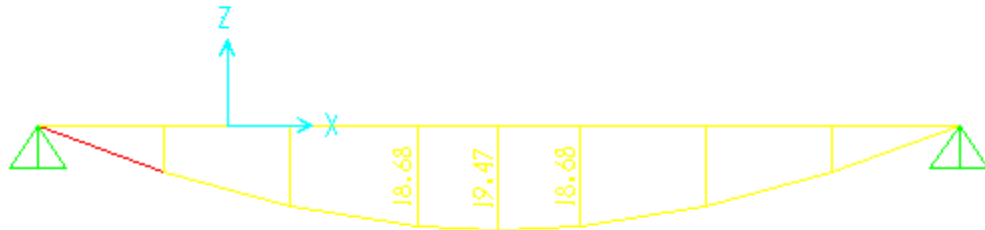
Tableau III.15 : Charges à l'ELU et l'ELS.

| | q_1 (kN/ml) | q_2 (kN/ml) |
|------------|---------------|---------------|
| ELU | 11.16 | 16.96 |
| ELS | 7.99 | 12.29 |

. Diagramme des efforts internes :

- Moment fléchissant

E.L.U



ELS :

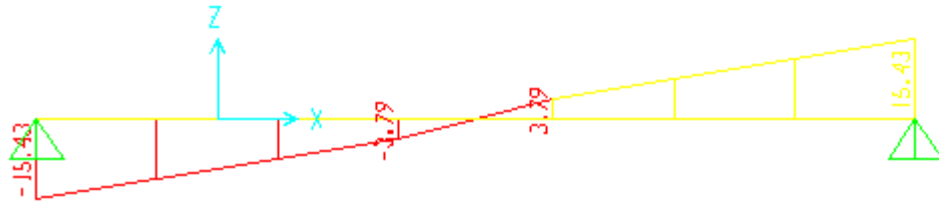


. Effort tranchant

E.L.U



ELS :



III .5.5. Calcul des de ferrailages :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h), tel que : b=100 cm (une bonde de 1 m); h= 15 cm.

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

- Les armatures de répartition sont données par la formule suivante :
- L'escalier n'est pas exposé aux intempéries, donc le ferrailage se fait en fissuration peu nuisible

a. Ferrailage longitudinal :

$$b= 100 \text{ cm ; } h= 15 \text{ cm ; ; } F_e = 400 \text{ MPa ;}$$

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

$$M_{\max} = 23.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{u t} = 0,85 \times M_{\max} = 0,85 \times 23.03 = 19.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{u a} = 0,50 \times M_{\max} = 0,50 \times 23.03 = 11.51 \text{ KN.m}$$

Tableau. III.16 : Ferrailage de l'escalier.

| | M_u (KNm) | μ | $\mu < \mu_R$ | A'_s (cm ²) | α | Z (mm) | A_s^{cal} / ml (cm ²) | Choix | A_s^{adp} / ml (cm ²) |
|---------------|----------------|-------|---------------|------------------------------|----------|-------------|--|-------|--|
| Travée | 19.57 | 0.075 | Oui | 0 | 0.098 | 129.67 | 4.33 | 8T10 | 6.28 |
| Appui | 11.51 | 0.044 | Oui | 0 | 0.057 | 131.92 | 2.5 | 4T10 | 3.14 |

➤ **Espacement :**

En travée $esp \leq 100 / 8 = 16\text{cm}$

On prend : $esp=16\text{cm}$

On prend : $esp=16\text{ cm} \leq \min(3h; 25) = 25\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

Sur appui $esp \leq 100/4 = 25\text{cm}$

On prend : $esp=25\text{cm} \leq \min(3h; 25) = 25\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

Armatures de répartition :

.En travée :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.57\text{cm}^2 / ml \leq A_r \leq 3.14\text{cm}^2 / ml$$

Le choix est de 4T10=3,14cm² avec : St=25cm.

.Sur appui :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.78\text{ cm}^2 / ml \leq A_r \leq 1.57\text{ cm}^2 / ml$$

Le choix est de 2T10=1.57cm² avec : St=25cm

➤ **Vérifications :**

•**Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{s_{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17\text{cm}^2$$

En travée : $A_s = 4.33\text{cm}^2 > A_{s_{min}} = 2,17.\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 2.5\text{cm}^2 > A_{s_{min}} = 2,17\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

• **Effort tranchant :**

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{27.94 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,16 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

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

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ 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 : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 27,94 - \frac{23,03}{0,9 * 13,5} = -161,6 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont pas soumises à des efforts tranchants

III .5.6. 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

$$b y^2 / 2 - n A_s (d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = b y^3 / 3 + n A_s (d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=13.5\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A_s' = 0$$

- **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

En travée : $M_t = 0,85M_{ser} = 0,85 \times 16,61 = 14,11 \text{ kNm}$

En appui : $M_a = 0,5M_{ser} = 0,5 \times 16,61 = 8,3 \text{ kNm}$.

Tableau.III.17 : Vérification à l'E.L. S

| | $M_{ser}(\text{KNm})$ | $A_s (\text{cm}^2)$ | $Y(\text{cm})$ | $I(\text{cm}^4)$ | σ_{bc} (MPa) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ |
|---------------|-----------------------|---------------------|----------------|------------------|------------------------|--------------------------------------|
| Travée | 14.11 | 6.28 | 4,18 | 10616.92 | 5.55 | Vérifiée |
| Appui | 8.3 | 3.14 | 3,12 | 6087.13 | 4.25 | Vérifiée |

- **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15}{3,85} = 0,038 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{6,28}{100 \times 13,5} = 0,00465 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0,038 < 0,1 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

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

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L = 3,85\text{m} < 5\text{m}.$$

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

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

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictif}$$

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

$$E_i = 32164,20 \text{MPa} ; E_v = 10818,87 \text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.18: Vérification de la flèche de l'escalier

| M_{ser} (KNm) | A_s (cm ²) | δ | σ_s (MPa) | λ_i | λ_v | μ | I_0 (cm ⁴) | I_{fi} (cm ⁴) | I_{fv} (cm ⁴) |
|--------------------|-----------------------------|----------|---------------------|-------------|-------------|-------|-----------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| 16.61 | 6.28 | 0.004 | 195.91 | 5.25 | 2,1 | 0.297 | 31516.2 | 13546.08 | 19410.11 |

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,43 \text{cm} \\ f_v = 1,17 \text{cm} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,74 \text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{385}{500} = 0,77 \text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,74 \text{cm} < \bar{f} = 0,77 \text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

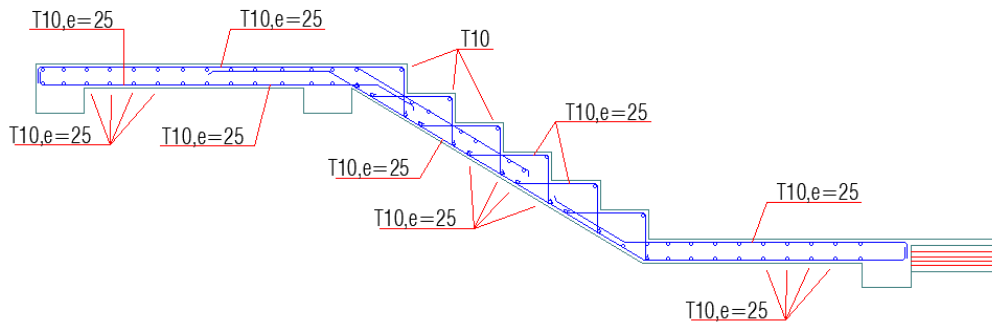
• **Les résultats de Calcul de la flèche**

Déférent cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

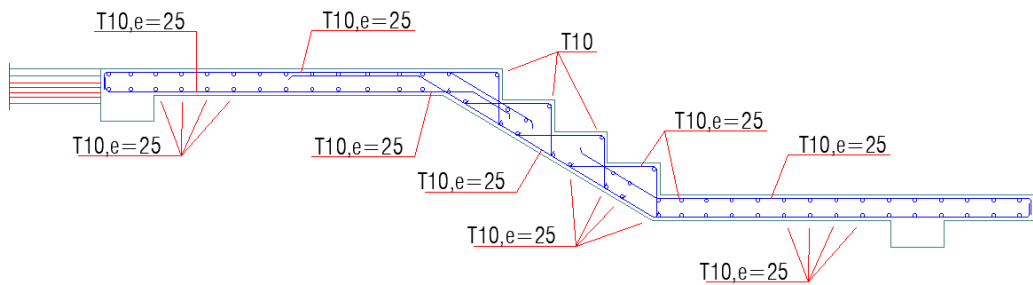
Tableau III.19 : Récapitulatif de la vérification des flèche

| f_i (cm) | f_v (cm) | Δf (cm) | \bar{f} (cm) | Observation |
|------------|------------|-----------------|----------------|-------------|
| 0.43 | 1,17 | 0.74 | 0.77 | Vérifiée |

DETAIL VOLEE : 1



DETAIL VOLEE : 2



DETAIL VOLEE : 3

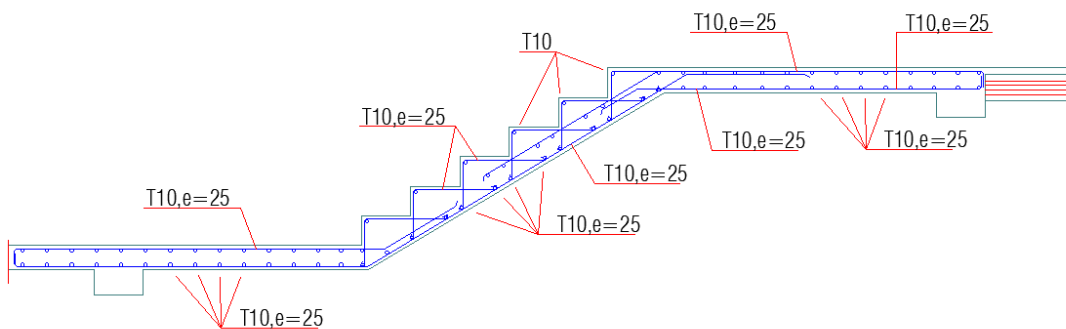


Figure III.17 : Ferrailage de l'Escalier.

III.6. BALCONS**III.6.1. INTRODUCTION**

Notre ouvrage comporte un type de balcon : dalle à deux appuis, de dimensions (1.4x4.5).

Épaisseur du balcon :

L'épaisseur de balcon et déterminer comme suite :

Résistance au feu

$e = 7$ cm pour une heure de coup de feu.

$e = 11$ cm pour deux heures de coup de feu.

$e = 17,5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

Nous optons : $e = 15$ cm.

Isolation phonique

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

Nous limitons donc notre épaisseur à **15 cm**.

Résistance à la flexion

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

$$- e \geq \frac{L_x}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm}$$

Avec :

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité.

$$L_x = 1.4\text{m}$$

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

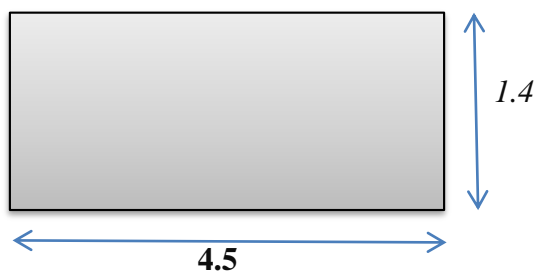


Figure III.18 : Dimensions du balcon

III.6.2. EVALUATION DES CHARGES

- Charge permanente : $G=6.15\text{kN/m}^2$
- Charge revenant au garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur
Brique creuse : $0.1*0.9=0.9\text{ kN/m}$
Enduit ciment : $2*0.2*22=0.88\text{ kN/m}$
 $G_{gc}=0.9+0.88=1.78\text{ kN/m}$
- Charge d'exploitation : $Q=3.50\text{kN/m}^2$

Détermination des efforts :

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1ml. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement

COMBINAISON DES CHARGES

- a) Combinaison de charge à l'ELU :

La dalle pleine: $q_u=(1,35G+1,5Q)*1\text{m}=(1.35*6.15)+(1.5*3.5)=13.55\text{kN/m}$

Le garde-corps : $P_u= 1.35*1.78=2.403\text{ kN}$

- b) combinaison de charge à l'ELS

La dalle pleine : $q_s=(G+Q)*1\text{m}=9.65\text{kN/m}$

Le garde-corps : $P_s=1*1.78=1.78\text{ kN}$

Les moments et les efforts tranchants

- a) ELU :

Le moment provoqué par la charge est :

$$M_{u1}=-\left(\frac{q_u \times l^2}{2}\right)=-\left(\frac{13.55 \times 1.4^2}{2}\right)=-13.27\text{KN.m}$$

Le moment provoqué par la charge est :

$$M_{u2}=-\left(P_u \times l\right)=-\left(2.403 \times 1.4\right)=-3.36\text{KN.m}$$

Le moment total :

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} = -16.63 \text{ KN.m}$$

$$V_u = -(q_u \times l + P_u) = -13.55 \times 1.4 - 2.403 = -21.373 \text{ KN}$$

b) **ELS :**

$$M_s = -\left(\frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l\right) = -11.94 \text{ KN.m}$$

$$V_s = -(q_s \times l + P_s) = -15.29 \text{ KN}$$

Note : le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue.

III.6.3.CALCUL DE FERRAILLAGE :

Le ferrailage se fait à l'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable en considérant une section de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur.

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m de largeur. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

Soit :

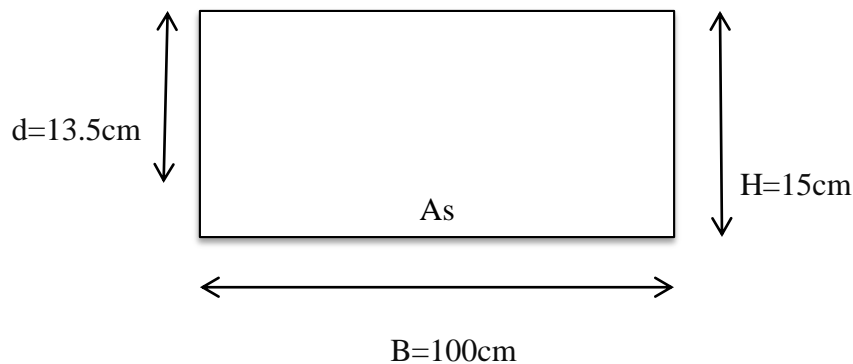
$$M_u = -16.63 \text{ KN.m}$$

$$V_u = -21.373 \text{ KN}$$

APPLICATION :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

a) **Les armatures principales (Armature partie supérieure) :**



Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.20: Ferrailage du balcon

| | M_u (kNm) | μ | $\mu < \mu_R$ | A'_s (cm ²) | α | Z (mm) | A_s^{cal} (cm ²) | Choix | A_s^{adp} (cm ²) | Esp (cm) |
|-----------|----------------|-------|---------------|------------------------------|----------|-------------|-----------------------------------|-------|-----------------------------------|-------------|
| Mu | 16.63 | 0,064 | Oui | 0 | 0,083 | 130.5 | 3.66 | 5T10 | 3.93 | 20 |

b) Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/ml$$

On adopte 4T8= 2,01 cm²,st =25cm

c) Vérification (ELU) :

c-1) Condition de non fragilité du béton (ART B.7.4/BAEL91

$$A_{min} = 0.23bdft_j / f_{e} = 0.23 * 100 * 13.5 * 2.1 / 400 = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$ CV

c-2) Ecartement des barres (BAEL91 / art A.8.2.42)

L'espace des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$S_t \leq \text{Min} (33 \text{ cm} ; 3h) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \leq (33 \text{ cm} ; 51 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{verifier}$$

- Les armatures de répartition : $S_t \leq \text{Min} (45 \text{ cm} ; 4h) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq (45 \text{ cm}) \dots\dots\dots$
verifier

c-3) Vérification a l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{21.373 * 10^3}{1000 * 135} = 0.15 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA. (condition vérifiée).}$$

III.6.4. Vérification vis-à-vis de l'ELS :

❖ Vérification des contraintes :

$M_{ser} = 11.94 \text{ kNm/m}$

La fissuration est préjudiciable ; il faut que :

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$

$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$

Avec : $\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110) \overline{\eta \cdot f_{ij}}\right) = 266,67 \text{ MPa}$

Avec : $\begin{cases} n = 15 \\ \eta = 1,6 \text{ (H.A)} \end{cases}$

Y : est calcul à partir de l'équation : $b/2 \cdot y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$.

I : est calcul à partir de l'équation : $I = b/3 y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.III.21 : Vérification des contraintes

| M_{ser} (kNm) | A_s (cm ²) | y (cm) | I (cm ⁴) | σ_b (Mpa) | $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ | σ_s (Mpa) | $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ |
|-----------------|--------------------------|--------|----------------------|------------------|-----------------------------|------------------|-----------------------------|
| 11.94 | 3.93 | 3.44 | 7322.87 | 5.60 | vérifié | 246.04 | OK |

❖ Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0,15}{1,4} = 0,107 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{3,93}{100 \times 13,5} = 0,0029 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,107 \geq 0,1 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire. Après les calculs et les vérifications effectuées, nous adoptons le ferrailage suivant :

- Armature principales : $A_s = 5T10 = 3,93\text{Cm}^2$ avec $St = 20\text{cm}$
- Armature de répartition : $A_r = 4HA8 = 2,01\text{ cm}^2$ avec $st = 25\text{cm}$

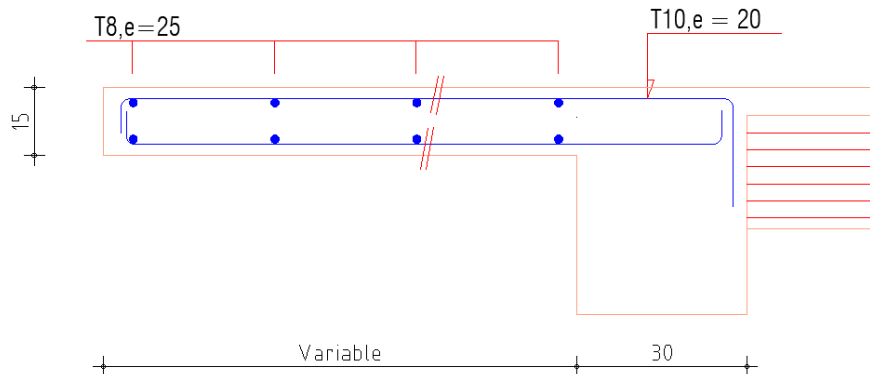


Figure III .19 : Ferrailage du balcon.

III.7. Etude de la dalle machine :

III.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.

III.7.2. Détermination des charges et surcharges :

a. Charges permanentes :

- Poids de la dalle machine supportée.....50,00kN/m²
 - Poids propre de la dalle..... $0,2 \times 25 = 5\text{kN/m}^2$
- G=55kN/m²**

b. Surcharge d'exploitationQ=1kN/m²

III.7.3. Combinaison des charges :

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 75,75\text{kN/m}^2$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 56\text{kN/m}^2$

III.7.4. 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 “ ρ ” :

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,8}{2} = 0,9 \leq 1$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

E.L.U :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0456 \Rightarrow M_x = 11,19 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,7834 \Rightarrow M_y = 8,76 \text{ kNm} \end{cases}$$

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

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 9,51 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 7,45 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,3 M_x = 3,35 \text{ kNm}$$

$$M_{ay} = 0,3 M_y = 2,62 \text{ kNm}$$

$$M_a = \text{Max} (M_{ax} ; M_{ay}) = 3,35 \text{ kNm}$$

III.7.5. 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) = (100x20) cm² qui travaille en flexion simple.

III.7.5.1. Ferrailage en travée :

a. Dans le sens “ L_x ” :

$$\text{On a : } b=100\text{cm; } h=20\text{cm; } d=0,9h=18\text{cm; } \sigma_{bc}=14,17\text{MPa; } \sigma_s=348\text{MPa}$$

Tableau. III.22: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x)

| M _{tx} (kNm) | μ | A's(cm ²) | α | Z (cm) | A ^{cal} _s (cm ²) | Choix | A ^{adp} _s (cm ²) |
|-----------------------|-------|-----------------------|--------|--------|--|-------|--|
| 9.51 | 0,021 | 0 | 0,0262 | 17,81 | 1,53 | 3T10 | 2,36 |

a.1. Espacement :

$$Esp = 30\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Dans le sens “ L_y ” :

$$\text{On a : } b=100\text{cm; } h=20\text{cm; } d=d_x-\emptyset_x=17\text{cm; } \sigma_{bc}=14,17\text{MPa; } \sigma_s=348\text{MPa}$$

Tableau. III.23: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y)

| $M_{ty}(\text{kNm})$ | μ | $A'_s(\text{cm}^2)$ | α | $Z(\text{cm})$ | $A^{\text{cal}}_s(\text{cm}^2)$ | Choix | $A^{\text{adp}}_s(\text{cm}^2)$ |
|----------------------|-------|---------------------|----------|----------------|---------------------------------|-------|---------------------------------|
| 7,45 | 0,016 | 0 | 0,0205 | 17,85 | 1,20 | 3T10 | 2,36 |

b.1.Espacement :

$$Esp = 30\text{cm} < \text{Min}(4h;45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.7.5.2. Ferrailage sur appuis :

On a : $b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Tableau. III.24: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.

| $M_a(\text{kNm})$ | μ | $A'_s(\text{cm}^2)$ | α | $Z(\text{cm})$ | $A^{\text{cal}}_s(\text{cm}^2)$ | Choix | $A^{\text{adp}}_s(\text{cm}^2)$ |
|-------------------|-------|---------------------|----------|----------------|---------------------------------|-------|---------------------------------|
| 3,35 | 0,007 | 0 | 0,0092 | 17,93 | 0,54 | 3T8 | 1,51 |

a. Espacement :

$$Esp = \begin{cases} 30\text{cm} < \text{Min}(3h;33\text{cm}) = 33\text{cm}(\text{sens } x - x) & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 30\text{cm} < \text{Min}(4h;45\text{cm}) = 45\text{cm}(\text{sens } y - y) & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

III.7.5.3 Calcul des armatures transversales :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 48,69\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 45,45\text{kN}$$

$$T_u^{\text{max}} = \text{Max}(T_x; T_y) = 48,69\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{48,69 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,27\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.7.6. Vérification à l'E.L.S :

a. Vérification des contraintes :

- **Béton :**

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

- **Acier :**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} fe; 150\eta\right) = 240 \text{MPa}$$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour HA ; } fe = 400 \text{MPa}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,9 \quad ; \quad q_{ser} = 56 \text{kN/m}^2$$

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

$$M_y = \mu_y M_x$$

• **E.L.S :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0528 \Rightarrow M_x = 9,58 \text{kNm} \\ \mu_y = 0,8502 \Rightarrow M_y = 8,14 \text{kNm} \end{cases}$$

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 8,14 \text{kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 6,91 \text{kNm}$$

• **Moments sur appuis :**

$$M_a = \text{Max}(0,3M_x; 0,3M_y) = 2,44 \text{kNm}$$

1- Détermination de la valeur de "y" :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

2- Moment d'inertie :

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

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

Tableau. III.25: Vérification des contraintes de la dalle dans les deux sens.

| | | M _t (kNm) | A _s (cm ²) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ _{bc} (MPa) | σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} | σ _s (MPa) | σ _s ≤ σ̄ _s |
|---------------|-------|-------------------------|--------------------------------------|-----------|----------------------|-----------------------|------------------------------------|----------------------|----------------------------------|
| Travée | (x-x) | 8,14 | 2,36 | 3,23 | 8845,88 | 2,97 | vérifiée | 203,87 | vérifiée |
| | (y-y) | 6,91 | 2,36 | 3,23 | 8845,88 | 2,52 | | 173,06 | |
| Appuis | | 2,44 | 1,51 | 2,63 | 5957,14 | 1,07 | | 94,43 | |

b. Vérification de la condition de non fragilité :

$h=20\text{cm}$; $b=100\text{cm}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,68\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,6\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\text{‰} \quad \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,9 \end{cases}$$

- **Sens L_{x-x} :**

Sur appuis : $A_x=1,51\text{cm}^2/\text{ml} > 1,68\text{cm}^2$ non vérifié

On prend :

$$A_x=3T10= 2,36\text{cm}^2$$

En travée : $A_x=2,36\text{cm}^2/\text{ml} > 1,68\text{cm}^2$ vérifié

- **Sens L_{y-y} :**

Sur appuis : $A_y=2,36\text{cm}^2/\text{ml} > 1,6\text{cm}^2$ vérifié.

En travée : $A_y=2,36\text{cm}^2/\text{ml} > 1,6\text{cm}^2$ vérifié.

c. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\text{D'après [3]} \begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,111 > 0,042 \text{vérifiée} \\ 0,111 > 0,028 \text{ à } 0,037 \text{vérifiée} \\ 1,311 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

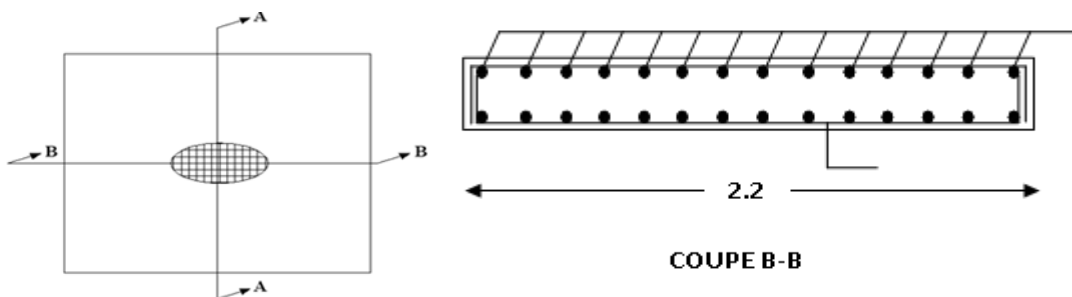


Figure III.20: Ferrailage de la dalle machine.

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction :

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel de calcul (SAP2000 version 2014)

IV.2. Etude dynamique :

IV.2.1. Introduction

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.2. Modalisation :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté infini par un modèle ayant un nombre de DDL 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.

IV.2.3. Déterminations des Caractéristiques dynamiques propres :

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement est :

$$[M] \{ \ddot{\mathbf{x}}(t) \} + [K] \{ \mathbf{x}(t) \} = \{ 0 \} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

$\{ \ddot{\mathbf{x}} \}; \{ \mathbf{x} \}$: Vecteur des accélérations et vecteur des déplacements respectivement de la structure.

[M] : matrice masse de la structure.

[K] : matrice de rigidité de la structure

A partir d'une analyse de système à plusieurs degrés de liberté en VLNA on peut déterminer les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre, qui s'écrit :

$$\{X(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Où :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amorti « VLNA » sont données :

$$\{ \ddot{X}(t) \} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots \dots \dots (4)$$

L'équation (4) doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues A_i ; c'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non -nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est-à-dire :

$$\det [[K] - \omega^2 [M]] = 0 \quad \rightarrow \text{« équation caractéristique »} \dots \dots \dots (6)$$

En développant cette équation. On obtient une équation polynomiale de degré (2n) en (ω).

Les (n) solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations des (n) modes de vibration possible.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}$ ou forme modale.

IV.3. Modélisation de la Structure étudiée :

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

Par ailleurs vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment ; l'utilisation de l'outil informatique s'impose, et dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul existant et qui est à notre portée ; il s'agit de **sap 2000 v14**

IV.3.1. Modélisation de la rigidité :

On considère que notre structure à p nœuds et comporte au total n DDL numérotés de 1 à n , dans le cas général il existe six « 06 »DDL par nœud, le nombre n 'a donc pour valeur : $n=6.p$.

IV.3.2. Le Diaphragme :

A- Définition du diaphragme :

Tout plan horizontal (plancher) ou incliné (versant de toiture) capable de transmettre les charges horizontales aux éléments verticaux de contreventement est appelé diaphragme.

B- Son rôle :

1. Transmettre les charges sur les éléments verticaux du contreventement sous-jacents.

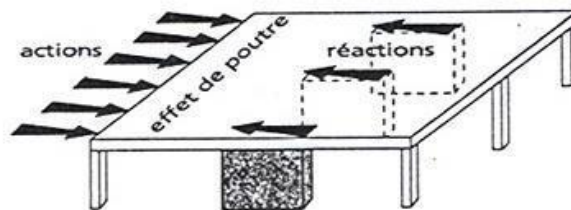


Figure.IV-1 : Transmission des charges sur les éléments verticaux de contreventement.

2. Raidir le niveau.

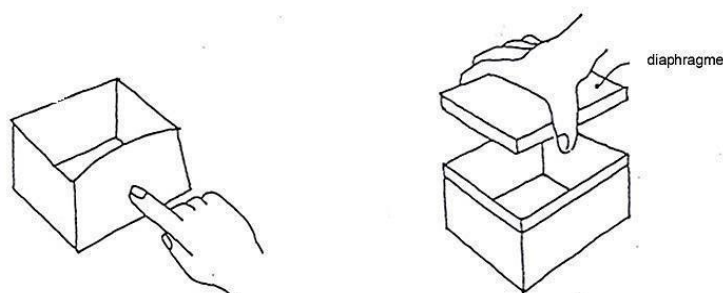


Figure.IV.2 : Le rôle du diaphragme.

3. Coupler les éléments porteurs verticaux (même déplacement en tête des éléments d'une file).

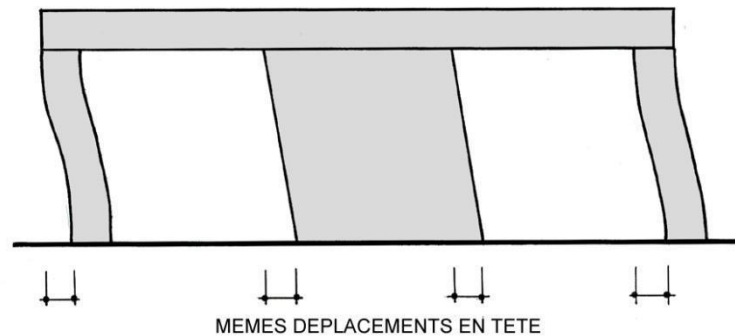


Figure IV.3 : L'influence du diaphragme sur le déplacement des poteaux

- **La rigidité d'un diaphragme dépend :**
 - **du type de l'ouvrage :** les planchers en béton armé constituent en général des diaphragmes rigides.
 - **de sa forme en plan :** les diaphragmes longs et étroits sont flexibles.

D'après les informations ci-dessus, nous concluons que nous devons modéliser les planchers de notre structure par des **diaphragmes rigides**.

IV.3.3. Les éléments de portique :

Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (**frame**) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).

IV.3.4.les voiles :

Les voiles ont été modélisés par des éléments coque (Shell éléments) à 04 nœuds.

A- Leur rôle :

- Assurer la stabilité des ouvrages vis-à-vis des charges horizontales raidir la structure.

B- Conception du contreventement vertical :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

IV.3.5. Modélisation de la masse :

- La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ imposée par le "**RPA99 version 2003**".
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé.
- La masse des planchers a été répartie aux poutres de plancher.
- En choisissant l'option (**Mass source / From loads**), **SAP2000** calcule tout seul les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure, et ce en utilisant la formule $(G + \beta Q)$ imposée par le « **RPA99 v2003** », Tel que : $\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés)

IV.4. Etude sismique :**IV.4.1. Introduction :**

Les secousses qui agissent sur un bâtiment provoquent des contraintes et déformations qu'il faut contrôler en comprenant bien le comportement des éléments de la construction, ainsi le calcul de ces dernières vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées lors du séisme, dans le cadre de notre projet, le calcul de ces efforts a été conduit par le logiciel de calcul **SAP2000**.

Ce logiciel utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basée sur le principe de la superposition modale.

IV.4.2. Stratégie du calcul sismique :

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques des matériaux constitutifs.

- la détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

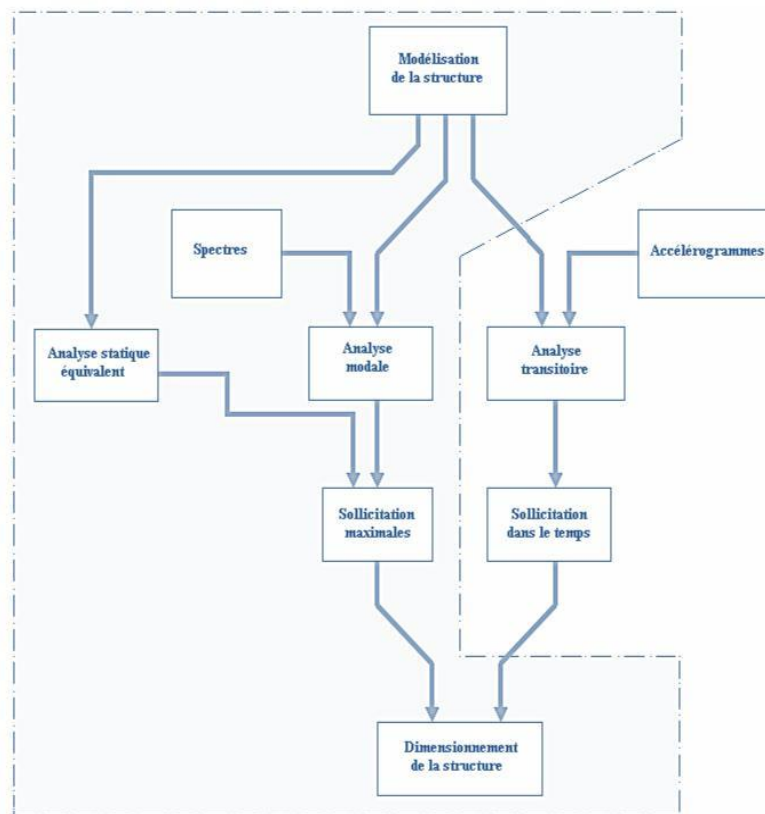


Figure.IV.4 : les Etapes du Calcul Sismique.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.4.2.1. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement des matériaux utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire..

IV.4.2.2. La méthode statique équivalente :

a) Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

b) Conditions d'applications

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, les conditions complémentaires suivantes :

- | | | |
|-----------------|---|---|
| Zone III | { | <ul style="list-style-type: none"> • groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 Niveaux ou 17m • groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m. • groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m. |
|-----------------|---|---|

[11]

- La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre

bâtiment car la structure est classée dans le groupe d'usage 2 et sa hauteur est supérieure à 17m (28.98)

- ❖ Alors, la méthode que nous pouvons utiliser dans le cadre de notre PFE est la méthode d'analyse modale spectrale qui, d'après les **RPA99 v03** peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

III.4.2.3. La méthode dynamique modale spectrale

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

a)- Objectifs de l'analyse spectrale

L'analyse spectrale permet d'avoir :

- 1) **Pour chaque mode propre** : la période, les facteurs des participations massique.
- 2) **Pour chaque direction** : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres, ainsi que les efforts et les déplacements quadratiques.

b)- Principe

Par cette méthode, Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- ❖ Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des masses modales effectives pour les modes soit égales à 90%.au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

- ❖ Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et } T_K \leq 0.20\text{sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K .

c)- Analyse modale spectrale

- **Utilisation des spectres de réponse :**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad \text{(ART 4.3.3)}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur,

A : coefficient d'accélération de zone,

η : facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité

Remarque :

Le spectre de calcul a été appliqué selon deux directions perpendiculaires orientées à 41° par rapport aux directions globales (X ; Y).

L'angle $\alpha = 41^\circ$ a été déterminé suite à l'analyse modale en vibration libre du bâtiment sans aucun voile (uniquement les portiques). A partir des deux premiers modes de

vibration nous avons déduit les directions principales (majeurs et mineur de 'rigidité'). L'angle $\alpha = 41^\circ$ a été déterminé suite à l'analyse modale en vibration libre du bâtiment sans aucun voile (uniquement les portiques). A partir des deux premiers modes de vibration nous avons déduit les directions principales (majeurs et mineur de 'rigidité').

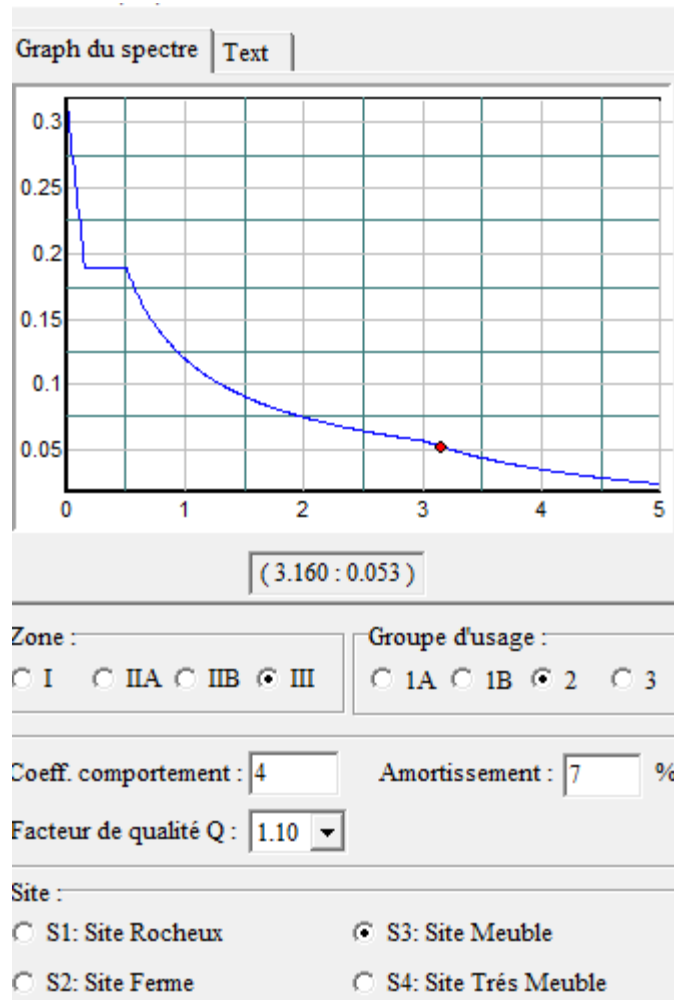


Figure IV.5 : spectre de réponse

IV.5. Résultats de l'analyse sismique :

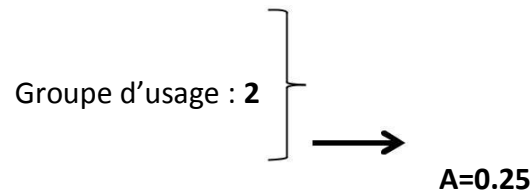
a- Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad (\text{Art 4.2.3})$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.



Zone sismique : III

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} . & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7.**

-Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

La période fondamentale est un paramètre de conception important qui joue un rôle significatif dans le calcul de l'effort tranchant à la base, les RPA fournissent des expressions empiriques approximatives pour estimer la période fondamentale.

Selon les prescriptions des RPA99 V2003 ; la période déterminée à partir d'une analyse dynamique est plus longue que celle obtenue à partir des formule empirique jusqu'à une limite de 30%.

-c'est la valeur de la période empirique pondère par le coefficient 1,3 (30%) qui sera utilisé pour le calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente.

Les Règlements parasismiques exigent cette majoration pour le période empirique afin de ne pas excessivement pénaliser l'effort de calcul, ainsi il est proposé à ce que le choix de

la période de calcul de l'effort tranchant à la base soit limité comme suit :

$$T = \begin{cases} T \text{ analytique} & \text{si } T \text{ analytique} \leq T \text{ empirique} \\ T \text{ empirique} & \text{Si } T \text{ empirique} < T \text{ analytique} < 1.3 T \text{ empirique} \\ 1,3 T \text{ empirique} & \text{si } T \text{ analytique} \geq 1,3 T \text{ empirique} \end{cases}$$

❖ Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003**

$$T = 0,09 \sqrt[3]{h_N} \sqrt{D}$$

$$T = \min \left[\begin{array}{l} \sqrt[3]{h_N} \\ \sqrt{D} \end{array} \right]$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau
(N) \Rightarrow **28.98m**

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est-il donné



par le **tableau 4.6 de RPA99/version 2003**

$$C_T = 0,05$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$\begin{cases} D_x = 19.4 \text{ m} \\ D_y = 19.35 \text{ m} \end{cases}$$

-Suivant la direction (x - x)

$$T_x = \min \begin{cases} T = 0,09 \sqrt[3]{28.98} = 0.59 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times 28.98^{3/4} = 0.62 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\text{Sens (x-x) : } T_x = \min(0.59 ; 0.62) = 0.59 \text{ sec.}$$

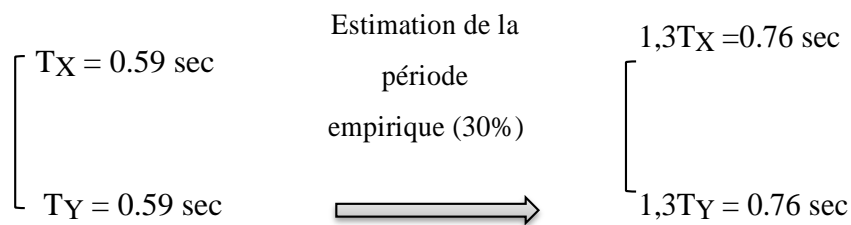
-Suivant la direction (y – y

$$T_Y = \min \left[\begin{array}{l} T = 0,09 \frac{28.98}{\sqrt{19.35}} = 0.59sec \\ T = 0,05 \times 28.98^{3/4} = 0.62sec \end{array} \right.$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

Sens (y-y) : $T_Y = \min (0.59 ; 0.62) = 0.59 \text{ sec.}$

Donc :



La catégorie de site est : sol meuble **S3**

$$\left[\begin{array}{l} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec} \\ D_x = 2,5 \eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ D_y = 2.5 \eta \left\{ \frac{T_2}{T} \right\}^{2/3} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \end{array} \right.$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule $\xi = 7\%$:

$$\eta, = \frac{7}{\sqrt{\xi+7}} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le Pourcentage d'amortissement critique il est fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages [tableau 4.2]

Dans notre cas on prend $\eta = \frac{7}{\sqrt{\xi+7}} \geq 0.7\epsilon \longrightarrow \eta = 0.88$

Q : Facteur de qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non ".

Sa valeur est donné par le **tableau4.4 (RPA 99/version 2003)**.

Tableau IV-1 valeurs des pénalités P_q

| critère q | P_q | | | |
|--|----------------------|-------------|-----------|-------------|
| | suivant x | | suivant y | |
| | Observé | Non observé | Observé | Non observé |
| 1- condition minimale sur les files de contreventement | - | 0.05 | 0 | - |
| 2-Redondances en plan | 0 | - | - | 0.05 |
| 3- Régularité en plan | - | 0,05 | - | 0,05 |
| 4- Régularité en élévation | 0 | - | 0 | - |
| 5-Contrôle de la qualité des matériaux | 0 | - | 0 | - |
| 6- Contrôle de la qualité de l'exécution | 0 | - | 0 | - |
| Totale | 0,10 | | 0,10 | |

$$Q = \begin{cases} Q_X = 1 + 0,10 = 1,10 \\ Q_Y = 1 + 0,10 = 1,10 \end{cases}$$

W : poids de la structure

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, solidaires de la structure au niveau " i " ;

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau " i " ;

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (**Tableau 4.5**)

R: Coefficient de comportement :

Les valeurs du coefficient de comportement **R** sont données par la réglementation en fonction du type de structure (système de contreventement **tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/version 2003.)**), 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 bâtiment, le système de contreventement choisit est un système de contreventement type **4b (RPA99)** et qui correspond à **R= 4** (portique contreventé par des voiles).

Notre choix s'est basé sur l'organigramme ci-dessous proposé en référence pour la classification des Systèmes de contreventement **2 ; 4a et 4b**.

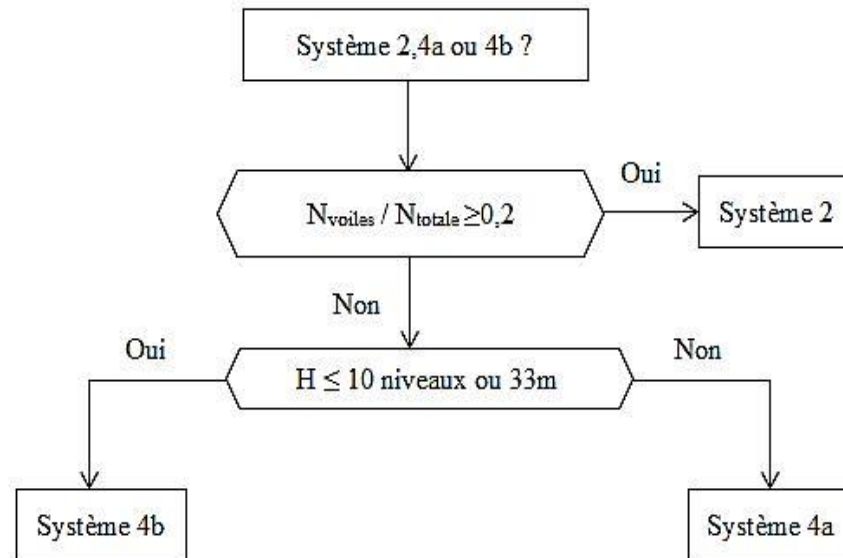


Figure IV.6 : organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles

Récapitulatif :

- ❖ Le tableau suivant récapitule les paramètres de l'étude sismiques retenus pour notre bâtiment

Tableau IV-2 : Récapitulatif des paramètres sismiques retenus

| Coefficient | Condition | Valeur |
|-------------|--|-------------|
| A | Ouvrage groupe 2 Zone sismique III | 0.25 |
| R | Système de contreventement Mixte portique /voile avec interaction | 4 |
| Q | $1+\Sigma P_q$ | 1.10 |
| ξ | - | 7% |
| η | | 0.88 |
| T_1 | Site 3 | 0.15 s |
| T_2 | | 0.50 s |

b-Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications préconisées par le « **RPA99 version 2003** » 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 $\frac{0.8V}{V_t}$

C-Vérification des déplacements inter étage :

Nécessairement être vérifiée : $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$

Ou $\bar{\Delta} = 0.01h_e$

Avec : $\delta_k^x = R\delta_{ek}^x$ et $\delta_k^y = R\delta_{ek}^y$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

- Δ_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).
- δ_{ek}^x : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y).

Si Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faudra donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut soit :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants
- ou bien rajouter des voiles dans la structure.

L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure

IV.6. Résultats de l'analyse dynamique :

- Disposition de la cage d'ascenseur dans le modèle initiale :

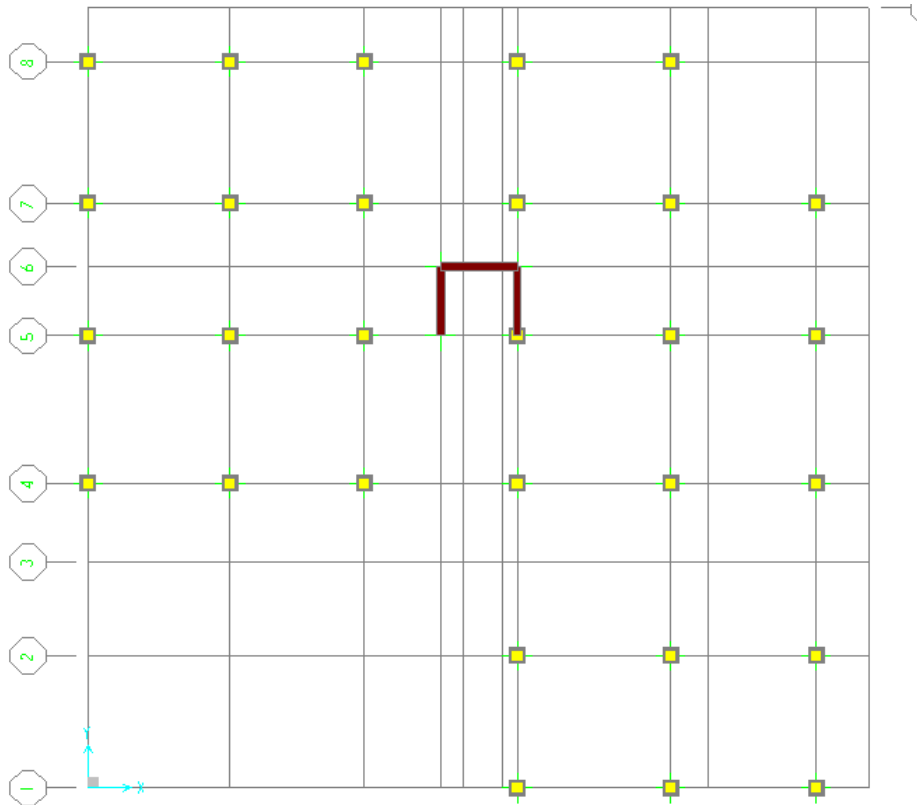


Figure. IV.7 : Modèle Initial

- Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau. IV.3 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial

| modes | Périodes | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ |
|-------|----------|---------|------------|-------------|---------|---------|-------------|
| 1 | 1.289896 | 0.24828 | 0.00189 | 3.609E-08 | 0.24828 | 0.00189 | 3.609E-08 |
| 2 | 1.067579 | 0.02482 | 0.66826 | 8.139E-08 | 0.27309 | 0.67015 | 1.175E-07 |
| 3 | 1.020748 | 0.45072 | 0.04911 | 0.000002107 | 0.72381 | 0.71926 | 0.000002224 |
| 4 | 0.440258 | 0.03124 | 0.00014 | 3.254E-10 | 0.75506 | 0.7194 | 0.000002225 |
| 5 | 0.317864 | 0.00409 | 0.14093 | 3.118E-07 | 0.75915 | 0.86032 | 0.000002536 |
| 6 | 0.294253 | 0.11764 | 0.00676 | 0.000008358 | 0.87678 | 0.86708 | 0.00001089 |
| 7 | 0.258664 | 0.01209 | 0.00001307 | 7.035E-08 | 0.88887 | 0.8671 | 0.00001096 |
| 8 | 0.177676 | 0.00357 | 0.00001596 | 3.789E-07 | 0.89244 | 0.86711 | 0.00001134 |
| 9 | 0.15426 | 0.00315 | 0.05476 | 0.000001587 | 0.89559 | 0.92187 | 0.00001293 |
| 10 | 0.144728 | 0.04757 | 0.00475 | 0.00001398 | 0.94316 | 0.92662 | 0.00002691 |
| 11 | 0.136678 | 0.00138 | 0.00003816 | 1.493E-07 | 0.94454 | 0.92665 | 0.00002706 |
| 12 | 0.110502 | 0.00159 | 0.00000765 | 0.00003255 | 0.94614 | 0.92666 | 0.00005961 |

Remarque :

Les résultats du tableau précédent correspondant à la structure initiale comportant uniquement les voiles de la cage d'ascenseur.

• **CONSTATATIONS :**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : T=1,28s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de torsion.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à l'axe y.
- Le 3^{ème} mode est mode de rotation.

Calcul de r_x et r_y :

Tableau. IV.4. les déferons facteurs pour le modèle initial

| sens | A | D | Q | R | W (kN) | V | 0,8V (kN) | Vt (kN) | r |
|------|------|------|------|-----|-----------|--------|-----------|----------|------|
| X-X | 0,25 | 1.66 | 1,10 | 4,0 | 25915.502 | 2957.6 | 2366.08 | 2046.63 | 1.15 |
| Y-Y | 0,25 | 1.66 | 1,10 | 4,0 | 25915.502 | 2957.6 | 2366.08 | 2444.966 | 0 |

$$D_{y,x} = 2.5 \eta \left\{ \frac{T_2}{T} \right\}^{2/3} = 2.5 \eta \left\{ \frac{0.5}{0.76} \right\}^{2/3} = 1.66$$

On a : T analy=1.28s ≥ 1.3*Tempr = 1.3*0.59=0.76s..... alors : T=1.3*Tempr=0.76s

- **Vérification des Déplacements inter étage :** r_x=1.15

Tableau IV.5 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Initial.

| Z(m) | δ _{eK} ^x (cm) | δ _{eK} ^y (cm) | δ _K ^x (cm) | δ _K ^y (cm) | Δ _K ^x (cm) | Δ _K ^y (cm) | Δ̄ (cm) | Observation | |
|--------------|-----------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|---------|-------------|-----|
| | | | | | | | | x | y |
| 3.06 | 0.52 | 0.25 | 2.08 | 1 | 2.08 | 1 | 3,06 | oui | oui |
| 5.95 | 1.3 | 0.72 | 5.2 | 2.88 | 3.12 | 1.88 | 2.89 | non | oui |
| 8.84 | 2.24 | 1.33 | 8.96 | 5.32 | 3.76 | 2.44 | 2.89 | non | Oui |
| 11.73 | 3.14 | 2 | 12.56 | 8 | 3.6 | 2.68 | 2.89 | non | Oui |

| | | | | | | | | | |
|--------------|------|------|-------|-------|------|------|------|-----|-----|
| 14.62 | 4.18 | 2.72 | 16.72 | 10.82 | 4.16 | 2.82 | 2.89 | non | oui |
| 17.51 | 5.1 | 3.4 | 20.4 | 13.6 | 3.68 | 2.78 | 2.89 | non | Oui |
| 20.4 | 5.86 | 4.02 | 23.44 | 16.08 | 3.04 | 2.48 | 2.89 | non | Oui |
| 23.29 | 6.44 | 4.57 | 25.76 | 18.36 | 2.32 | 2.28 | 2.89 | oui | Oui |
| 26.18 | 6.83 | 5.04 | 27.32 | 20.16 | 1.56 | 1.8 | 2.89 | oui | oui |

Les déplacements latéraux inter étages dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut soit :

- Augmenter les dimensions des poteaux.
- Rajouter des voiles dans la structure.

L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable dans notre cas vu que la hauteur du bâtiment à dépasser les 8 mètres en zone III. Ce qui d'après le

« **RPA99 version 2003** » rend nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement ; c'est donc cette deuxième solution qui sera retenue pour la suite de l'analyse.

Les voiles de contreventement seront disposées de manière symétrique. Donc dans ce qui suit

il faudra déterminer :

le nombre de voiles nécessaires à rajouter et la position des voiles rajoutés.

IV.7. DISPOSITION DES VOILES DE CONTREVENTEMENT :

Modèle1

Dans ce modèle on ajout deux voiles d'épaisseur (e=20cm)

- **Disposition des voiles dans le modèle 1:**

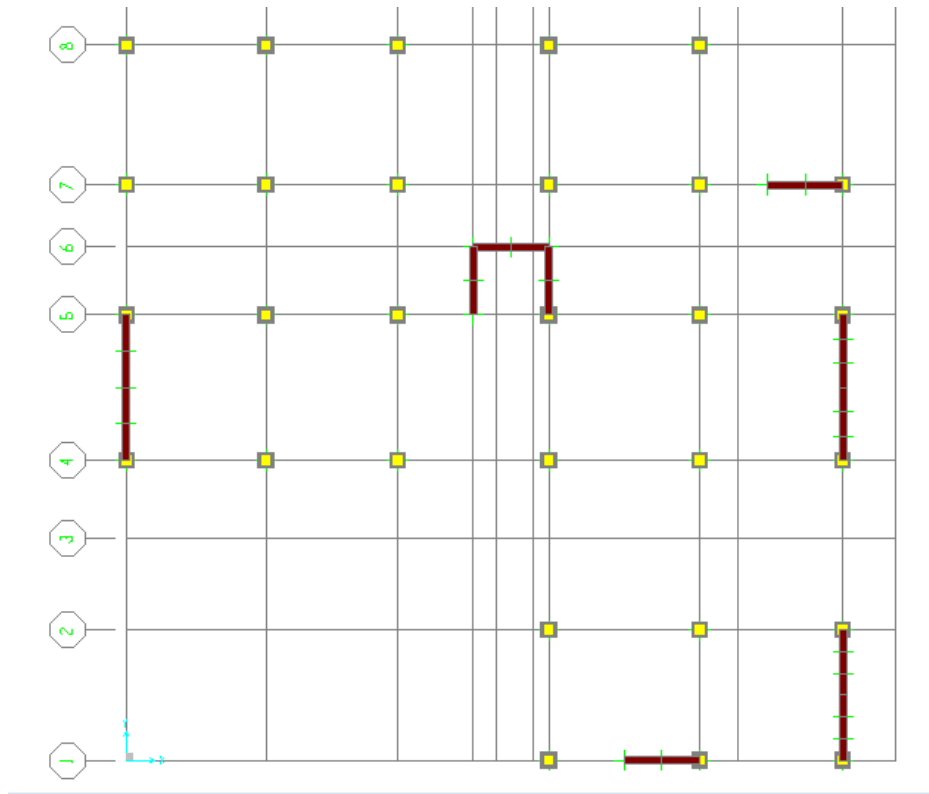


Figure. IV.8 : Modèle 1

• Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau. IV.6 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial

| modes | Périodes | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ |
|-------|----------|------------|------------|-------------|---------|---------|------------|
| 1 | 0.980933 | 0.70621 | 0.0004 | 0.00000846 | 0.70621 | 0.0004 | 0.00000846 |
| 2 | 0.735701 | 0.00014 | 0.62808 | 0.000008492 | 0.70635 | 0.62848 | 0.00001695 |
| 3 | 0.619467 | 0.0008 | 0.05331 | 0.000003711 | 0.70715 | 0.68179 | 0.00002066 |
| 4 | 0.272914 | 0.15943 | 0.0000764 | 0.00004463 | 0.86658 | 0.68187 | 0.00006529 |
| 5 | 0.185343 | 0.00012 | 0.18303 | 0.00004749 | 0.8667 | 0.86489 | 0.00011 |
| 6 | 0.158234 | 0.00012 | 0.00107 | 5.743E-07 | 0.86682 | 0.86596 | 0.00011 |
| 7 | 0.128876 | 0.0612 | 0.0000158 | 0.00014 | 0.92802 | 0.86598 | 0.00025 |
| 8 | 0.1069 | 0.00001048 | 0.00004963 | 0.21117 | 0.92803 | 0.86603 | 0.21143 |

| | | | | | | | |
|----|----------|-------------|-------------|---------|---------|---------|---------|
| 9 | 0.098233 | 0.00002709 | 0.00021 | 0.17693 | 0.92806 | 0.86623 | 0.38836 |
| 10 | 0.096967 | 9.298E-07 | 0.00045 | 0.0184 | 0.92806 | 0.86669 | 0.40675 |
| 11 | 0.093927 | 0.000008339 | 0.00032 | 0.03388 | 0.92806 | 0.86701 | 0.44063 |
| 12 | 0.091912 | 0.00007115 | 0.0000504 | 0.00287 | 0.92814 | 0.86706 | 0.4435 |
| 13 | 0.090831 | 1.267E-08 | 0.00008182 | 0.02045 | 0.92814 | 0.86714 | 0.46395 |
| 14 | 0.088632 | 0.000009968 | 0.02995 | 0.00024 | 0.92815 | 0.89709 | 0.4642 |
| 15 | 0.086063 | 0.00013 | 0.00000581 | 0.01306 | 0.92828 | 0.89709 | 0.47726 |
| 16 | 0.084861 | 0.00007055 | 0.000001814 | 0.00337 | 0.92835 | 0.89709 | 0.48063 |
| 17 | 0.083521 | 0.00057 | 0.02658 | 0.00047 | 0.92892 | 0.92367 | 0.4811 |

• CONSTATATIONS :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} Mode $T_1 = 0.98s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 17^{ème} mode.
- Le premier mode est un mode de translation parallèlement à l'axe x.
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe y
- Le troisième mode est un mode de de rotation

• Calcul de r_x et r_y :

Tableau. IV.7. les déferons facteurs pour le modèle initial

| sens | A | D | Q | R | W (kN) | V | 0,8V (kN) | Vt (kN) |
|------|------|------|------|-----|-----------|---------|-----------|----------|
| X-X | 0,25 | 1.66 | 1,10 | 4,0 | 27659.745 | 3156.66 | 2525.33 | 2764.126 |
| Y-Y | 0,25 | 1.66 | 1,10 | 4,0 | 27659.745 | 3156.66 | 2525.33 | 3095.626 |

$$D_{y,x} = 2.5 \eta \left\{ \frac{T_2}{T} \right\}^{2/3} = 2.5 \eta \left\{ \frac{0.5}{0.76} \right\}^{2/3} = 1.66$$

On a : $T_{analy} = 0.98s \geq 1.3 * T_{empr} = 1.3 * 0.59 = 0.76s$alors : $T = 1.3 * T_{empr} = 0.76s$

- **Vérification des Déplacements inter étage :**

Tableau IV.8 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Initial.

| Z(m) | $\delta_{eK}^x (cm)$ | $\delta_{eK}^y (cm)$ | $\delta_K^x (cm)$ | $\delta_K^y (cm)$ | $\Delta_K^x (cm)$ | $\Delta_K^y (cm)$ | $\bar{\Delta}(cm)$ | Observation | |
|--------------|----------------------|----------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|--------------------|-------------|-----|
| | | | | | | | | x | y |
| 3.06 | 0.2 | 0.12 | 0.8 | 0.48 | 0.8 | 0.48 | 3,06 | oui | oui |
| 5.95 | 0.6 | 0.37 | 2.4 | 1.48 | 1.6 | 1 | 2.89 | Oui | oui |
| 8.84 | 1.12 | 0.73 | 4.48 | 2.92 | 2.08 | 1.44 | 2.89 | Oui | Oui |
| 11.73 | 1.71 | 1.16 | 6.84 | 4.64 | 2.36 | 1.72 | 2.89 | Oui | Oui |
| 14.62 | 2.34 | 1.65 | 9.36 | 6.6 | 2.52 | 1.96 | 2.89 | Oui | oui |
| 17.51 | 2.96 | 2.16 | 11.84 | 8.64 | 2.48 | 2.04 | 2.89 | Oui | Oui |
| 20.4 | 3.55 | 2.69 | 14.2 | 10.76 | 2.36 | 2.12 | 2.89 | Oui | Oui |
| 23.29 | 4.09 | 3.21 | 16.36 | 12.84 | 2.16 | 2.08 | 2.89 | Oui | Oui |
| 26.18 | 4.58 | 3.71 | 18.32 | 14.84 | 1.96 | 2 | 2.89 | Oui | oui |

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le

« *RPA99 version 2003* »

- **Vérification Spécifique Aux Sollicitations Normales (dans les poteaux):**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A 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

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

Tableau. IV.9 : l'effort normal réduit.

| Niv | B(cm ²) | Nd (kn) G+Q+E | ν | Obs |
|-----|----------------------|------------------|-------|-------|
| P8 | 30×30 | 179.98 | 0.08 | < 0,3 |
| P7 | 30×30 | 310.65 | 0.138 | < 0,3 |
| P6 | 30×30 | 466.71 | 0.207 | < 0,3 |
| P5 | 30×30 | 626.8 | 0.279 | < 0,3 |
| P4 | 30×30 | 791.32 | 0.352 | > 0,3 |
| P3 | 35×35 | 967.41 | 0.316 | >0,3 |
| P2 | 35×35 | 1179.52 | 0.385 | >0,3 |
| P1 | 40×40 | 1393.22 | 0.348 | > 0,3 |
| RDC | 40×40 | 1580.59 | 0.395 | >0,3 |

L'effort normal n'est pas vérifié donc il faut augmenter les sections des poteaux :

IV.8. Augmentation des sections des poteaux dans le modèle final :

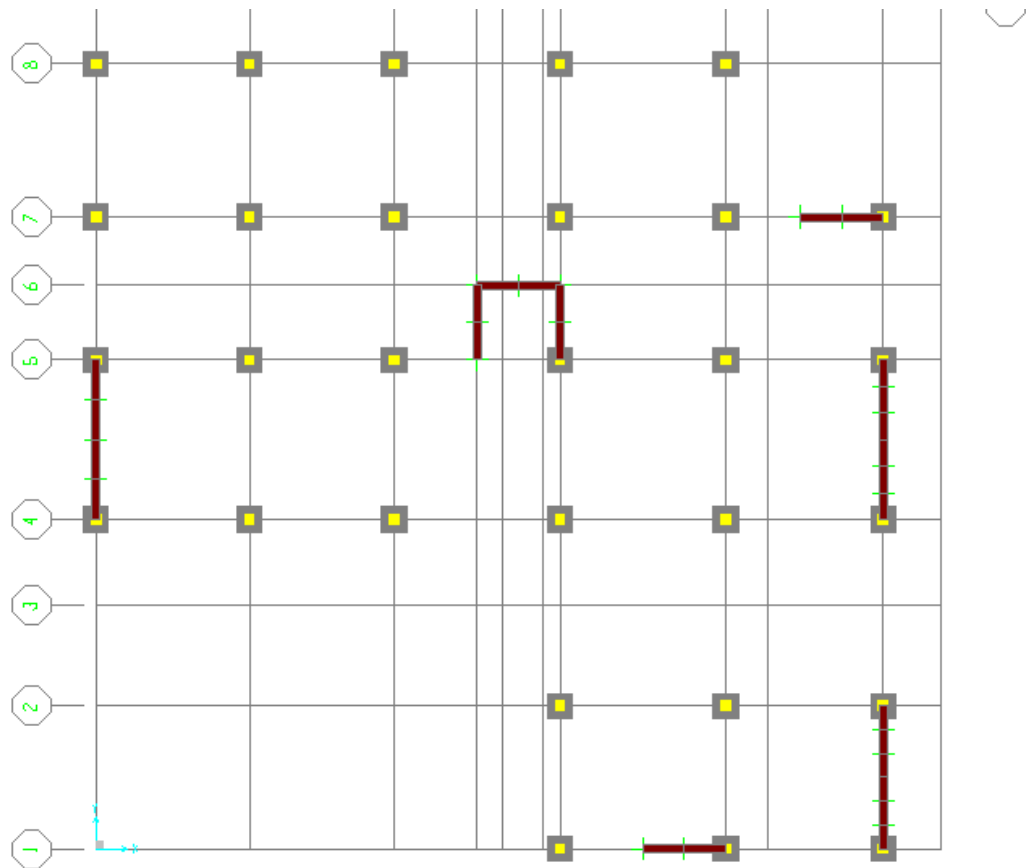


Figure. IV.9 : Modèle final

• **Caractéristiques dynamiques propres :**

Tableau. IV.10. Période et taux de participation.

| Modes | Période(s) | Facteur de participation massique (%) | | | | | |
|-------|------------|---------------------------------------|------------|-------------|--------------|--------------|--------------|
| | | U_x | U_y | U_z | ΣU_x | ΣU_y | ΣU_z |
| 1 | 0.864626 | 0.6905 | 0.00054 | 0.000003376 | 0.6905 | 0.00054 | 0.000003376 |
| 2 | 0.626052 | 0.00028 | 0.63017 | 0.00000403 | 0.69079 | 0.63071 | 0.000007406 |
| 3 | 0.538798 | 0.00058 | 0.03353 | 0.000003955 | 0.69137 | 0.66424 | 0.00001136 |
| 4 | 0.255771 | 0.1591 | 0.00012 | 0.000004111 | 0.85047 | 0.66436 | 0.00001547 |
| 5 | 0.169395 | 0.00019 | 0.18634 | 0.00001251 | 0.85066 | 0.8507 | 0.00002798 |
| 6 | 0.144716 | 0.00002788 | 0.00314 | 0.00000603 | 0.85069 | 0.85384 | 0.00003401 |
| 7 | 0.12165 | 0.06386 | 0.00002277 | 0.000007496 | 0.91455 | 0.85386 | 0.00004151 |
| 8 | 0.087189 | 0.00003763 | 0.01336 | 0.0000347 | 0.91459 | 0.86722 | 0.00007621 |
| 9 | 0.083518 | 0.000007525 | 0.00005346 | 0.16166 | 0.9146 | 0.86727 | 0.16174 |
| 10 | 0.079914 | 0.00026 | 0.04703 | 0.00191 | 0.91486 | 0.9143 | 0.16365 |

• **CONSTATATIONS :**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0,86$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{me} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à l'axe x. .
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à l'axe y.
- Le 3^{ème} mode est mode de rotation.
- **Calcul de r_x et r_y :**

Tableau. IV. 11.les déferons facteurs

| sens | A | D | Q | R | W (kN) | V | 0,8V (kN) |
|------|------|-------|------|-----|---------|---------|-----------|
| X-X | 0,25 | 1,653 | 1,20 | 4,0 | 29287.3 | 3630.89 | 2904.712 |
| Y-Y | 0,25 | 1,653 | 1,20 | 4,0 | 29287.3 | 3630.89 | 2904.712 |

| | Vdy(KN) | 0,8Vst(KN) | Observation |
|--------|---------|------------|-------------|
| Sens x | 3069.23 | 2904.712 | vérifier |
| Senx y | 3561.96 | 2904.712 | vérifier |

- **Vérification des déplacements latéraux inter-étages :**

Tableau .IV .12. Vérification des déplacements inter étages

| Z(m) | $\delta_{eK}^x (cm)$ | $\delta_{eK}^y (cm)$ | $\delta_K^x (cm)$ | $\delta_K^y (cm)$ | $\Delta_K^x (cm)$ | $\Delta_K^y (cm)$ | $\bar{\Delta}(cm)$ | Observation | |
|--------------|----------------------|----------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|--------------------|-------------|-----|
| | | | | | | | | x | y |
| 3.06 | 0.16 | 0.09 | 0.64 | 0.36 | 0.64 | 0.36 | 3,06 | oui | oui |
| 5.95 | 0.49 | 0.28 | 2.2 | 1.12 | 1.56 | 0.76 | 2.89 | Oui | oui |
| 8.84 | 0.93 | 0.55 | 3.72 | 2.2 | 1.52 | 1.08 | 2.89 | Oui | Oui |
| 11.73 | 1.43 | 0.88 | 5.72 | 3.52 | 2 | 1.32 | 2.89 | Oui | Oui |
| 14.62 | 1.96 | 1.25 | 7.84 | 5 | 2.12 | 1.48 | 2.89 | Oui | oui |
| 17.51 | 2.48 | 1.66 | 9.92 | 6.64 | 2.08 | 1.64 | 2.89 | Oui | Oui |
| 20.4 | 2.99 | 2.08 | 11.96 | 8.32 | 2.04 | 1.68 | 2.89 | Oui | Oui |
| 23.29 | 3.48 | 2.51 | 13.92 | 10.04 | 1.96 | 1.72 | 2.89 | Oui | Oui |
| 26.18 | 3.92 | 2.92 | 15.68 | 11.68 | 1.76 | 1.64 | 2.89 | Oui | oui |

A partir des résultats de l'analyse il vient que :

Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés

- **Vérification de l'effort normal réduit : (Art. 7.4.3.1, RPA 99/version2003)**

Dans le but d'éviter ou de 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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où :

- v**: effort normal réduit
- N_d**: effort normal de compression sous sollicitations accidentelles.
- B_c**: section brute de l'élément.
- f_{c28}** : résistance caractéristique du béton.

Bien que les portiques ne reprennent que les charges verticales, Nous avons jugé important de vérifier les poteaux sous les combinaisons sismiques.

$$\begin{array}{ll} G+Q+Ex & 0,8G+Ex \\ G+Q+Ey & 0,8G+Ey \end{array}$$

Tableau IV.13 : Vérification de l'effort normal réduit

| niveau | La section adoptée (cm ²) | | | N(KN) | v | observation |
|---------|---------------------------------------|-------|------------------------|---------|-------|------------------------|
| | B (cm) | H(cm) | Aire(cm ²) | | | |
| RDC | 60 | 60 | 3600 | 1922.36 | 0.285 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 1 | 55 | 55 | 3025 | 1710.24 | 0.226 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 2 | 50 | 50 | 2500 | 1468.78 | 0.235 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 3 | 45 | 45 | 2025 | 1219.99 | 0.241 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 4 | 45 | 45 | 2025 | 980.20 | 0.194 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 5 | 40 | 40 | 1600 | 751.91 | 0.188 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 6 | 35 | 35 | 1225 | 546.62 | 0.178 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 7 | 30 | 30 | 900 | 366.69 | 0.163 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 8 | 30 | 30 | 900 | 213.69 | 0.095 | <i>vérifiée</i> |

Remarque :

Les dimensions des poteaux adopter pour notre projet sont purement théorique , pour qu'en puissent vérifier la condition de l'effort normal réduit .

Ces choix sont pas compatible (défavorable) pour la réalisation sur chantier

• **JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P-Δ :**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous laes niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003"}$$

P_K: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "K"

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K: Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K: Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K: Hauteur de l'étage "K"

Tableau. IV.14 : Calcul de θ_x et θ_y

| niveau | h _k (cm) | P _k (KN) | Le sens x-x | | | observation |
|---------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|----------------|-----------------|
| | | | Δ _k (cm) | V _k (KN) | θ _k | |
| RDC | 306 | 29155.2 | 0.64 | 3068.27 | 0.020 | vérifiée |
| Etage 1 | 289 | 25568.9 | 1.56 | 3002.665 | 0.046 | vérifiée |
| Etage 2 | 289 | 22048.5 | 1.52 | 2848.94 | 0.041 | vérifiée |
| Etage 3 | 289 | 18850.9 | 2 | 2640.135 | 0.049 | vérifiée |
| Etage 4 | 289 | 15638.4 | 2.12 | 2387.87 | 0.048 | vérifiée |

| | | | | | | |
|---------|-----|---------|------|---------|-------|-----------------|
| Etage 5 | 289 | 12432.7 | 2.08 | 2074.26 | 0.043 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 6 | 289 | 9315.4 | 2.04 | 1732.66 | 0.038 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 7 | 289 | 6275.8 | 1.96 | 1312.51 | 0.032 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 8 | 289 | 3299.1 | 1.76 | 796.5 | 0.025 | <i>vérifiée</i> |

| niveau | h_k (cm) | P_k (KN) | Le sens y-y | | | observation |
|---------|---------------|---------------|--------------------|---------------|------------|-----------------|
| | | | Δ_k (cm) | V_k (KN) | θ_k | |
| RDC | 306 | 29155.2 | 0.36 | 3561.36 | 0.010 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 1 | 289 | 25568.9 | 0.76 | 3490.085 | 0.019 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 2 | 289 | 22048.5 | 1.08 | 3329.25 | 0.025 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 3 | 289 | 18850.9 | 1.32 | 3103.8 | 0.028 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 4 | 289 | 15638.4 | 1.48 | 2821.5 | 0.028 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 5 | 289 | 12432.7 | 1.64 | 2472.64 | 0.029 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 6 | 289 | 9315.4 | 1.68 | 2046.96 | 0.026 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 7 | 289 | 6275.8 | 1.72 | 1567.08 | 0.024 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 8 | 289 | 3299.1 | 1.64 | 929.92 | 0.020 | <i>vérifiée</i> |

• JUSTIFICATION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT:

Pour un système de contreventement de structure en portiques par des voiles en béton armé (selon **RPA99 version 2003**) le coefficient de comportement dynamique R est pris égale à **4** ; néanmoins il y a lieu de vérifier que :

- Les voiles reprennent au plus 20 % des sollicitations dues aux charge verticales
 - Les voiles reprennent la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.
- tout fois, en zone sismique *III*, les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'efforts tranchant d'étage

➤ **Efforts normal à ELS :**

- Voiles :

- $V_{ELS} = \frac{E_{Voiles}}{E_{Totale}} < 20 \% \dots\dots$ vérifié.

- $V_{ELS} = \frac{E_{Voiles}}{E_{Totale}} = \frac{5647.641}{33100.294} = 0,17 \Rightarrow 17\% < 20 \% \dots\dots$ vérifié.

Tableau IV.15 : Distribution des efforts sur les voiles et le portique

| Niveau | E Poteau(KN) | | E Total (KN) | | Ep/Et(%) | | observations | |
|--------|--------------|---------|--------------|---------|----------|-------|--------------|----|
| | Ex | Ey | Ex | Ey | Ex | Ey | Ex | Ey |
| 8 | 619.54 | 477.82 | 779.47 | 929.73 | 79.48 | 51.39 | Ok | Ok |
| 7 | 567.33 | 435.2 | 1325.72 | 1566.88 | 42.79 | 27.77 | Ok | Ok |
| 6 | 881.2 | 669.52 | 1733.08 | 2059.72 | 50.85 | 32.51 | Ok | Ok |
| 5 | 1084.83 | 830.97 | 2084.36 | 2473.2 | 52.05 | 33.60 | Ok | Ok |
| 4 | 1290.64 | 990.39 | 2387.61 | 2821.35 | 54.06 | 35.10 | Ok | Ok |
| 3 | 1172.03 | 851.53 | 2640.4 | 3103.46 | 44.39 | 27.44 | Ok | Ok |
| 2 | 1268.1 | 1035.17 | 2849.62 | 3334.7 | 46.58 | 31.04 | Ok | Ok |
| 1 | 1209.76 | 947.32 | 3002.69 | 3493.8 | 40.29 | 27.11 | Ok | Ok |
| RDC | 1313.24 | 1422.85 | 3068.97 | 3562.12 | 42.79 | 39.94 | Ok | Ok |

- **Les conditions sont vérifiées donc le coefficient de comportement dynamique R est pris égale à 4.**

Chapitre V

ETUDE DES ELEMENTS

STRUCTURAUX

V.1.Introduction :

Les éléments résistants seront ferrillés conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le B.A.E.L. 91 modifié 99 et le RPA99 (version2003).

Notre structure se compose des éléments résistants suivants :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

V.2. Ferrillages des poteaux :

V.2.1. Ferrillage Longitudinal :

Les poteaux sont calculés en flexion composée (déviée) sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales ; chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et deux moments de flexion (M_{x-x}), (M_{y-y}).

Une section soumise à la flexion composée peut se présenter suivant l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue : S.E.T.
- Section entièrement comprimée : S.E.C.
- Section partiellement comprimée : S.P.C.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) et dans les situations suivantes.

Tableau V.1 : Tableau des Contraintes

| Situation | Béton | | | Acier | | |
|--------------|------------|-----------------|---------------------|------------|-------------|------------------|
| | γ_b | f_{c28} (MPa) | σ_{bc} (MPa) | γ_s | f_e (MPa) | σ_s (MPa) |
| Durable | 1,5 | 25 | 14,2 | 1,15 | 400 | 435 |
| Accidentelle | 1,15 | 25 | 18,48 | 1 | 400 | 500 |

V.2.2. Recommandations selon les B.A.E.L.91 modifiées 99:

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_l = \min., \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de longueur de parement.} \\ 0,2\% \leq A_l/B \leq 5\% \quad B: \text{ section de béton comprimé} \end{array} \right.$$

V. 2.3. Recommandations selon l'R.P.A .99 version 2003:

Pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochet ; elles doivent avoir :

- Un diamètre minimal $\varnothing_1 = 12 \text{ mm}$
- Une longueur minimale de $50 \varnothing_1$ en zone de recouvrement
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales
- La détermination de la section doit satisfaire les conditions suivantes :
- En zone de recouvrement $\implies 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\%$
- En zone courante $\implies 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\%$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : La section du poteau.

- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : la hauteur d'étage.

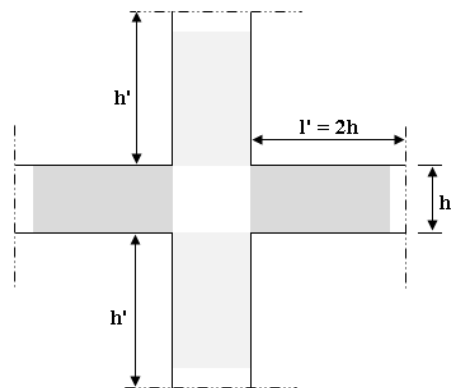


Figure V.1 : Zone Nodale

.Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u et de sa valeur limite

$\overline{\tau_u}$ La contrainte tangentielle dans les poteaux τ_u est conventionnellement prise égale à : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$; V_u : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (T_u).

b_0 : la largeur du poteau.

d : la hauteur utile ($d = h - c$).

- **Contrainte tangentielle admissible $\overline{\tau_u}$**

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur

✓ Selon le B.A.E.L. 91 modifiées 99 :

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

- **Fissuration peu nuisible :**

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 4,35 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- 1. Selon RPA 99 V2003 :**

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

Élancement λ :

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = \frac{\ell_f}{i} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} \end{array} \right\} \text{Pour une section rectangulaire de hauteur } h, \text{ l'élancement a pour valeur :}$$

$$\lambda = \frac{\ell_f}{h} \sqrt{12} \approx 3,46 \frac{\ell_f}{h}$$

▪ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs \emptyset_t est donnée par la relation :

$$\emptyset_t \geq \frac{1}{3} \emptyset_l \quad \emptyset_l : \text{étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.}$$

V.2.4. Calcul du Ferrailage Longitudinal :

Le ferrailage longitudinal des poteaux sera calculé aux états limites ultimes, par le logiciel *SOCOTEC* par utilisation du règlement *B.A.E.L.91 modifié 99*.

V.2.5. Combinaisons d'Actions :

En fonction du type de sollicitation, on a :

a- Combinaisons selon le *B.A.E.L 91 modifiés 99* :

Situation durable

$$\text{ELU : } 1,35G+1,5Q$$

$$\text{ELS : } G+Q$$

b- Combinaisons selon *R.P.A.99 version 2003* :

Situation accidentelle

$$G+Q\pm E$$

$$0,8G\pm E$$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants afin d'accéder à la combinaison d'effort la plus défavorable :

1- N^{max}, M^{corr}

2- N^{min}, M^{corr}

2- M^{max}, N^{corr}

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. Situation durable :

- Combinaison : $1,35G+1,5Q$

a. (N_{max} , N_{min} , M^{corr})Tableau.V.2 : Ferrailages des poteaux situation durable (N_{max} , N_{min} , M^{corr})

| Niveaux | Sections (cm ²) | N^{max} (kN) | M^{cor} (kNm) | A'_s (cm ²) | A_s (cm ²) | $A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²) |
|------------------|--------------------------------|----------------|--------------------|------------------------------|-----------------------------|---------------------------------------|
| | | N^{min} (kN) | | | | |
| RDC | 60x60 | -1986.64 | 3.70 | 0 | 0 | 32.4 |
| | | -804.928 | 20.66 | 0 | 0 | 32.4 |
| 1 ^{er} | 55x55 | -1736.51 | 8.71 | 0 | 0 | 27.225 |
| | | -697.295 | 25.29 | 0 | 0 | 27.225 |
| 2 ^{ème} | 50x50 | -1497.896 | 9.61 | 0 | 0 | 22.5 |
| | | -593.343 | 27.05 | 0 | 0 | 22.5 |
| 3 ^{ème} | 45x45 | -1268.073 | 10.56 | 0 | 0 | 18.225 |
| | | -494.45 | 24.58 | 0 | 0 | 18.225 |
| 4 ^{ème} | 45x45 | -1047.019 | 14.62 | 0 | 0 | 18.225 |
| | | -396.173 | 30.54 | 0 | 0 | 18.225 |
| 5 ^{ème} | 40x40 | -829.351 | 13.67 | 0 | 0 | 14.4 |
| | | -302.199 | 28.94 | 0 | 0 | 14.4 |
| 6 ^{ème} | 35x35 | -617.661 | 13.50 | 0 | 0 | 11.025 |
| | | -214.65 | 27.35 | 0 | 0 | 11.025 |
| 7 ^{ème} | 30x30 | -410.395 | 10.85 | 0 | 0 | 8.1 |
| | | -134.782 | 19.45 | 0 | 0.17 | 8.1 |
| 8 ^{ème} | 30x30 | -207.903 | 14.91 | 0 | 0 | 8.1 |
| | | -57.675 | 26.58 | 0 | 2.13 | 8.1 |

Tableau. V.3 : Ferrillages des poteaux situation durable (M_2^{max}, N^{corr})

| Niveaux | Sections (cm ²) | M_2^{max} | N^{corr} (kNm) | A'_s (cm ²) | A_s (cm ²) | $A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²) |
|------------------|--------------------------------|-------------|---------------------|------------------------------|-----------------------------|---------------------------------------|
| RDC | 60x60 | 22.75 | -1489.69 | 0 | 0 | 32.4 |
| 1 ^{er} | 55x55 | 25.42 | -1310.652 | 0 | 0 | 27.225 |
| 2 ^{ème} | 50x50 | 27.056 | -593.343 | 0 | 0 | 22.5 |
| 3 ^{ème} | 45x45 | 24.58 | -494.45 | 0 | 0 | 18.228 |
| 4 ^{ème} | 45x45 | 30.75 | -585.769 | 0 | 0 | 18.225 |
| 5 ^{ème} | 40x40 | 29.04 | -458.348 | 0 | 0 | 14.4 |
| 6 ^{ème} | 35x35 | 27.35 | -214.652 | 0 | 0 | 11.025 |
| 7 ^{ème} | 30x30 | 19.48 | -219.582 | 0 | 0 | 8.1 |
| 8 ^{ème} | 30x30 | 26.58 | -57.675 | 0 | 2.13 | 8.1 |

c. (M_3^{max}, N^{corr})Tableau.V.4 : Ferrillages des poteaux situation durable (M_3^{max}, N^{corr}).

| Niveaux | Sections (cm ²) | M_3^{max} (kN) | N^{corr} (kNm) | A'_s (cm ²) | A_s (cm ²) | $A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²) |
|------------------|--------------------------------|---------------------|---------------------|------------------------------|-----------------------------|---------------------------------------|
| RDC | 60x60 | -13.19 | -874.185 | 0 | 0 | 32.4 |
| 1 ^{er} | 55x55 | -16.57 | -801.063 | 0 | 0 | 27.225 |
| 2 ^{ème} | 50x50 | 16.99 | -661.955 | 0 | 0 | 22.5 |
| 3 ^{ème} | 45x45 | 15.25 | -556.028 | 0 | 0 | 18.225 |
| 4 ^{ème} | 45x45 | 19.64 | -448.824 | 0 | 0 | 18.225 |
| 5 ^{ème} | 40x40 | 16.60 | -344.71 | 0 | 0 | 14.4 |
| 6 ^{ème} | 35x35 | 16.55 | -252.308 | 0 | 0 | 11.025 |
| 7 ^{ème} | 30x30 | 11.65 | -164.433 | 0 | 0 | 8.1 |
| 8 ^{ème} | 30x30 | -20.006 | -77.017 | 1.07 | 0 | 8.1 |

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : $G+Q+E$

a. (N^{max}, M^{corr})

Tableau.V.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle $(N^{max}, N^{min}, M^{corr})$.

| Niveaux | Sections (cm ²) | N ^{min} (kN) | M ^{cor} (kNm) | A' _s (cm ²) | A _s (cm ²) | A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²) |
|------------------|--------------------------------|-----------------------|---------------------------|---------------------------------------|--------------------------------------|---|
| | | N ^{max} (kN) | | | | |
| RDC | 60x60 | -1922.368 | -175.46 | 0 | 0 | 32.4 |
| | | 457.879 | 18.01 | 4.89 | 6.56 | 32.4 |
| 1 ^{er} | 55x55 | -1710.236 | -139.348 | 0 | 0 | 27.225 |
| | | 444.318 | 51.93 | 2.9 | 8.2 | 27.225 |
| 2 ^{ème} | 50x50 | -1468.784 | -133.01 | 0 | 0 | 22.5 |
| | | 385.574 | 82.05 | 0.16 | 9.48 | 22.5 |
| 3 ^{ème} | 45x45 | -1219.989 | -119.124 | 0 | 0 | 18.225 |
| | | 306.617 | 78.78 | 0 | 8.8 | 18.225 |
| 4 ^{ème} | 45x45 | -980.195 | -129.79 | 0 | 0 | 18.225 |
| | | 225.643 | 89.06 | 0 | 8.37 | 18.225 |
| 5 ^{ème} | 40x40 | -751.91 | -99.68 | 0 | 0 | 14.4 |
| | | 148.81 | 77.30 | 0 | 7.33 | 14.4 |
| 6 ^{ème} | 35x35 | -546.617 | -75.98 | 0.44 | 0 | 11.025 |
| | | 84.719 | 63.166 | 0 | 6.26 | 11.025 |
| 7 ^{ème} | 30x30 | -366.69 | -47.61 | 0.64 | 0 | 8.1 |
| | | 39.097 | 38.18 | 0 | 4.22 | 8.1 |
| 8 ^{ème} | 30x30 | -213.686 | -43.58 | 1.76 | 0 | 8.1 |
| | | 12.232 | 42.33 | 0 | 4.31 | 8.1 |

b. ($M_2^{\max}, N^{\text{corr}}$)Tableau V.6. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M_2^{\max}, N^{\text{corr}}$)

| Niveaux | Sections (cm ²) | M_2^{\max} (kN) | N^{corr} (kNm) | A'_s (cm ²) | A_s (cm ²) | $A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²) |
|------------------|--------------------------------|----------------------|----------------------------|------------------------------|-----------------------------|--|
| RDC | 60x60 | -109.84 | -1642.87 | 0 | 0 | 32.4 |
| 1 ^{er} | 55x55 | -100.54 | -1445.639 | 0 | 0 | 27.225 |
| 2 ^{ème} | 50x50 | -105.26 | -1228.61 | 0 | 0 | 22.5 |
| 3 ^{ème} | 45x45 | -99.71 | -1009.654 | 0 | 0 | 18.225 |
| 4 ^{ème} | 45x45 | 119.80 | -68.036 | 0 | 6.63 | 18.225 |
| 5 ^{ème} | 40x40 | 106.34 | -139.166 | 0 | 5.98 | 14.4 |
| 6 ^{ème} | 35x35 | -91.85 | -304.127 | 4.47 | 0 | 11.025 |
| 7 ^{ème} | 30x30 | 60.92 | -64.977 | 0 | 5.42 | 8.1 |
| 8 ^{ème} | 30x30 | 73.68 | -29.52 | 0 | 7.3 | 8.1 |

c. ($M_3^{\max}, N^{\text{corr}}$)Tableau V.7. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M_3^{\max}, N^{\text{corr}}$)

| Niveaux | Sections (cm ²) | M_3^{\max} (kN) | N^{corr} (kNm) | A'_s (cm ²) | A_s (cm ²) | $A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²) |
|------------------|--------------------------------|----------------------|----------------------------|------------------------------|-----------------------------|--|
| RDC | 60x60 | -175.46 | -1922.36 | 0 | 0 | 32.4 |
| 1 ^{er} | 55x55 | -139.34 | -1710.236 | 0 | 0 | 27.225 |
| 2 ^{ème} | 50x50 | 134.77 | -98.044 | 0 | 6.22 | 22.5 |
| 3 ^{ème} | 45x45 | 124.86 | -94.121 | 0 | 6.65 | 18.225 |
| 4 ^{ème} | 45x45 | -146.95 | -965.565 | 0 | 0 | 18.225 |
| 5 ^{ème} | 40x40 | -126.73 | -740.35 | 1.6 | 0 | 14.4 |
| 6 ^{ème} | 35x35 | -101.46 | -355.35 | 4.98 | 0 | 11.025 |
| 7 ^{ème} | 30x30 | -64.55 | -212.751 | 0 | 3.84 | 8.1 |
| 8 ^{ème} | 30x30 | -74.67 | -92.931 | 6.76 | 0 | 8.1 |

Situation accidentelle :

- Combinaison : $0.8G+E$

a. $(N^{max}, N^{min}, M^{corr})$ Tableau V.8. Ferrailages des poteaux situation accidentelle $(N^{max}, N^{min}, M^{corr})$.

| Niveaux | Sections (cm ²) | N ^{min} (kN) | M ^{cor} (kNm) | A' _s (cm ²) | A _s (cm ²) | A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²) |
|------------------|--------------------------------|-----------------------|---------------------------|---------------------------------------|--------------------------------------|---|
| | | N ^{max} (kN) | | | | |
| RDC | 60x60 | -1590.456 | -174.99 | 0 | 0 | 32.4 |
| | | 657.428 | 13.25 | 7.6 | 8.83 | 32.4 |
| 1 ^{er} | 55x55 | -1422.34 | -139.01 | 0 | 0 | 27.225 |
| | | 617.561 | 52.25 | 5.05 | 10.39 | 27.225 |
| 2 ^{ème} | 50x50 | -1222.775 | -15.125 | 0 | 0 | 22.5 |
| | | 533.161 | 82.69 | 1.97 | 11.36 | 22.5 |
| 3 ^{ème} | 45x45 | -1013.84 | -120.198 | 0 | 0 | 18.225 |
| | | 429.523 | 79.73 | 0.26 | 10.48 | 18.225 |
| 4 ^{ème} | 45x45 | -811.462 | -131.90 | 0 | 0 | 18.225 |
| | | 324.169 | 90.52 | 0 | 9.75 | 18.225 |
| 5 ^{ème} | 40x40 | -619.388 | -101.92 | 0.42 | 0 | 14.4 |
| | | 223.734 | 78.48 | 1.69 | 0 | 14.4 |
| 6 ^{ème} | 35x35 | -448.681 | -78.48 | 1.69 | 0 | 11.025 |
| | | 137.29 | 64.99 | 0 | 7.09 | 11.025 |
| 7 ^{ème} | 30x30 | -302.021 | -49.84 | 1.56 | 0 | 8.1 |
| | | 70.846 | 39.67 | 0 | 4.78 | 8.1 |
| 8 ^{ème} | 30x30 | -180.645 | -46.46 | 2.46 | 0 | 8.1 |
| | | 23.86 | 44.52 | 0 | 4.68 | 8.1 |

b. (M_2^{max}, N^{corr})Tableau V.9. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_2^{max}, N^{corr}).

| Niveaux | Sections (cm ²) | M_2^{max} | N^{corr} (kNm) | A'_s (cm ²) | A_s (cm ²) | $A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²) |
|------------------|--------------------------------|-------------|---------------------|------------------------------|-----------------------------|---------------------------------------|
| RDC | 60x60 | -107.85 | -1369.485 | 0 | 0 | 32.4 |
| 1 ^{er} | 55x55 | -95.14 | -1209.716 | 0 | 0 | 27.225 |
| 2 ^{ème} | 50x50 | -99.84 | -1028.061 | 0 | 0 | 22.5 |
| 3 ^{ème} | 45x45 | -94.0082 | -842.769 | 0 | 0 | 18.225 |
| 4 ^{ème} | 45x45 | 111.66 | -74.518 | 0 | 6.01 | 18.225 |
| 5 ^{ème} | 40x40 | 104.61 | -54.143 | 0 | 6.84 | 14.4 |
| 6 ^{ème} | 35x35 | -90.09 | -241.761 | 4.93 | 0 | 11.024 |
| 7 ^{ème} | 30x30 | 59.59 | -24.75 | 0 | 5.73 | 8.1 |
| 8 ^{ème} | 30x30 | 71.81 | -11.328 | 0 | 7.28 | 8.1 |

c. (M_3^{max}, N^{corr})Tableau V.10. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_3^{max}, N^{corr})

| Niveaux | Sections (cm ²) | M_3^{max} (kN) | N^{corr} (kNm) | A'_s (cm ²) | A_s (cm ²) | $A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²) |
|------------------|--------------------------------|---------------------|---------------------|------------------------------|-----------------------------|---------------------------------------|
| RDC | 60x60 | -174.99 | -1590.45 | 0 | 0 | 32.4 |
| 1 ^{er} | 55x55 | 139.01 | -1422.34 | 0 | 0 | 27.225 |
| 2 ^{ème} | 50x50 | 134.36 | 147.965 | 0 | 9.26 | 22.5 |
| 3 ^{ème} | 45x45 | 123.78 | 112.026 | 0 | 9.1 | 18.225 |
| 4 ^{ème} | 45x45 | -144.39 | -799.757 | 0.31 | 0 | 18.225 |
| 5 ^{ème} | 40x40 | -123.87 | -610.14 | 2.49 | 0 | 14.4 |
| 6 ^{ème} | 35x35 | -98.41 | -284.121 | 5.34 | 0 | 11.025 |
| 7 ^{ème} | 30x30 | -62.195 | -167.209 | 4.46 | 0 | 8.1 |
| 8 ^{ème} | 30x30 | -71.39 | -72.17 | 6.57 | 0 | 8.1 |

V.2.6. Choix des armatures :

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.11 : Choix des armatures des poteaux

| NIVEAU | SECTION [cm ²] | A _{RPA} [cm ²] | A _s necc [cm ²] | Choix des Barres Par face | Choix des barres totale | A _s choisis [cm ²] |
|------------------|-------------------------------|--|--|---------------------------------|-------------------------------|---|
| RDC | 60x60 | 32.4 | 8.83 | 2T25+2T16 | 4T25+8T16 | 35.72 |
| 1 ^{er} | 55x55 | 27.225 | 10.39 | 2T25+2T16 | 4T25+8T16 | 35.72 |
| 2 ^{ème} | 50x50 | 22.5 | 11.36 | 2T25+2T16 | 4T25+8T16 | 35.72 |
| 3 ^{ème} | 45x45 | 18.225 | 10.48 | 2T25+2T16 | 4T25+8T16 | 35.72 |
| 4 ^{ème} | 45x45 | 18.225 | 9.75 | 2T20+2T16 | 4T20+8T16 | 28.65 |
| 5 ^{ème} | 40x40 | 14.4 | 8.42 | 2T20+2T16 | 4T20+8T16 | 28.65 |
| 6 ^{ème} | 35x35 | 11.025 | 7.09 | 4T16 | 12T16 | 24.13 |
| 7 ^{ème} | 30x30 | 8.1 | 5.73 | 4T16 | 12T16 | 24.13 |
| 8 ^{ème} | 30x30 | 8.1 | 7.3 | 4T16 | 12T16 | 24.13 |

V.2.7. VÉRIFICATION VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

-Béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

-Acier :

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

- Fissuration

préjudiciable.... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta.f_{t28}})\right)$

- Fissuration

très

préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90 \times \sqrt{\eta.f_{tj}}\right)$ Avec :

$\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=201.63MPa$.

a. N^{ser}_{max} N^{ser}_{min} ; M^{ser}_{cor} :

Tableau V.12 : Vérification des contraintes pour les poteaux

| Niveaux | Section s (cm ²) | N^{ser}_{min} (kNm) | M^{ser}_{cor} (kN) | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Vérificatio n |
|------------------|------------------------------------|--------------------------|-------------------------|---------------------|---------------------------|------------------------|------------------------------|------------------|
| | | N^{ser}_{max} (kNm) | | | | | | |
| RDC | 60x60 | -584.77 | 14.89 | 26.2 | 201.63 | 1.78 | 15 | Vérifiée |
| | | -1448.33 | 2.70 | 54.9 | 201.63 | 3.67 | 15 | Vérifiée |
| 1 ^{er} | 55x55 | -506.52 | 18.23 | 28.7 | 201.63 | 1.97 | 15 | Vérifiée |
| | | -1265.84 | 6.34 | 57.5 | 201.63 | 3.85 | 15 | Vérifiée |
| 2 ^{ème} | 50x50 | -430.98 | 19.51 | 31.1 | 201.63 | 2.15 | 15 | Vérifiée |
| | | -1091.84 | 6.99 | 59.4 | 201.63 | 3.99 | 15 | Vérifiée |
| 3 ^{ème} | 45x45 | -359.16 | 17.74 | 32.5 | 201.63 | 2.27 | 15 | Vérifiée |
| | | -924.31 | 7.67 | 61.3 | 201.63 | 4.13 | 15 | Vérifiée |
| 4 ^{ème} | 45x45 | -287.77 | 22.05 | 32.5 | 201.63 | 2.31 | 15 | Vérifiée |
| | | -763.23 | 10.62 | 55.8 | 201.63 | 3.79 | 15 | Vérifiée |
| 5 ^{ème} | 40x40 | -219.54 | 20.9 | 35 | 201.63 | 2.55 | 15 | Vérifiée |
| | | -604.62 | 9.93 | 55.9 | 201.63 | 3.82 | 15 | Vérifiée |
| 6 ^{ème} | 35x35 | -156.03 | 19.75 | 42.4 | 201.63 | 3.23 | 15 | Vérifiée |
| | | -450.41 | 9.81 | 58.2 | 201.63 | 4.05 | 15 | Vérifiée |
| 7 ^{ème} | 30x30 | -98.15 | 14.02 | 40 | 201.63 | 3.21 | 15 | Vérifiée |
| | | -299.47 | 7.89 | 53.3 | 201.63 | 3.78 | 15 | Vérifiée |
| 8 ^{ème} | 30x30 | -42.28 | 19.33 | 43.9 | 201.63 | 3.93 | 15 | Vérifiée |
| | | -152.04 | 1086 | 39.2 | 201.63 | 2.94 | 15 | Vérifiée |

b. $M_2^{ser\ cor}$; $N^{ser\ max}$:

Tableau V.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux

| Niveau x | Section s (cm ²) | $M_2^{ser\ max}$ (kNm) | $N^{ser\ cor}$ (kN) | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Vérificati on |
|------------------|------------------------------------|---------------------------|------------------------|---------------------|---------------------------|------------------------|------------------------------|------------------|
| RDC | 60x60 | 16.51 | -1086.5 | 45.4 | 201.63 | 3.06 | 15 | Vérifiée |
| 1 ^{er} | 55x55 | 18.43 | -955.77 | 48.4 | 201.63 | 3.28 | 15 | Vérifiée |
| 2 ^{ème} | 50x50 | 19.51 | -430.98 | 31.1 | 201.63 | 2.15 | 15 | Vérifiée |
| 3 ^{ème} | 45x45 | 17.74 | -359.16 | 34.7 | 201.63 | 2.42 | 15 | Vérifiée |
| 4 ^{ème} | 45x45 | 22.23 | -427.3 | 41.6 | 201.63 | 2.92 | 15 | Vérifiée |
| 5 ^{ème} | 40x40 | 21.01 | -334.4 | 44 | 201.63 | 3.14 | 15 | Vérifiée |
| 6 ^{ème} | 35x35 | 19.75 | -156.03 | 42.4 | 201.63 | 3.23 | 15 | Vérifiée |
| 7 ^{ème} | 30x30 | 14.11 | -160.53 | 46.7 | 201.63 | 3.56 | 15 | Vérifiée |
| 8 ^{ème} | 30x30 | 19.33 | -42.28 | 43.9 | 201.63 | 3.93 | 15 | Vérifiée |

c. $M_3^{ser\ cor}$; $N^{ser\ max}$:

Tableau V.14 : Vérification des contraintes pour les poteaux

| Niveau x | Section s (cm ²) | $M_3^{ser\ max}$ (kNm) | $N^{ser\ cor}$ (kN) | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Vérificati on |
|------------------|------------------------------------|---------------------------|------------------------|---------------------|---------------------------|------------------------|------------------------------|------------------|
| RDC | 60x60 | -9.6 | -637.96 | 21 | 201.63 | 1.38 | 15 | Vérifiée |
| 1 ^{er} | 55x55 | -11.91 | -583.1 | 21.1 | 201.63 | 1.37 | 15 | Vérifiée |
| 2 ^{ème} | 50x50 | 12.16 | -481.66 | 30.3 | 201.63 | 2.07 | 15 | Vérifiée |
| 3 ^{ème} | 45x45 | 10.97 | -404.8 | 31.3 | 201.63 | 2.15 | 15 | Vérifiée |
| 4 ^{ème} | 45x45 | 14.09 | -327.01 | 30 | 201.63 | 2.09 | 15 | Vérifiée |
| 5 ^{ème} | 40x40 | 12.05 | -251.53 | 29.9 | 201.63 | 2.11 | 15 | Vérifiée |
| 6 ^{ème} | 35x35 | 12.04 | -184.14 | 33.7 | 201.63 | 2.45 | 15 | Vérifiée |
| 7 ^{ème} | 30x30 | 8.46 | -120.08 | 30.8 | 201.63 | 2.3 | 15 | Vérifiée |
| 8 ^{ème} | 30x30 | -14.58 | -56.34 | 36.4 | 201.63 | 3.11 | 15 | Vérifiée |

V.2.8. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :**V.2.8.1. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon le RPA 99 version 2003 :

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ si l'élançement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élançement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élançement 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.

Tableau V.15 : Vérification de l'effort tranchant et la contrainte de cisaillement

| Niveaux | Section (cm ²) | T _u (kN) | τ _u (MPa) | λ | ρ _a | $\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa) | $\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa) | Vérification |
|------------------|----------------------------|---------------------|----------------------|-------|----------------|----------------------------|-----------------------------|--------------|
| RDC | 60x60 | 10.58 | 0.032 | 3,57 | 0,040 | 1 | 2,5 | Vérifiée |
| 1 ^{er} | 55x55 | 17.16 | 0.063 | 3.67 | 0,040 | 1 | 2,5 | Vérifiée |
| 2 ^{ème} | 50x50 | 16.94 | 0.075 | 4,046 | 0,040 | 1 | 2,5 | Vérifiée |
| 3 ^{ème} | 45x45 | 16.18 | 0.088 | 4.49 | 0,040 | 1 | 2,5 | Vérifiée |
| 4 ^{ème} | 45x45 | 20.34 | 0.11 | 4.49 | 0,040 | 1 | 2,5 | Vérifiée |
| 5 ^{ème} | 40x40 | 18.54 | 0.12 | 5.05 | 0,075 | 1,88 | 2,5 | Vérifiée |
| 6 ^{ème} | 35x35 | 17.51 | 0.15 | 5.78 | 0,075 | 1,88 | 2,5 | Vérifiée |
| 7 ^{ème} | 30x30 | 13.01 | 0.16 | 6.74 | 0,075 | 1,88 | 2,5 | Vérifiée |
| 8 ^{ème} | 30x30 | 17.33 | 0.21 | 6.74 | 0,075 | 1,88 | 2,5 | Vérifiée |

V.2.8.2. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du *BAEL91 modifié 99* et celles du *RPA99 version 2003* ; elles sont données comme suit :

a. Selon *BAEL91 modifié 99* :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

φ_t : Diamètre des armatures transversales.

φ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

b. Selon le RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e} \quad \text{Avec :}$$

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.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme

suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400 \text{ MPa}$ (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.16 : Espacements maximales selon RPA99

| Niveaux | Section (cm ²) | Barres | Ø ₁ (mm) | S _t (cm) | |
|-------------------------------------|----------------------------|-----------|---------------------|---------------------|---------------|
| | | | | Zone nodale | Zone courante |
| RDC, | 60x60 | 4T25+8T16 | 25-16 | 10 | 15 |
| 1 ^{er} | 55x55 | 4T25+8T16 | 25-16 | 10 | 15 |
| 2 ^{ème} | 50x50 | 4T25+8T16 | 25-16 | 10 | 15 |
| 3 ^{ème} | 45x45 | 4T25+8T16 | 25-16 | 10 | 15 |
| 4 ^{ème} | 45x45 | 4T20+8T16 | 20-16 | 10 | 15 |
| 5 ^{ème} | 40x40 | 4T20+8T16 | 20-16 | 10 | 15 |
| 6 ^{ème} | 35x35 | 12T16 | 16 | 10 | 15 |
| 7 ^{ème} , 8 ^{ème} | 30x30 | 12T16 | 16 | 10 | 15 |

Tableau V.17 : Le choix des armatures transversales

| Niveaux | Section (cm ²) | L _f (m) | λ _g (%) | ρ _a | T _u ^{max} (kN) | Zone | S _t (cm) | A _t ^{cal} (cm ²) | Choix | A _s ^{adp} (cm ²) |
|-------------------------------------|----------------------------|--------------------|--------------------|----------------|------------------------------------|------|---------------------|--|-------|--|
| RDC | 60x60 | 2.142 | 3,57 | 3,75 | 10.58 | N | 10 | 0.16 | 4T8 | 2,01 |
| | | | | | | C | 15 | 0.24 | 4T8 | 2,01 |
| 1 ^{er} | 55x55 | 2.023 | 3.67 | 3,75 | 17.16 | N | 10 | 0.29 | 4T8 | 2,01 |
| | | | | | | C | 15 | 0.43 | 4T8 | 2,01 |
| 2 ^{ème} | 50x50 | 2.023 | 4,046 | 3,75 | 16.94 | N | 10 | 0.31 | 4T8 | 2,01 |
| | | | | | | C | 15 | 0.47 | 4T8 | 2,01 |
| 3 ^{ème} , 4 ^{ème} | 45x45 | 2.023 | 4.49 | 3,75 | 20.34 | N | 10 | 0.42 | 4T8 | 2,01 |
| | | | | | | C | 15 | 0.63 | 4T8 | 2,01 |
| 5 ^{ème} | 40x40 | 2.023 | 5.05 | 2,5 | 18.54 | N | 10 | 0.28 | 4T8 | 2,01 |
| | | | | | | C | 15 | 0.43 | 4T8 | 2,01 |
| 6 ^{ème} | 35x35 | 2.023 | 5.78 | 2,5 | 17.51 | N | 10 | 0.31 | 4T8 | 2,01 |
| | | | | | | C | 15 | 0.46 | 4T8 | 2,01 |
| 7 ^{ème} , 8 ^{ème} | 30x30 | 2.023 | 6.74 | 2,5 | 17.33 | N | 10 | 0.36 | 4T8 | 2,01 |
| | | | | | | C | 15 | 0.54 | 4T8 | 2,01 |

c. LONGUEUR DE RECOUVREMENT :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_l$ en zone III.

Pour :

T25..... $L_r = 125 \text{ cm}$

T20..... $L_r = 100 \text{ cm}$

T16..... $L_r = 80 \text{ cm}$

V.2.9. Ferrailage des poteaux du Sous-sol :

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r = (a-2)(b-2)$) cm^2
 - Poteau rectangulaire : $B_r = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2$
 - Poteau circulaire : $B_r = \pi(D-2)^2/4$
- α : Coefficient dépendant de l'élanement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

- $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- B : Section du poteau ($B = a \times b$).
- N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.
- La longueur de flambement $L_f = 0,7l_0$.

a-Calcul de l'effort normal pondéré

$$Nu_{(RDC)} = -1986.64 \text{ KN}$$

* **Poids revenant au poteau du sous-sol**

- Poids du plancher 13.95x6.15= 85.79 KN - Poids de la poutre porteuse (1.775+2.1) ×(0.3*0.4) ×25 = 11.625 kN
- Poids de la poutre non porteuse..... (1.75+1.85) ×(0.3*0.35) ×25 = 9.45 kN

$$\text{-Poids du poteau} 25 \times (3.06 - 0.4) \times 0.3^2 = 5.98 \text{ KN}$$

$$G_{\text{sous sol}} = 112.85 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q_{SS1} = 2,5 \times 13.95 = 34.87 \text{ kN}$$

$$Nu1 = 1,35G + 1,5Q = 204.652 \text{ KN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$$Nu(ss) = Nu(RDC) + Nu1 = 2191.292 \text{ KN}$$

b-Calcul du ferrailage

Poteau de section carré

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 17.32 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 3,06 \cdot 10^2}{17.32} = 12.36 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,829$
- $Br = (60 - 2)^2 = 3364 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{2191,292 \cdot 10^3}{0,83} - \frac{3364 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400} = -103.19 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$$

$$A_s^{\min} = 0,9\% B \text{ selon RPA99 version 2003} \longrightarrow A_s = A_s^{\min} = 32.4 \text{ cm}^2$$

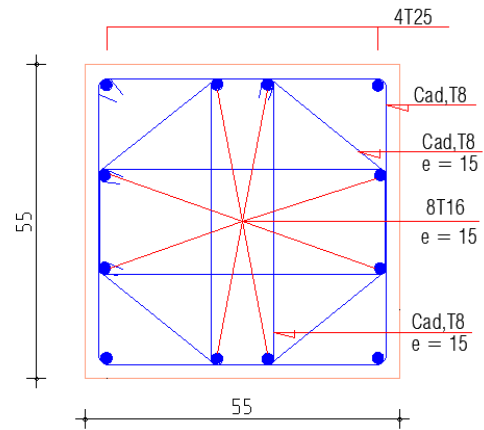
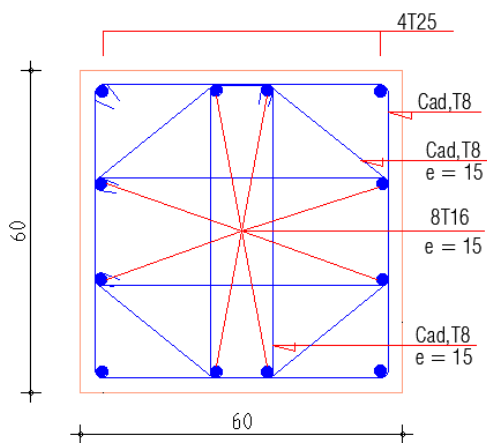
Conclusion :

Le calcul en compression simple des poteaux du sous-sol à donner une section inférieure à celle exigée par le *R.P.A. version 2003*, par conséquent on retient pour le ferrailage de ces poteaux les mêmes sections d'armature des poteaux du RDC, soit :

Tableau V.18 : Ferrailage des Poteaux du Sous-sol

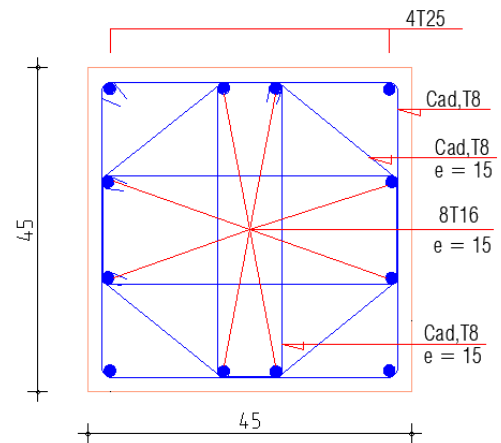
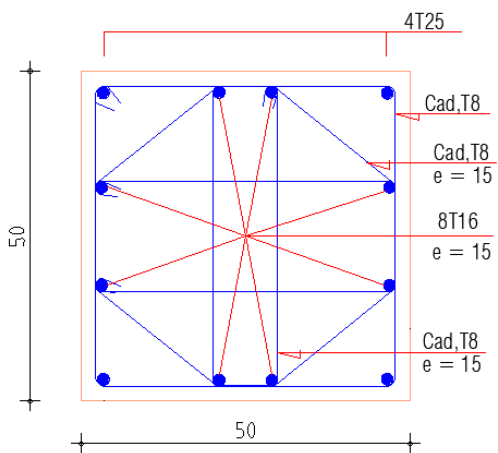
| Poteau de sous-sol | Section (cm ²) | Le choix | Section adopte |
|--------------------|----------------------------|-----------|----------------|
| | 60*60 | 4T25+8T16 | 35.72 |

V.2.10. Schéma de ferrailage des poteaux :



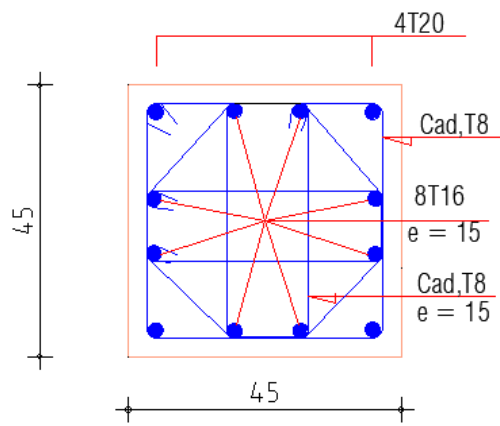
RDC et sous-sol

1^{er} étage

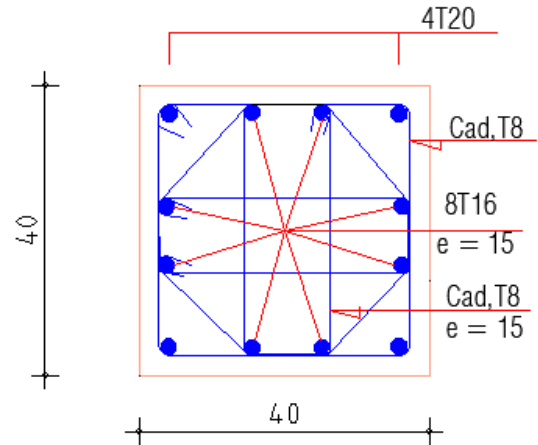


2^{ème} étage.

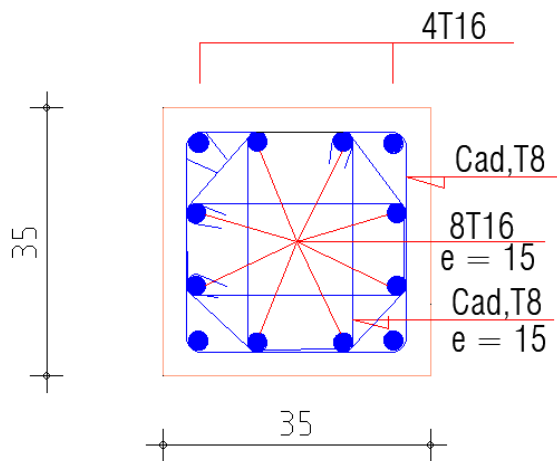
3^{ème} étage



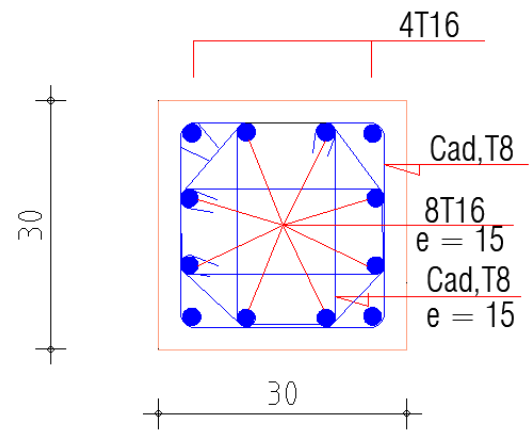
4^{ème} étage



5^{ème} étage



6^{ème} étage



7 et 8^{ème} étage

Figure V.2 : Ferrailage des poteaux.

V.3.Ferraillages des poutres :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

V.3.1 Les Combinaisons de Charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ✓ Combinaisons exigées par le " *CBA 93* " :
 - E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$
 - E.L.S: $G + Q$
- ✓ Combinaisons exigées par le " *RPA 99 version 2003* " :
 - $0.8 G \pm E$
 - $G + Q \pm E$

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V.3.2 Recommandations des règlements du RPA modifiés en 2003

1-Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné 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.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

2-La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).

3-Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.

4-La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003 St . L$

L: longueur de la poutre.

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

- $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12\phi \right]$ (zone nodale).
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ (zone courante).

Les armatures longitudinales sont déterminées 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; $\sigma_s = 438$ MPa.
- ✓ Situation accidentelle :
 - Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
 - Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

V.3.3. Calcul du ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel *SAP 2000*.

On dispose de 3 types de poutres :

| | |
|----------------------|--------------|
| Poutre principale | 30 x 40 (cm) |
| - Poutre secondaire | 30 x 35 (cm) |
| - Poutre de chaînage | 30 x 35 (cm) |

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (**SOCCOTEC**) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

Remarque :

Les poutres de notre structure seront calculées à la flexion simple (F.S.).

Telle que :

A_s : représente les armatures de la fibre inférieure (tondue).

A'_s : représente les armatures de la fibre supérieure (comprimée).

1-Poutre porteuse « PP » :

a. Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau.V.19 : Ferrailage des poutres porteuses (30x40) (Situation Durable).

| Etage | Section (cm ²) | Position | M ^{max} (kNm) | A _s (cm ²) | A _s ' (cm ²) | A _s ^{min} (cm ²) |
|------------------|-------------------------------|----------|---------------------------|--------------------------------------|--|---|
| RDC | 30x 40 | Travée | 35.0027 | 2.81 | 0 | 6 |
| | | Appui | -71.05 | 0 | 5.92 | 6 |
| 1 ^{er} | 30x 40 | Travée | 35.17 | 2.82 | 0 | 6 |
| | | Appui | -70.99 | 0 | 5.91 | 6 |
| 2 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 35.76 | 2.87 | 0 | 6 |
| | | Appui | -70.70 | 0 | 5.89 | 6 |
| 3 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 36.2 | 2.91 | 0 | 6 |
| | | Appui | -72.53 | 0 | 6.04 | 6 |
| 4 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 36.67 | 2.95 | 0 | 6 |
| | | Appui | -77.5 | 0 | 6.5 | 6 |
| 5 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 38.09 | 3.07 | 0 | 6 |
| | | Appui | -80.71 | 0 | 6.8 | 6 |
| 6 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 40.18 | 3.24 | 0 | 6 |
| | | Appui | -82.86 | 0 | 7 | 6 |
| 7 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 41.64 | 3.36 | 0 | 6 |
| | | Appui | -85.96 | 0 | 7.28 | 6 |
| 8 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 44.38 | 3.6 | 0 | 6 |
| | | Appui | -85.17 | 0 | 7.21 | 6 |

b. Situation accidentelle $G+Q\pm E$:

Tableau.V.20 : Ferrailage des poutres porteuses (30x40) (Situation Accidentelle).

| Etage | Section (cm ²) | Position | M ^{max} (kNm) | A _s (cm ²) | A _s ' (cm ²) | A _s ^{min} (cm ²) |
|------------------|-------------------------------|----------|---------------------------|--------------------------------------|--|---|
| RDC | 30x 40 | Travée | 28.45 | 1.96 | 0 | 6 |
| | | Appui | -85.23 | 0 | 6.14 | 6 |
| 1 ^{er} | 30x 40 | Travée | 29.9 | 2.06 | 0 | 6 |
| | | Appui | -108.63 | 0 | 7.98 | 6 |
| 2 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 31.89 | 2.2 | 0 | 6 |
| | | Appui | -130.01 | 0 | 9.73 | 6 |
| 3 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 33.61 | 2.33 | 0 | 6 |
| | | Appui | -150.62 | 0 | 11.5 | 6 |
| 4 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 34.39 | 2.38 | 0 | 6 |
| | | Appui | -161.58 | 0 | 12.48 | 6 |
| 5 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 35.06 | 2.43 | 0 | 6 |
| | | Appui | -160.74 | 0 | 12.4 | 6 |
| 6 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 35.37 | 2.45 | 0 | 6 |
| | | Appui | -152.19 | 0 | 11.64 | 6 |
| 7 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 35.21 | 2.44 | 0 | 6 |
| | | Appui | -145.56 | 0 | 11.06 | 6 |
| 8 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 36.57 | 2.54 | 0 | 6 |
| | | Appui | -130.51 | 0 | 9.78 | 6 |

c. Situation accidentelle $0.8G \pm E$:

Tableau V.21 : Ferrailage des poutres porteuses (30x40) (Situation Accidentelle).

| Etage | Section (cm ²) | Position | M ^{max} (kNm) | A _s (cm ²) | A _s ' (cm ²) | A _s ^{min} (cm ²) |
|------------------|-------------------------------|----------|---------------------------|--------------------------------------|--|---|
| RDC | 30x 40 | Travée | 19.5 | 1.34 | 0 | 6 |
| | | Appui | -69.47 | 0 | 4.94 | 6 |
| 1 ^{er} | 30x 40 | Travée | 21.91 | 1.5 | 0 | 6 |
| | | Appui | -97.75 | 0 | 7.11 | 6 |
| 2 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 23.93 | 1.64 | 0 | 6 |
| | | Appui | -123.37 | 0 | 9.18 | 6 |
| 3 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 25.56 | 1.76 | 0 | 6 |
| | | Appui | -143.42 | 0 | 10.88 | 6 |
| 4 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 26.32 | 1.81 | 0 | 6 |
| | | Appui | -153.88 | 0 | 11.79 | 6 |
| 5 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 26.84 | 1.85 | 0 | 6 |
| | | Appui | -152.71 | 0 | 11.69 | 6 |
| 6 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 26.97 | 1.86 | 0 | 6 |
| | | Appui | -143.95 | 0 | 10.92 | 6 |
| 7 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 26.69 | 1.84 | 0 | 6 |
| | | Appui | -136.99 | 0 | 10.33 | 6 |
| 8 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 28.61 | 1.97 | 0 | 6 |
| | | Appui | -117.57 | 0 | 8.7 | 6 |

•Choix des armatures :

Poutre principale (30x 40) :

Tableau V.22 : Choix des armatures pour les poutres porteuses (30x 40).

| Etage | Section (cm ²) | Position | A _s ^{max} (Z.C) (cm ²) | A _s ^{max} (Z.R) (cm ²) | A _s ^{min} (cm ²) | A _s ^{cal} (cm ²) | A _s ^{'cal} (cm ²) |
|------------------|----------------------------|----------|---|---|--|--|---|
| RDC | 30x 40 | Travée | 48 | 72 | 6 | 2.81 | 0 |
| | | Appui | | | | 0 | 6.14 |
| 1 ^{er} | 30x 40 | Travée | 48 | 72 | 6 | 2.82 | 0 |
| | | Appui | | | | 0 | 7.98 |
| 2 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 48 | 72 | 6 | 2.87 | 0 |
| | | Appui | | | | 0 | 9.73 |
| 3 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 48 | 72 | 6 | 2.91 | 0 |
| | | Appui | | | | 0 | 11.5 |
| 4 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 48 | 72 | 6 | 2.95 | 0 |
| | | Appui | | | | 0 | 12.48 |
| 5 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 48 | 72 | 6 | 3.07 | 0 |
| | | Appui | | | | 0 | 12.4 |
| 6 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 48 | 72 | 6 | 3.24 | 0 |
| | | Appui | | | | 0 | 11.64 |
| 7 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 48 | 72 | 6 | 3.36 | 0 |
| | | Appui | | | | 0 | 11.06 |
| 8 ^{ème} | 30x 40 | Travée | 48 | 72 | 6 | 3.6 | 0 |
| | | Appui | | | | 0 | 9.78 |

| Etage Section (cm ²) | Position | A _s ^{max} (ZC) cm ² | A _s ^{max} (ZN) cm ² | A _s ^{min} (RPA) cm ² | A _s ^{cal} cm ² | A _s ^{'cal} cm ² | Choix D'armatures Inferieurs | Choix D'armatures Supérieurs | A _s ^{adop} cm ² | A _s ^{'adop} cm ² |
|--|----------|--|--|---|--|---|------------------------------------|------------------------------------|---|--|
| 7 ^{ème} RDC (30x40) | Travée | 48 | 72 | 6 | 3.36 | 0 | 3T16 | 3T20 | 6.03 | 9.42 |
| | Appui | | | | 0 | 12.48 | 3T16 | 3T20+2T16 | 6.03 | 13.44 |
| 8 ^{ème} (30x40) | Travée | 48 | 72 | 6 | 3.6 | 0 | 3T16 | 3T16 | 6.03 | 6.03 |
| | Appui | | | | 0 | 9.78 | 3T16 | 3T16+3T14 | 6.03 | 10.65 |

2. Poutre secondaire (30x35) :

a. Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau V.23 : Ferrailage des poutres secondaires (30x35) (Situation Durable)

| Etage | Section (cm ²) | Position | M ^{max} (kNm) | A _s (cm ²) | A _s ' (cm ²) | A _s ^{min} (cm ²) |
|------------------|-------------------------------|----------|---------------------------|--------------------------------------|--|---|
| RDC | 30x 35 | Travée | 15.18 | 1.41 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -30.62 | 0 | 2.86 | 5.25 |
| 1 ^{er} | 30x35 | Travée | 15.22 | 1.42 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -32 | 0 | 2.99 | 5.25 |
| 2 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 15.37 | 1.43 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -34.89 | 0 | 2.38 | 5.25 |
| 3 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 15.47 | 1.44 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -38.26 | 0 | 3.61 | 5.25 |
| 4 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 15.63 | 1.45 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -40.91 | 0 | 3.87 | 5.25 |
| 5 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 15.77 | 1.47 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -42.16 | 0 | 4 | 5.25 |
| 6 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 16.21 | 1.51 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -42.02 | 0 | 3.98 | 5.25 |
| 7 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 16.57 | 1.54 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -43.78 | 0 | 4.16 | 5.25 |
| 8 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 17.59 | 1.64 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -34.95 | 0 | 3.28 | 5.25 |

b. Situation accidentelle $G+Q\pm E$:

Tableau V.24 : Ferrailage des poutres secondaires (30x35) (Situation Accidentelle).

| Etage | Section (cm ²) | Position | M ^{max} (kNm) | A _s (cm ²) | A _s ' (cm ²) | A _s ^{min} (cm ²) |
|------------------|-------------------------------|----------|---------------------------|--------------------------------------|--|---|
| RDC | 30x 35 | Travée | 12.51 | 1 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -64.73 | 0 | 5.39 | 5.25 |
| 1 ^{er} | 30x 35 | Travée | 15.36 | 1.24 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -88.38 | 0 | 7.57 | 5.25 |
| 2 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 16.52 | 1.33 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -101.36 | 0 | 8.82 | 5.25 |
| 3 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 17.07 | 1.38 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -108.86 | 0 | 9.57 | 5.25 |
| 4 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 16.78 | 1.35 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -110.36 | 0 | 9.72 | 5.25 |
| 5 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 17.02 | 1.37 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -105.82 | 0 | 9.26 | 5.25 |
| 6 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 14.82 | 1.19 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -97.47 | 0 | 8.44 | 5.25 |
| 7 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 13.59 | 1.09 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -88.75 | 0 | 7.6 | 5.25 |
| 8 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 11.96 | 0.96 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -78.05 | 0 | 6.6 | 5.25 |

c. Situation accidentelle 0.8 G ±E:

Tableau V.25 : Ferrailage des poutres secondaires (30x35) (Situation Accidentelle).

| Etage | Section (cm ²) | Position | M ^{max} (kNm) | A _s (cm ²) | A _s ' (cm ²) | A _s ^{min} (cm ²) |
|------------------|-------------------------------|----------|---------------------------|--------------------------------------|--|---|
| RDC | 30x 35 | Travée | 10.52 | 0.84 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -55.88 | 0 | 4.61 | 5.25 |
| 1 ^{er} | 30x 35 | Travée | 13.36 | 1.07 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -82.36 | 0 | 7 | 5.25 |
| 2 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 14.57 | 1.17 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -98.4 | 0 | 8.53 | 5.25 |
| 3 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 15.11 | 1.22 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -106.53 | 0 | 9.33 | 5.25 |
| 4 ^{ème} | 30x35 | Travée | 14.91 | 1.2 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -108.1 | 0 | 9.49 | 5.25 |
| 5 ^{ème} | 30x35 | Travée | 13.43 | 1.08 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -104.21 | 0 | 9.1 | 5.25 |
| 6 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 11.25 | 0.9 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -95.8 | 0 | 8.28 | 5.25 |
| 7 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 10.14 | 0.81 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -86.97 | 0 | 7.44 | 5.25 |
| 8 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 15.07 | 1.21 | 0 | 5.25 |
| | | Appui | -72.69 | 0 | 6.11 | 5.25 |

•Choix des armatures :

Poutre secondaire (30x 35) :

Tableau V.26 : Choix des armatures pour les poutres secondaires (30x 35).

| Etage | Section (cm ²) | Position | A _s ^{max} (Z.C)(cm ²) | A _s ^{max} (Z.R)(cm ²) | A _s ^{min} (cm ²) | A _s ^{cal} (cm ²) | A _s ' ^{cal} (cm ²) |
|------------------|----------------------------|----------|---|---|--|--|--|
| RDC | 30x 35 | Travée | 42 | 63 | 5.25 | 1.41 | 0 |
| | | Appui | | | | 0 | 5.39 |
| 1 ^{er} | 30x 35 | Travée | 42 | 63 | 5.25 | 1.42 | 0 |
| | | Appui | | | | 0 | 7.57 |
| 2 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 42 | 63 | 5.25 | 1.43 | 0 |
| | | Appui | | | | 0 | 8.82 |
| 3 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 42 | 63 | 5.25 | 1.44 | 0 |
| | | Appui | | | | 0 | 9.57 |
| 4 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 42 | 63 | 5.25 | 1.45 | 0 |
| | | Appui | | | | 0 | 9.72 |
| 5 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 42 | 63 | 5.25 | 1.47 | 0 |
| | | Appui | | | | 0 | 9.26 |
| 6 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 42 | 63 | 5.25 | 1.51 | 0 |
| | | Appui | | | | 0 | 8.44 |
| 7 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 42 | 63 | 5.25 | 1.54 | 0 |
| | | Appui | | | | 0 | 7.6 |
| 8 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 42 | 63 | 5.25 | 1.64 | 0 |
| | | Appui | | | | 0 | 6.6 |

| Etage Section (cm ²) | Position | A _s ^{max} (ZC) cm ² | A _s ^{max} (ZN) cm ² | A _s ^{min} (RPA) cm ² | A _s ^{cal} cm ² | A _s ' ^{cal} cm ² | Choix D'armatures Inferieurs | Choix D'armatures Supérieures | A _s ^{adop} cm ² | A _s ' ^{adop} cm ² |
|--|----------|--|--|---|--|--|------------------------------------|-------------------------------------|---|---|
| 7 ^{ème} RDC (30x35) | Travée | 42 | 63 | 5.25 | 1.54 | 0 | 3T16 | 3T16 | 6.03 | 6.03 |
| | Appui | | | | 0 | 9.72 | 3T16 | 3T16+3T14 | 6.03 | 10.65 |
| 8 ^{ème} (30x35) | Travée | 42 | 63 | 5.25 | 1.64 | 0 | 3T16 | 3T16 | 6.03 | 6.03 |
| | Appui | | | | 0 | 6.6 | 3T16 | 3T16+3T14 | 6.03 | 10.65 |

3. Poutre de chaînage (30x35) :

a. Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau V.27 : Ferrailage des poutres de chaînage (30x35) (Situation Durable).

| Etage | Section (cm ²) | Position | M ^{max} (kNm) | A _s (cm ²) | A _s ' (cm ²) | A _s ^{min} (cm ²) |
|------------------|-------------------------------|----------|---------------------------|--------------------------------------|--|---|
| RDC | 30x 35 | Travée | -4.19 | 0 | 0.38 | 5.25 |
| | | Appui | -11.71 | 0 | 1.08 | 5.25 |
| 1 ^{er} | 30x35 | Travée | -4.71 | 0 | 0.43 | 5.25 |
| | | Appui | -12.82 | 0 | 1.19 | 5.25 |
| 2 ^{ème} | 30x 35 | Travée | -5.53 | 0 | 0.5 | 5.25 |
| | | Appui | -14.97 | 0 | 1.39 | 5.25 |
| 3 ^{ème} | 30x 35 | Travée | -6.67 | 0 | 0.6 | 5.25 |
| | | Appui | -17.99 | 0 | 1.68 | 5.25 |
| 4 ^{ème} | 30x 35 | Travée | -7.51 | 0 | 0.68 | 5.25 |
| | | Appui | -20.18 | 0 | 1.89 | 5.25 |
| 5 ^{ème} | 30x 35 | Travée | -8.52 | 0 | 0.77 | 5.25 |
| | | Appui | -22.98 | 0 | 2.16 | 5.25 |
| 6 ^{ème} | 30x 35 | Travée | -9.7 | 0 | 0.88 | 5.25 |
| | | Appui | -26.2 | 0 | 2.47 | 5.25 |
| 7 ^{ème} | 30x 35 | Travée | -11.05 | 0 | 1.01 | 5.25 |
| | | Appui | -29.69 | 0 | 2.82 | 5.25 |
| 8 ^{ème} | 30x 35 | Travée | -11.97 | 0 | 1.09 | 5.25 |
| | | Appui | -32.17 | 0 | 3.06 | 5.25 |

b. Situation accidentelle $G+Q\pm E$:

Tableau V.28 : Ferrailage des poutres de chaînage (30x35) (Situation Accidentelle).

| Etage | Section (cm ²) | Position | M ^{max} (kNm) | | A _s (cm ²) | A _s ' (cm ²) | A _s ^{min} (cm ²) |
|------------------|-------------------------------|----------|---------------------------|--------|--------------------------------------|--|---|
| | | | | | | | |
| RDC | 30x 35 | Travée | 11.4 | -14.62 | 0.91 | 1.16 | 5.25 |
| | | Appui | -50.1 | | 0 | 4.18 | 5.25 |
| 1 ^{er} | 30x 35 | Travée | 22.41 | -26.4 | 1.82 | 2.11 | 5.25 |
| | | Appui | -75.34 | | 0 | 6.47 | 5.25 |
| 2 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 28.37 | -33.61 | 2.31 | 2.71 | 5.25 |
| | | Appui | -89.73 | | 0 | 7.85 | 5.25 |
| 3 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 30.73 | -37.89 | 2.51 | 3.07 | 5.25 |
| | | Appui | -96.59 | | 0 | 8.52 | 5.25 |
| 4 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 30.93 | -39.55 | 2.53 | 3.21 | 5.25 |
| | | Appui | -97.66 | | 0 | 8.63 | 5.25 |
| 5 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 28.3 | -38.47 | 2.31 | 3.12 | 5.25 |
| | | Appui | -94.17 | | 0 | 8.28 | 5.25 |
| 6 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 24.33 | -36.09 | 1.98 | 2.92 | 5.25 |
| | | Appui | -87.88 | | 0 | 7.67 | 5.25 |
| 7 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 20.57 | -34.35 | 1.67 | 2.77 | 5.25 |
| | | Appui | -81.07 | | 0 | 7.01 | 5.25 |
| 8 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 18.5 | -33.37 | 1.49 | 2.69 | 5.25 |
| | | Appui | -74.88 | | 0 | 6.43 | 5.25 |

c. Situation accidentelle 0.8 G ±E:

Tableau V.29 : Ferrailage des poutres de chaînage (30x35) (Situation Accidentelle).

| Etage | Section (cm ²) | Position | M ^{max} (kNm) | | A _s (cm ²) | A _s ' (cm ²) | A _s ^{min} (cm ²) |
|------------------|-------------------------------|----------|---------------------------|--------|--------------------------------------|--|---|
| | | | | | | | |
| RDC | 30x 35 | Travée | 11.92 | -14.09 | 0.96 | 1.12 | 5.25 |
| | | Appui | -48.48 | | 0 | 4.04 | 5.25 |
| 1 ^{er} | 30x 35 | Travée | 23.72 | -25.72 | 1.93 | 2.06 | 5.25 |
| | | Appui | -73.34 | | 0 | 6.29 | 5.25 |
| 2 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 29.72 | -32.7 | 2.43 | 2.64 | 5.25 |
| | | Appui | -87.17 | | 0 | 7.6 | 5.25 |
| 3 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 31.96 | -36.66 | 2.62 | 2.97 | 5.25 |
| | | Appui | -93.23 | | 0 | 8.19 | 5.25 |
| 4 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 32.41 | -38.07 | 2.66 | 3.08 | 5.25 |
| | | Appui | -93.72 | | 0 | 8.24 | 5.25 |
| 5 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 30.02 | -36.75 | 2.45 | 2.97 | 5.25 |
| | | Appui | -89.65 | | 0 | 7.84 | 5.25 |
| 6 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 26.29 | -34.14 | 2.14 | 2.76 | 5.25 |
| | | Appui | -82.8 | | 0 | 7.18 | 5.25 |
| 7 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 22.82 | -32.1 | 1.85 | 2.59 | 5.25 |
| | | Appui | -75.25 | | 0 | 6.46 | 5.25 |
| 8 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 20.86 | -31.01 | 1.69 | 2.49 | 5.25 |
| | | Appui | -68.98 | | 0 | 5.88 | 5.25 |

•Choix des armatures :

Poutre *chainage* (30x 35) :

Tableau V.30 : Choix des armatures pour les poutres de chainage (30x 35).

| Etage | Section (cm ²) | Position | A _s ^{max} (Z.C)(cm ²) | A _s ^{max} (Z.R)(cm ²) | A _s ^{min} (cm ²) | A _s ^{cal} (cm ²) | A _s ' ^{cal} (cm ²) |
|------------------|----------------------------|----------|---|---|--|--|--|
| RDC | 30x 35 | Travée | 42 | 63 | 5.25 | 0.96 | 1.16 |
| | | Appui | | | | 0 | 4.18 |
| 1 ^{er} | 30x 35 | Travée | 42 | 63 | 5.25 | 1.93 | 2.11 |
| | | Appui | | | | 0 | 6.47 |
| 2 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 42 | 63 | 5.25 | 2.43 | 2.71 |
| | | Appui | | | | 0 | 7.85 |
| 3 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 42 | 63 | 5.25 | 2.62 | 3.07 |
| | | Appui | | | | 0 | 8.52 |
| 4 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 42 | 63 | 5.25 | 2.66 | 3.21 |
| | | Appui | | | | 0 | 8.63 |
| 5 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 42 | 63 | 5.25 | 2.45 | 3.12 |
| | | Appui | | | | 0 | 8.28 |
| 6 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 42 | 63 | 5.25 | 2.14 | 2.92 |
| | | Appui | | | | 0 | 7.67 |
| 7 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 42 | 63 | 5.25 | 1.85 | 2.77 |
| | | Appui | | | | 0 | 7.01 |
| 8 ^{ème} | 30x 35 | Travée | 42 | 63 | 5.25 | 1.69 | 2.69 |
| | | Appui | | | | 0 | 6.43 |

| Etage Section (cm ²) | Position | A _s ^{max} (ZC) cm ² | A _s ^{max} (ZN) cm ² | A _s ^{min} (RPA) cm ² | A _s ^{cal} cm ² | A _s ' ^{cal} cm ² | Choix D'armatures Inférieures | Choix D'armatures Supérieures | A _s ^{adop} cm ² | A _s ' ^{adop} cm ² |
|--|----------|--|--|---|--|--|-------------------------------------|-------------------------------------|---|---|
| 7 ^{ème} RDC (30x35) | Travée | 42 | 63 | 5.25 | 2.66 | 3.21 | 3T16 | 3T16 | 6.03 | 6.03 |
| | Appui | | | | 0 | 8.63 | 3T16 | 3T16+2T14 | 6.03 | 8.11 |
| 8 ^{ème} (30x35) | Travée | 42 | 63 | 5.25 | 1.69 | 2.69 | 3T16 | 3T16 | 6.03 | 6.03 |
| | Appui | | | | 0 | 6.43 | 3T16 | 3T16+2T14 | 6.03 | 8.11 |

V.3.4- Condition de non fragilité :

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

Avec :

$$f_{t28} = 2.1\text{MPa} \quad ; \quad f_e = 400\text{Mpa}$$

Tableau V.31 : Vérification de la condition de non fragilité.

| Section (cm ²) | <i>A_s</i> ^{choisi} _(min) (cm ²) | <i>A_s</i> ^{min} (cm ²) | Vérification |
|----------------------------|--|--|--------------|
| 30x40 | 6.03 | 1,30 | Vérifiée |
| 30x35 | 6.03 | 1,14 | Vérifiée |
| 30x35 | 6.03 | 1,14 | Vérifiée |

V.3.5- Vérification vis à vis de l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) ,puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton.**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Acier.**

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, 150\eta\right)$

- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3} f_e, 110\eta\right)$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour les aciers H.A}$$

a. Sens longitudinal (poutre principale) :

Tableau V.32 : Vérification des poutres longitudinales 30x40 à l'ELS

| étage | Position | M _{ser} (KN.m) | σ _{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | σ _s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | Vérification |
|--------------------------|----------|----------------------------|--------------------------|---------------------------|-------------------------|------------------------|--------------|
| RDC | Travée | +30.21 | 3.61 | 15 | 37.8 | 201,6 | vérifier |
| -7 ^{ème} | Appui | -62.45 | 6.47 | 15 | 77.7 | 201,6 | vérifier |
| Terrasse inaccessible | Travée | +32.4 | 4.3 | 15 | 46.3 | 201,6 | vérifier |
| | Appui | -61.98 | 6.87 | 15 | 80.3 | 201,6 | vérifier |

b. sens transversal (secondaire) :

Tableau V.33 Vérification des poutres transversales 30x35 à l'ELS

| étage | Position | M _{ser} (KN.m) | σ _{bc} (MPa) | σ̄ _{bc} (MPa) | σ _s (MPa) | σ̄ _s (MPa) | Vérification |
|---------------------------|----------|----------------------------|--------------------------|------------------------|-------------------------|-----------------------|--------------|
| RDC -7 ^{ème} | Travée | +11.85 | 1.98 | 15 | 20.5 | 201,6 | vérifier |
| | Appui | -31.57 | 4.41 | 15 | 50.1 | 201,6 | vérifier |
| Terrasse innaccessible | Travée | +12.88 | 2.15 | 15 | 22.3 | 201,6 | vérifier |
| | Appui | -25.55 | 3.57 | 15 | 40.6 | 201,6 | vérifier |

c. poutre de chaînage :

Tableau V.34 : Vérification des poutres de chaînage 30x35 à l'ELS

| étage | Position | M _{ser} (KN.m) | σ _{bc} (MPa) | σ̄ _{bc} (MPa) | σ _s (MPa) | σ̄ _s (MPa) | Vérification |
|---------------------------|----------|----------------------------|--------------------------|------------------------|-------------------------|-----------------------|--------------|
| RDC -7 ^{ème} | Travée | -8.04 | 1.4 | 15 | 13.4 | 201,6 | vérifier |
| | Appui | -21.59 | 3.42 | 15 | 34.9 | 201,6 | vérifier |
| Terrasse innaccessible | Travée | -8.73 | 1.52 | 15 | 14.6 | 201,6 | vérifier |
| | Appui | -23.47 | 3.71 | 15 | 38 | 201,6 | vérifier |

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$. (Fissuration préjudiciable). **Selon le BAEL91 modifié 99**

Tableau V.35 : Vérification de la contrainte de cisaillement

| étage | Sens | Section | T_u^{\max} (KN) | τ_u (MPa) | $\bar{\tau}_u$ (MPa) | Vérifier |
|--------------------------|--------------------|---------|----------------------|----------------|----------------------|----------|
| RDC -7 ^{ème} | Porteur | 30x40 | 99.46 | 0.921 | 2,5 | vérifier |
| | Non Porteur | 30x35 | 52.07 | 0.551 | 2,5 | vérifier |
| | Poutre chainage | 30x35 | 39.68 | 0.420 | 2,5 | vérifier |
| Terrasse inaccessible | Porteur | 30x40 | 98.05 | 0.908 | 2,5 | vérifier |
| | Non Porteur | 30x35 | 44.88 | 0.457 | 2,5 | vérifier |
| | Poutre chainage | 30x35 | 42.44 | 0.449 | 2,5 | vérifier |

V.3.8 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 ($f_e=400\text{MPa}$).

❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 : \rightarrow
$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 : \rightarrow
$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec : $\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right)$

➤ Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.36 : calcul des armatures transversales.

| Sens | Section (Cm ²) | T _u (kN) | τ _u (MPa) | BAEL 91 | RPA99 | | S _t ^{adp} (Cm) | | A _t (C m ²) | Choix | A _t ^{adop} |
|-----------------|----------------------------|---------------------|----------------------|---------------------|------------------------|------------------------|-------------------------------------|----|------------------------------------|-------|--------------------------------|
| | | | | S _t (cm) | S _t (cm) ZN | S _t (cm) ZC | ZN | ZC | | | |
| Porteur | 30x40 | 99.46 | 0.921 | 32.4 | 10 | 20 | 15 | 20 | 0.9 | 4T8 | 2,01 |
| Non Porteur | 30x35 | 52.07 | 0.551 | 28.35 | 8.75 | 17.5 | 15 | 20 | 0.78 | 4T8 | 2,01 |
| Poutre chaînage | 30x35 | 39.68 | 0.420 | 28.35 | 8.75 | 17.5 | 15 | 20 | 0.78 | 4T8 | 2,01 |

V.3.6. RECOUVREMENT DES AARMATURES LONGITUDINALES :

L_r = 50Ø (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

- Ø=20mm L_r=100cm
- Ø=16mm L_r=80cm
- Ø=14mm L_r=70cm

V.3.7. ARRET DES BARRES :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée int ermédiaire} \end{cases}$

Avec :L=Max(L_{gauche} ; L_{droite})

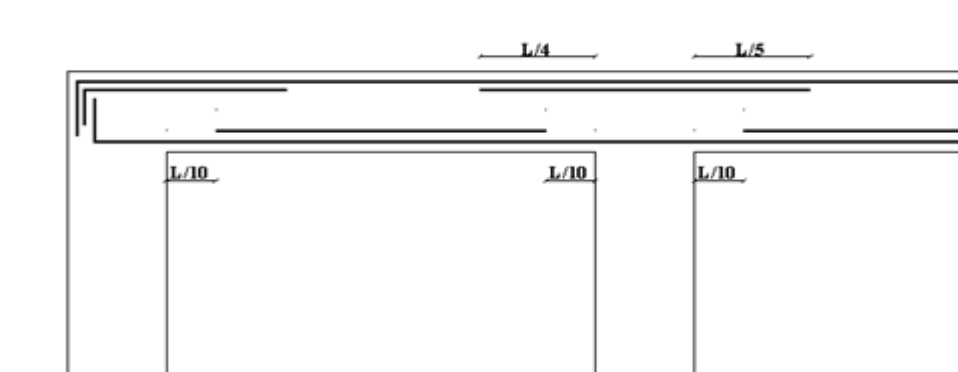


Figure.V.3 : arrêts des barres.

V.3.8. VERIFICATION DE LA FLECHE :

Calculées la flèche par le logiciel (SOCOTEC)

a. Poutre principale (30x 40)

Tableau .V.37 : Moment fléchissant et section d'armatures (RDC→ 7^{ème}).

| | |
|--|---------------------------------|
| d'u aux charges permanentes totale : | M_g : 51.48 kNm |
| d'u aux charges permanentes et charges d' exploitation : | M_p : 62.45 kNm |
| Section d'armatures tendues : | A_{St} : 6.03 cm ² |
| Section d'armatures comprimées : | A_{Sc} : 9.42 cm ² |

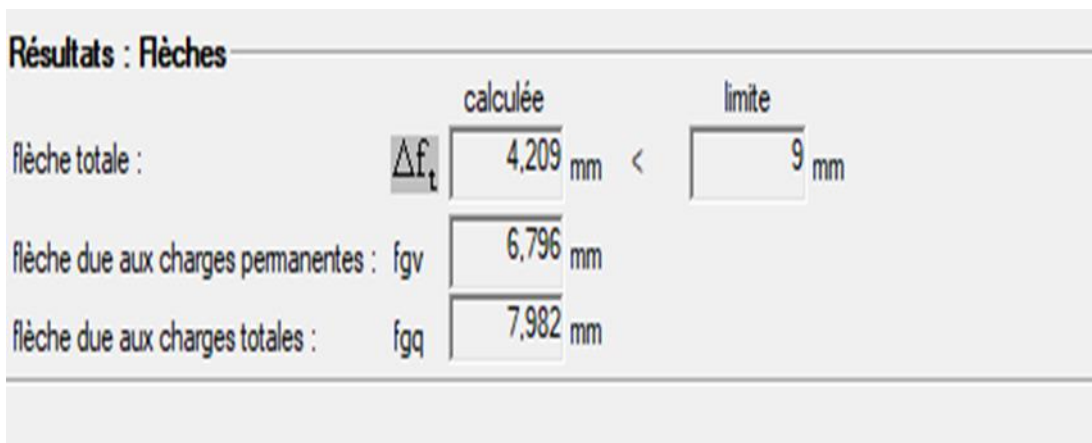


Figure.V.4 : résultats de flèches poutre principale(RDC→ 7^{ème})

Tableau V.38 : Moment fléchissant et section d'armatures (terrasse).

| | |
|--|---------------------------------|
| d'u aux charges permanentes totale : | M_g : 51.96 kNm |
| d'u aux charges permanentes et charges d' exploitation : | M_p : 61.68kNm |
| Section d'armatures tendues : | A_{St} : 6.03 cm ² |
| Section d'armatures comprimées : | A_{Sc} : 6.03 cm ² |

| Résultats : Flèches | | |
|---|----------|--------|
| | calculée | limite |
| flèche totale : Δf_t | 4,383 mm | 9 mm |
| flèche due aux charges permanentes : f_{gv} | 7,351 mm | |
| flèche due aux charges totales : f_{gq} | 8,473 mm | |

Figure V.5 : résultats de flèches poutre principale(terrasse).

b. Poutre secondaire (30x 35) :

Tableau V.39 : Moment fléchissant et section d'armatures.

| | |
|---|---------------------------------|
| d'u aux charges permanentes totale : | M_g : 23.74 kNm |
| d'u aux charges permanentes et charges d'exploitation : | M_p : 31.57kNm |
| Section d'armatures tendues : | A_{St} : 6.03 cm ² |
| Section d'armatures comprimées : | A_{Sc} : 6.03 cm ² |

| Résultats : Flèches | | |
|---|----------|--------|
| | calculée | limite |
| flèche totale : Δf_t | 2,453 mm | 8 mm |
| flèche due aux charges permanentes : f_{gv} | 3,112 mm | |
| flèche due aux charges totales : f_{gq} | 3,973 mm | |

Figure V.6 : résultats de flèches poutre secondaire

c. Poutre de chaînage (30x 35) :

Tableau.V.40 : Moment fléchissant et section d'armatures.

| | |
|--|---------------------------------|
| dû aux charges permanentes totales : | M_g : 20.21 kNm |
| dû aux charges permanentes et charges d'exploitation : | M_p : 23.47kNm |
| Section d'armatures tendues : | A_{st} 6.03 cm ² |
| Section d'armatures comprimées : | A_{sc} : 6.03 cm ² |

Résultats : Flèches

| | calculée | limite |
|---|----------|--------|
| flèche totale : Δf_t | 1,664 mm | 8 mm |
| flèche due aux charges permanentes : f_{gv} | 2,484 mm | |
| flèche due aux charges totales : f_{gq} | 2,819 mm | |

Figure V.7 : résultats de flèches poutre de chaînage

V.3.9.les schéma de ferrailage des poutres :

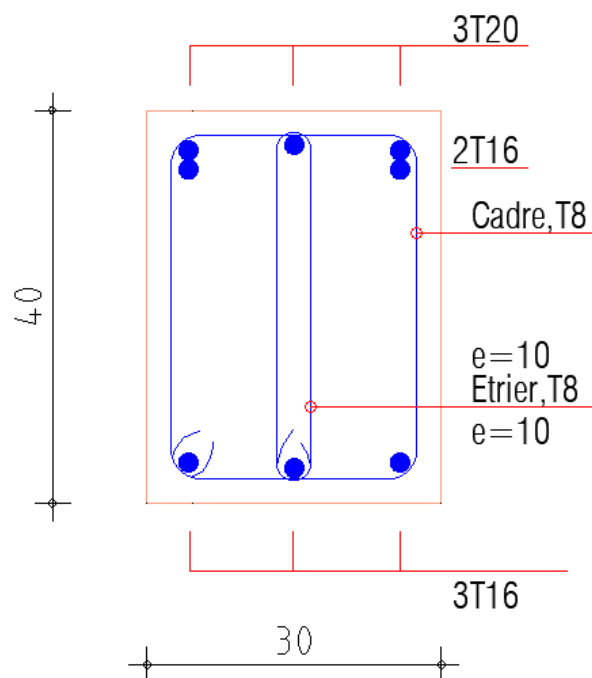


Figure V.8 : Ferrailage de poutre principale RDC → 7ème (appui).

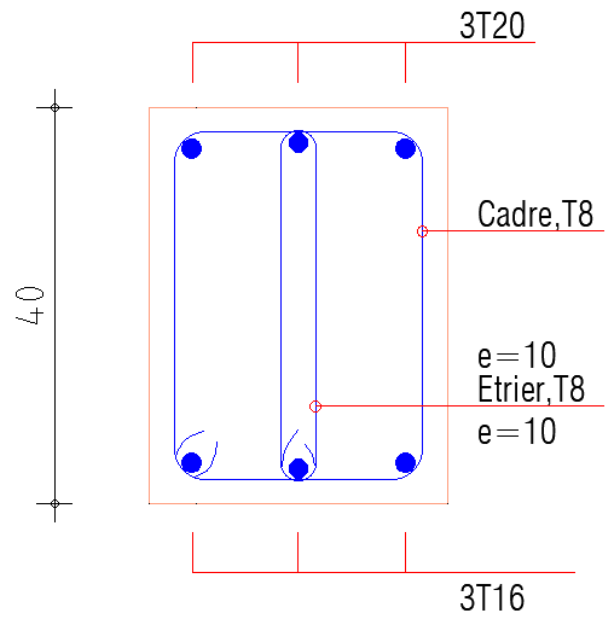


Figure V.9 : Ferrailage de poutre principale RDC → 7ème (travée).

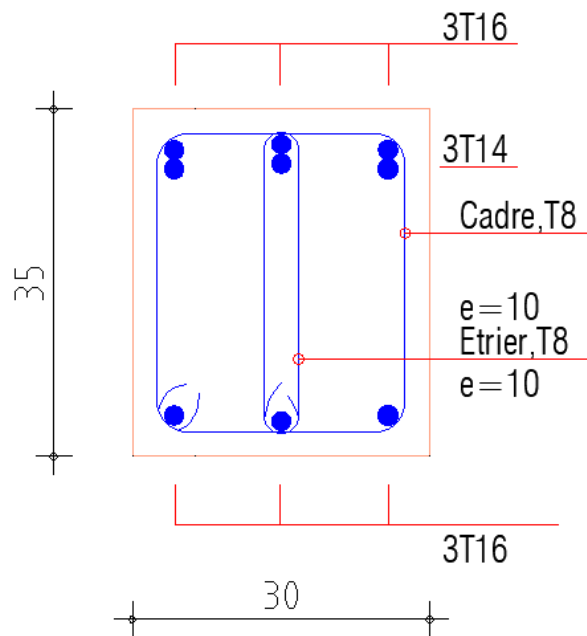


Figure V.10. Ferrailage de poutre secondaire RDC → terrasse (appui).

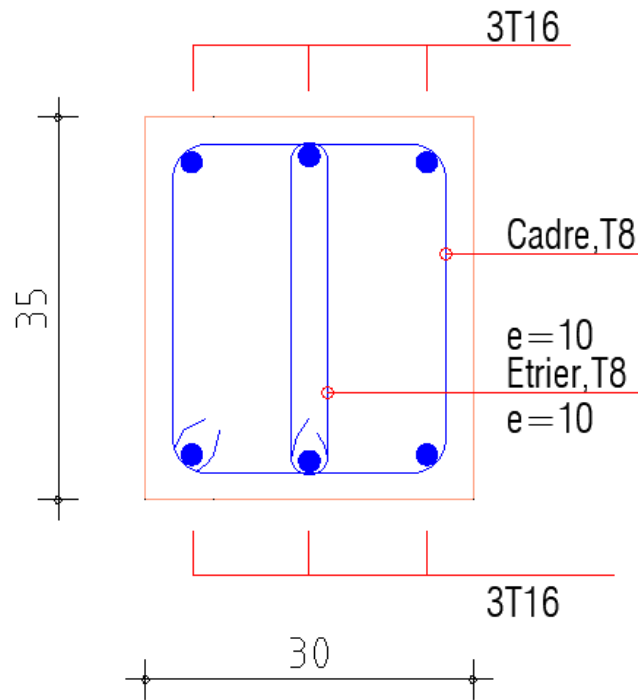


Figure V.11 : Ferrailage de poutre secondaire RDC → terrasse (travée).

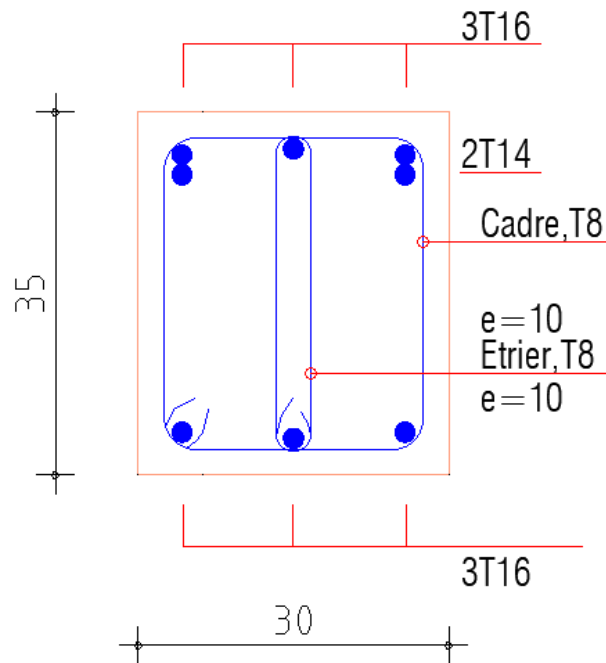


Figure V.12 : Ferrailage de poutre de chaînage RDC → terrasse (appui).

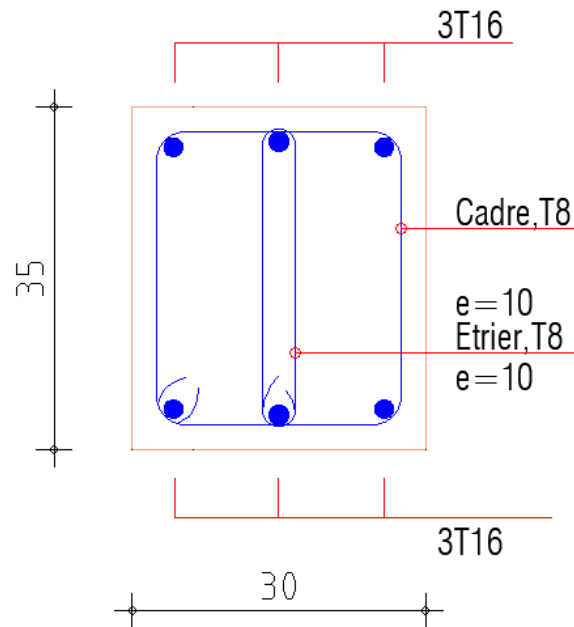


Figure V.13 : Ferrailage de poutre de chaînage RDC → terrasse (travée).

V.4.Ferraillage des voiles :

V.4.1. GENERALITE :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

Remarque :

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel, et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché » .

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et a leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression,

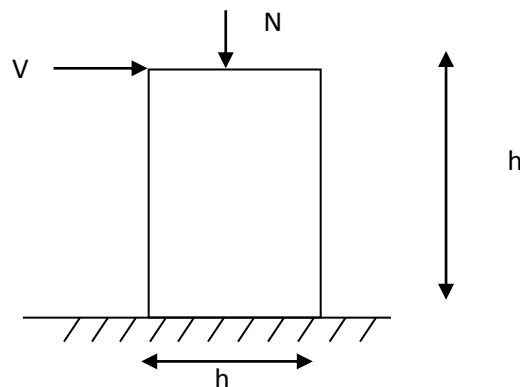
ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur. ^[7]

V. 4.2. INTRODUCTION AU FERRAILLAGE DES VOILES :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.



Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du

voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

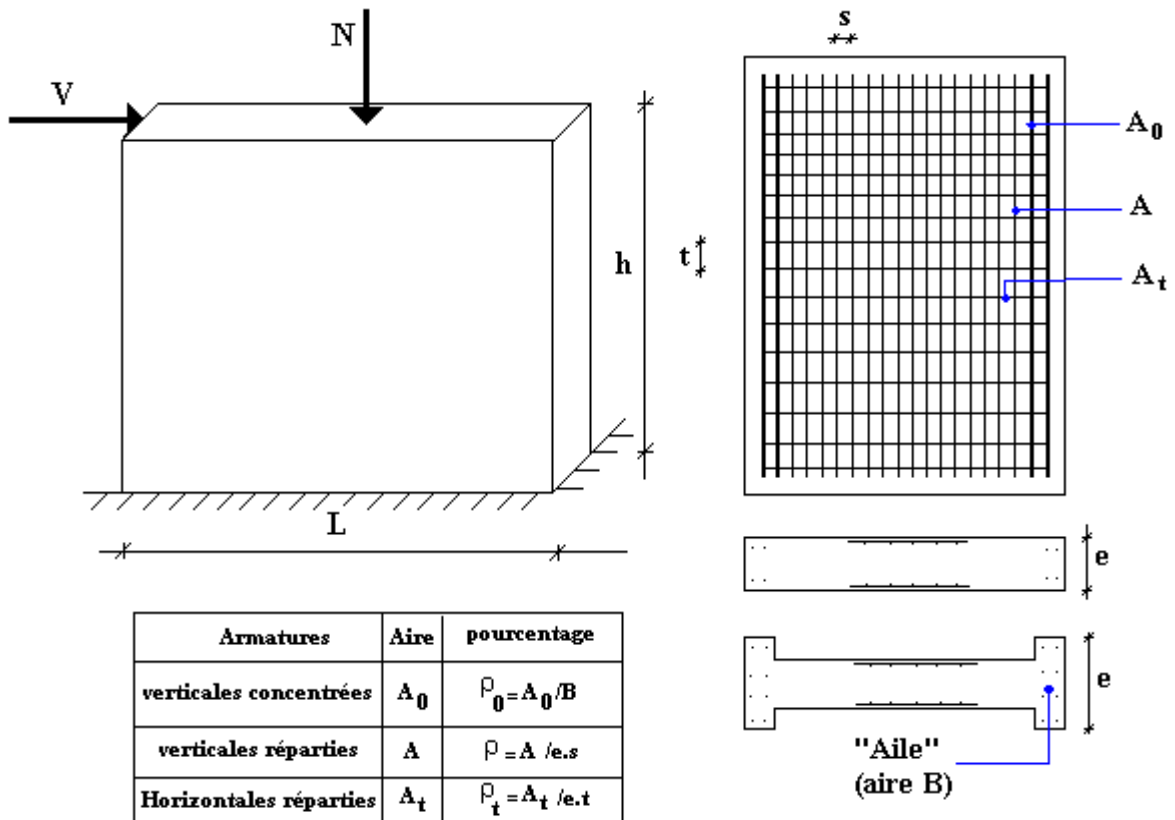


FIGURE V.14 : schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

V .4.3.JUSTIFICATIONS SOUS SOLLICITATIONS NORMALES :

a. Conditions d'application:

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10cm$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12cm$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15cm$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

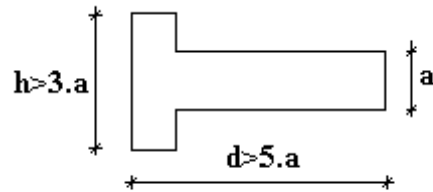


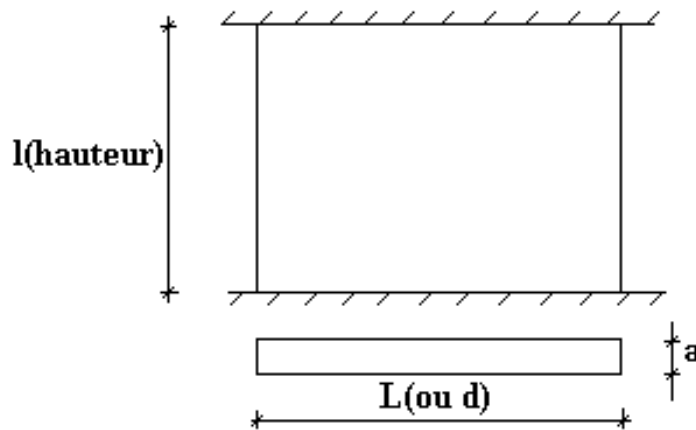
Figure V.15 : Définition de l'élément mur

b. Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit :

l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.



Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau V.41: Valeurs de (l_f/l) .

| <i>Liaisons du mur</i> | | <i>Mur armé verticalement</i> | <i>Mur non armé verticalement</i> |
|--|---|-------------------------------|-----------------------------------|
| <i>Mur encasté en tête et en pied</i> | <i>Il existe un plancher de part et d'autre</i> | 0,80 | 0,85 |
| | <i>Il existe un plancher d'un seul côté</i> | 0,85 | 0,90 |
| <i>Mur articulé en tête et en pied</i> | | 1,00 | 1,00 |

L'élanement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

b. Effort de compression en ELU :

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota:

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir

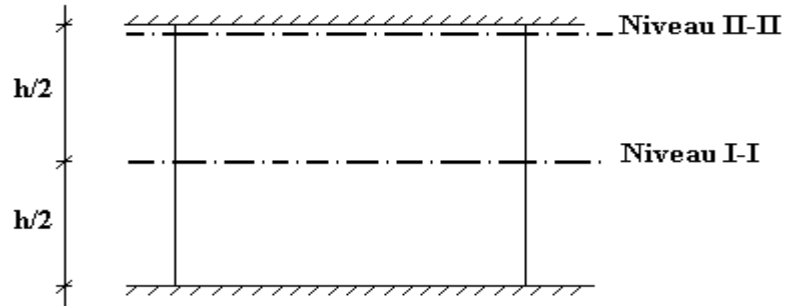
Tableau V.42 : Calcul de $\sigma_{u\lim}$.

| | <i>Notation</i> | <i>Unités</i> | <i>Voiles armé verticalement</i> | <i>Voile non armé verticalement</i> |
|--|-----------------|---------------|---|--|
| <i>Elancement</i> | λ | | $\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$ | |
| <i>Section réduite</i> | B_r | M^2 | $d(a-0,02)$ | |
| <i>Pour $\lambda \leq 50$</i> <i>Pour $50 \leq \lambda \leq 80$</i> | α | / | $\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$ | $\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$ |
| <i>Effort limite ELU</i> | $N_{u\lim}$ | kN | $\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$ | $\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$ |
| <i>Contraintes limites</i> | σ | kPa | $\sigma_{ba} = \frac{N_{u\lim}}{ad}$ | $\sigma_{bna} = \frac{N_{u\lim}}{ad}$ |

Remarque :

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{a d}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

c. Niveaux de vérification :



On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

d. Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre *a*

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :

Tableau V.43 : Aciers verticaux et horizontaux

| | Aciers verticaux | Aciers horizontaux |
|--------------------------------------|--|---|
| Espacement maximal entre axes | $S_t \leq \min (0,33m ; 2a)$ | $S_t \leq 0,33m$ |
| Acier minimal | $A_{sv} \geq \rho_v d a$ | $\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3}, 0,001 \right]$ |
| Pourcentage minimal | $\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire | $\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée |

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\ lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

Tableau V.44: Aciers transversaux

| | <i>Nombres d'armatures transversales</i> | <i>Diamètre ϕ_t</i> |
|-----------------------------|---|-------------------------------------|
| $\phi_l \leq 12mm$ | <i>4 épingles par m² de voile</i> | <i>6mm</i> |
| $12\ mm < \phi_l \leq 20mm$ | <i>Reprendre toutes les barres verticales</i> <i>Espacement $\leq 15\ \phi_l$</i> | <i>6mm</i> |
| $20mm < \phi_l$ | | <i>8mm</i> |

Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

V .4.4. Procédure De Ferrailage Des Trumeaux :

V 4.4.1. Introduction :

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

V.4.4.2. Méthode Simplifiée Basée Sur Les Contraintes :(Calcul Des Aciers Verticaux) :

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

1 - ZONE COMPRIMEE :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$$A_s = \text{Max} (\text{Min BAEL} ; \text{Min RPA}).$$

2 - ZONE TENDUE :

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v \dots \dots \dots (1)$$

Où $\Delta s = e \times l_m$

$\frac{A_s}{S}$ Est répartie sur S ; cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

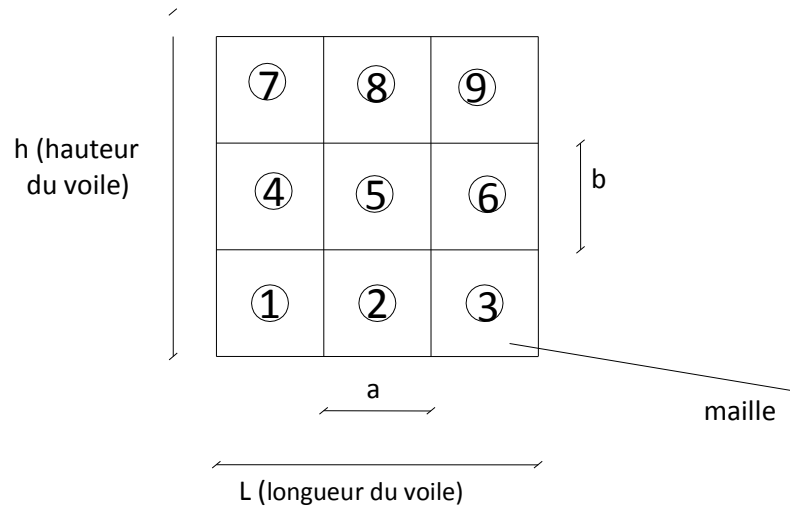


Figure V.16 : Discretisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

V .4.4.3. Aciers Horizontaux:

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par l'interface graphique du **sap2000**.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

V .4.4.4. Préconisation Du Règlement Parasismique Algérien (Rpa99 Version2003) :

a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,15%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,15 % de la section horizontale du béton tendu.

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm .

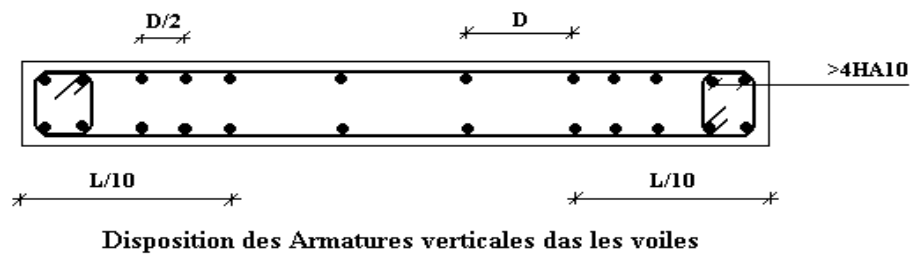


Figure V.17 : disposition des armatures verticales dans les voiles

b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile $0,15\%$
 - En zone courante $0,10\%$
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30\text{cm} \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Exemple de calcul (voile VI) :

Soit le voile de longueur

$$L = 3,15 \text{ m}$$

$$a = 0,15 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3,06 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

Le voile est découpé en 4 mailles horizontales de même longueur $L^i = 0,7875 \text{ m}$ et de section $S_i = L^i \cdot (a)$.

• **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de $3,06$ d'où la hauteur libre est égale à :

$$\blacksquare \quad h_e = 3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ m} \quad (0,35 \text{ m : hauteur de la poutre secondaire})$$

Tableau V.45: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.

| | Unité | Béton non armé | Béton armé |
|--|-------|--|---|
| Longueur de flambement l_f | m | $2.71 \times 0,85 = 2,303$ | $0,8 \times 2.76 = 2,168$ |
| Elancement λ | | $\frac{l_f \sqrt{12}}{0,20} = 39.88$ | $\frac{l_f \sqrt{12}}{0,20} = 37.55$ |
| Coefficient α | | 0,446 | 0.657 |
| Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1m$ | M^2 | $(a-0,02) = (0,20-0,02) = 0.18$ | $(a-0,02)1 = (0,20-0,02)1 = 0.18$ |
| Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 1m$ | MPa | $\sigma_{bna} = 0,446 \left[\frac{0,15 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,20} \right]$ $\sigma_{bna} = 18,11.MPa$ | $\sigma_{ba} = \frac{0,657}{1 \times 0,20} \left(\frac{0,15 \times 25}{0,9 * 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 16,13.MPa$ |

Remarque :

$\sigma_{ba} = 16.13 MPa$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$B_{et} = (0,15) (1) m^2$

$A_s = 1,5 \times 10^{-4} cm^2$

Tableau V.46. Calcul des armatures verticales de l'exemple

| Maile (ou élément de voile) | 1 | 2 |
|--|--------|--------|
| Dimensions (m^2) $(a * l) = S_j$ | 0.2 | 0.2 |
| Contrainte moyenne par bande σ_j (MPa) | 3.58 | 5.25 |
| Force de traction $F_t(N) = \sigma_j S_j$ | 0.72 | 1.05 |
| Section d'acier (cm^2) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s = 1$) | 17.90 | 26.25 |
| Aciers minimaux (cm^2) 1. Selon BAEL: $0,1\% S_{béton}$ | 2 3 | 2 3 |

| | | |
|---|---|---|
| <p>2. Selon RPA99: 0,15 %Sbéton</p> | | |
| <p>Acier total (sur deux faces en cm²) S_i: espacement (Cm)</p> | <p>2 x 6T14 = 18.48 $\frac{100}{5} = 20$</p> | <p>2 x 9T14 = 27.72 $\frac{100}{8} = 12.5$</p> |
| <p>S ≤ (1.5 a, 30cm) S ≤ 25.5 cm</p> | <p>vérifié</p> | <p>vérifié</p> |

• **Armatures de joint de bétonnage (aciens de couture)**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12}.a.Li$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{0,96(200)(1000)}{400} 1,4 = 739.2mm^2$$

$$A_{vj} = 7.39cm^2$$

• **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8f_e)0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4\tau_u = 1,4S_{12}$$

$$S_{t\min} = 300mm$$

$$A_{h1} = \frac{1,4(0,96)(200)(300)}{(0,8)(400)(0,8)} = 3.15cm^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (27.72) = 18.48cm^2$$

$$A_{h\min} = (0,15\%) \cdot a \cdot l = \frac{0,15}{100} (20)(100) = 3cm^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 18.48cm^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 9T12 = 20.34 cm^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{1000}{8} = 125mm$$

$$\text{On prend : } S_t = 130 mm < S_{t\min} = 300 mm \quad \dots \text{ vérifié}$$

V.4.5. PRESENTATION DES RESULTATS :

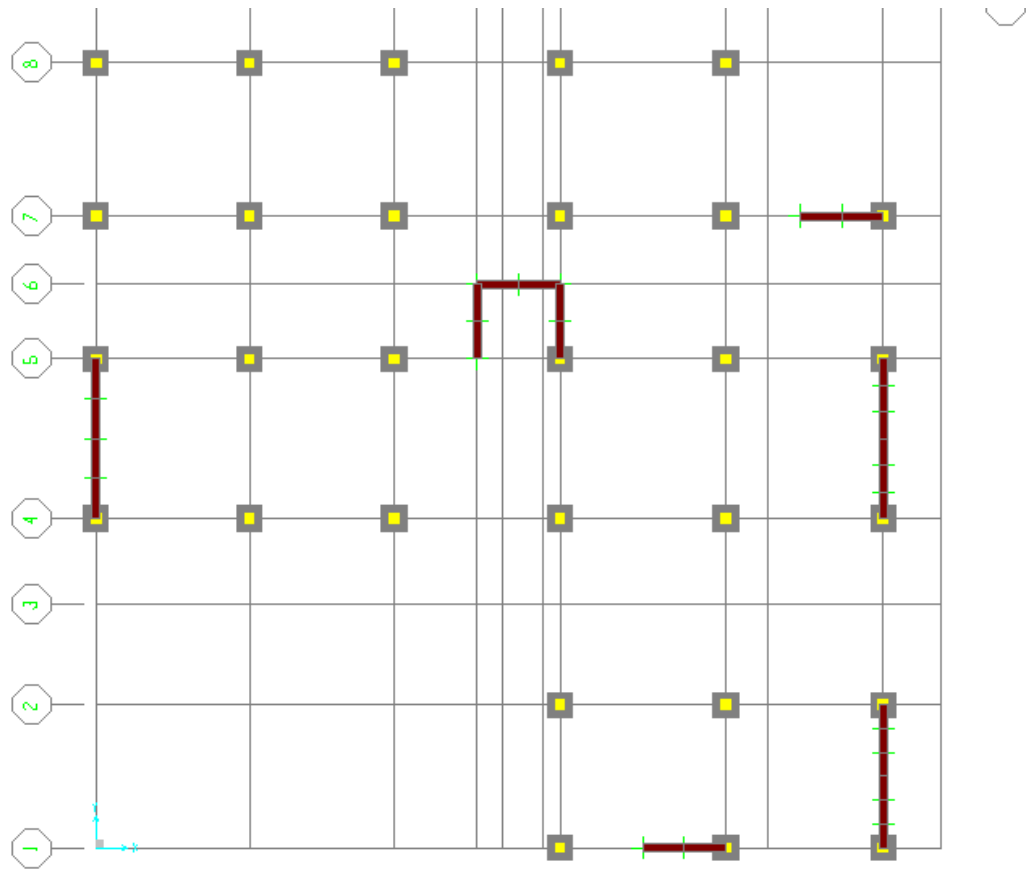


FIGURE V.18 : Disposition des voiles.

Tableau V.47 : Caractéristiques des voiles

| | e (cm) | Li(m) | Lvoile(m) |
|-------|--------|-------|-----------|
| V x 1 | 20 | 1 | 2 |
| V x 2 | 20 | 1 | 2 |
| V x 3 | 20 | 1 | 2 |
| V y 1 | 20 | 0.575 | 2.3 |
| V y 2 | 20 | 0.642 | 2.58 |
| V y 3 | 20 | 0.9 | 1.8 |
| V y 4 | 20 | 0.9 | 1.8 |
| V y 5 | 20 | 0.962 | 3.84 |

Nota :

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge $G + Q \pm E$.

Zone I \Rightarrow RDC – 5^{ème}

Zone II \Rightarrow 6^{ème}– 9^{ème}

Armature verticale de traction

Tableau V.48 : Calcul des armatures du voile ($V \times I$).

| Hauteur (m) | Maille | S_i (m ²) | σ_j (MPa) | F_t (MN) | A_s (cm ²) | A_{smin} (cm ²) | Le choix | $A_{vadopté}$ (cm ²) | esp |
|-------------|--------|-------------------------|------------------|------------|--------------------------|-------------------------------|----------|----------------------------------|-----|
| ZONE I | 1 | 0,2 | 4.7 | 0.94 | 23.5 | 3 | 2x3T14 | 27.71 | 7.5 |
| | | | | | | | 2x6T14 | | 15 |
| | 2 | 0,2 | 4.26 | 0.62 | 21.3 | 3 | 2x7T14 | 21.55 | 15 |
| ZONE II | 1 | 0,2 | 1.15 | 0.23 | 5.75 | 3 | 2x3T12 | 20.36 | 7.5 |
| | | | | | | | 2x6T12 | | 15 |
| | 2 | 0,2 | 0.98 | 0.20 | 4.90 | 3 | 2x7T12 | 15.83 | 15 |

Tableau V.49 : Calcul des armatures du voile ($V \times 2$).

| Hauteur (m) | Maille | S_i (m ²) | σ_j (MPa) | F_t (MN) | A_s (cm ²) | A_{smin} (cm ²) | Le choix | A_v adopté (cm ²) | esp |
|-------------|--------|-------------------------|------------------|------------|--------------------------|-------------------------------|----------|---------------------------------|-----|
| ZONE I | 1 | 0,2 | 1.98 | 0.4 | 9.9 | 3 | 2x3T12 | 20.36 | 7.5 |
| | | | | | | | 2x6T12 | | 15 |
| | 2 | 0,2 | 1.69 | 0.34 | 8.45 | 3 | 2x7T12 | 15.83 | 15 |
| ZONE II | 1 | 0,2 | 0.95 | 0.19 | 4.75 | 3 | 2x3T10 | 14.14 | 7.5 |
| | | | | | | | 2x6T10 | | 15 |
| | 2 | 0,2 | 1.01 | 0.20 | 5.05 | 3 | 2x6T10 | 11 | 15 |
| | | | | | | | 2x3T10 | | 7.5 |

Tableau V.50 : Calcul des armatures du voile ($V \times 3$).

| Hauteur (m) | Maille | S_i (m ²) | σ_j (MPa) | F_t (MN) | A_s (cm ²) | A_{smin} (cm ²) | Le choix | A_v adopté (cm ²) | esp |
|-------------|--------|-------------------------|------------------|------------|--------------------------|-------------------------------|----------|---------------------------------|-----|
| ZONE I | 1 | 0,2 | 3.13 | 0.63 | 15.65 | 3 | 2x3T14 | 27.71 | 7.5 |
| | | | | | | | 2x6T14 | | 15 |
| | 2 | 0,2 | 2.93 | 0.59 | 14.65 | 3 | 2x7T14 | 21.55 | 15 |
| ZONE II | 1 | 0,2 | 0.91 | 0.18 | 4.55 | 3 | 2x3T12 | 20.36 | 7.5 |
| | | | | | | | 2x6T12 | | 15 |
| | 2 | 0,2 | 1.45 | 0.29 | 7.25 | 3 | 2x7T12 | 15.83 | 15 |

Tableau V.51 : Calcul des armatures du voile ($V \times 1$).

| Hauteur (m) | Maille | S_i (m ²) | σ_j (MPa) | F_t (MN) | A_s (cm ²) | A_{smin} (cm ²) | Le choix | A_v adopté (cm ²) | esp |
|-------------|--------|-------------------------|------------------|------------|--------------------------|-------------------------------|----------|---------------------------------|-----|
| ZONE I | 1 | 0.115 | 1.7 | 0.2 | 4.89 | 1.725 | 2x4T12 | 13.57 | 7.5 |
| | | | | | | | 2x2T12 | | 15 |
| | 2 | 0.115 | 0.85 | 0.1 | 2.44 | 1.725 | 2x4T12 | 4.52 | 15 |
| | 3 | / | / | / | / | / | / | / | / |
| | 4 | / | / | / | / | / | / | / | / |
| | 5 | 0.115 | 0.49 | 0.06 | 1.41 | 1.725 | 2x4T12 | 4.52 | 15 |
| ZONE II | 1 | 0.115 | 0.33 | 0.04 | 0.95 | 1.725 | 2x4T10 | 9.42 | 7.5 |
| | | | | | | | 2x2T10 | | 15 |
| | 2 | 0.115 | 0.41 | 0.05 | 1.18 | 1.725 | 2x4T10 | 3.14 | 15 |
| | 3 | / | / | / | / | / | / | / | / |
| | 4 | / | / | / | / | / | / | / | / |
| | 5 | 0.115 | 0.29 | 0.03 | 0.83 | 1.725 | 2x4T10 | 3.14 | 15 |
| 6 | 0.115 | 0.65 | 0.07 | 1.87 | 1.725 | 2x4T10 | 9.42 | 7.5 | |
| 2x2T10 | 15 | | | | | | | | |

Tableau V.52 : Calcul des armatures du voile (V y 2).

| Hauteur (m) | Maille | S_i (m ²) | σ_j (MPa) | F_t (MN) | A_s (cm ²) | A_{smin} (cm ²) | Le choix | $A_{vadopté}$ (cm ²) | esp |
|-------------|--------|-------------------------|------------------|------------|--------------------------|-------------------------------|----------|----------------------------------|-----|
| ZONE I | 1 | 0.128 | 1.58 | 0.03 | 0.64 | 1.92 | 2x5T12 | 15.83 | 7.5 |
| | | | | | | | 2x2T12 | | 15 |
| | 2 | 0.128 | 0.67 | 0.09 | 2.15 | 1.92 | 2x4T12 | 4.52 | 15 |
| | 3 | / | / | / | / | / | / | / | / |
| | 4 | / | / | / | / | / | / | / | / |
| | 5 | 0.128 | 0.44 | 0.06 | 1.41 | 1.92 | 2x4T12 | 4.52 | 15 |
| ZONE II | 1 | 0.128 | 0.32 | 0.04 | 1.03 | 1.92 | 2x5T10 | 11 | 7.5 |
| | | | | | | | 2x2T10 | | 15 |
| | 2 | 0.128 | 0.27 | 0.03 | 0.87 | 1.92 | 2x4T10 | 3.14 | 15 |
| | 3 | / | / | / | / | / | / | / | / |
| | 4 | / | / | / | / | / | / | / | / |
| | 5 | 0.128 | 0.5 | 0.06 | 1.61 | 1.92 | 2x4T10 | 3.14 | 15 |
| 6 | 0.128 | 0.41 | 0.05 | 1.32 | 1.92 | 2x5T10 | 11 | 7.5 | |
| | | | | | | 2x2T10 | | 15 | |

Tableau V.53 : Calcul des armatures du voile (V y 3).

| Hauteur (m) | Maille | S_i (m ²) | σ_j (MPa) | F_t (MN) | A_s (cm ²) | A_{smin} (cm ²) | Le choix | $A_{vadopté}$ (cm ²) | esp |
|-------------|--------|-------------------------|------------------|------------|--------------------------|-------------------------------|----------|----------------------------------|-----|
| ZONE I | 1 | 0.18 | 0.61 | 0.11 | 2.75 | 2.7 | 2x2T12 | 15.83 | 7.5 |
| | | | | | | | 2x5T12 | | 15 |
| | 2 | 0.18 | 0.94 | 0.17 | 4.23 | 2.7 | 2x6T12 | 6.79 | 15 |
| ZONE II | 1 | 0.18 | 0.43 | 0.08 | 1.94 | 2.7 | 2x2T10 | 10.99 | 7.5 |
| | | | | | | | 2x5T10 | | 15 |
| | 2 | 0.18 | 0.23 | 0.04 | 1.04 | 2.7 | 2x5T10 | 9.42 | 15 |
| | | | | | | | 2x2T10 | | 7.5 |

Tableau V.54 : Calcul des armatures du voile (V y 4).

| Hauteur (m) | Maille | S_i (m²) | σ_j (MPa) | F_t (MN) | A_s (cm²) | A_{smin} (cm²) | Le choix | A_{vadopté} (cm²) | esp |
|--------------------|---------------|--------------------------------------|----------------------------|---------------------------|---------------------------------------|--|-----------------|---|------------|
| ZONE I | 1 | 0.18 | 0.44 | 0.08 | 1.98 | 2.7 | 2x2T12 | 15.83 | 7.5 |
| | | | | | | | 2x5T12 | | 15 |
| | 2 | 0.18 | 1.32 | 0.24 | 5.94 | 2.7 | 2x6T12 | 6.79 | 15 |
| ZONE II | 1 | 0.18 | 0.31 | 0.06 | 1.4 | 2.7 | 2x2T10 | 10.99 | 7.5 |
| | | | | | | | 2x5T10 | | 15 |
| | 2 | 0.18 | 1.01 | 0.18 | 4.55 | 2.7 | 2x5T10 | 9.42 | 15 |
| | | | | | | | 2x2T10 | | 7.5 |

Tableau V.55 : Calcul des armatures du voile (V y 5).

| Hauteur (m) | Maille | S_i (m²) | σ_j (MPa) | F_t (MN) | A_s (cm²) | A_{smin} (cm²) | Le choix | A_{vadopté} (cm²) | Esp |
|--------------------|---------------|--------------------------------------|----------------------------|---------------------------|---------------------------------------|--|-----------------|---|------------|
| ZONE I | 1 | 0.192 | 4.57 | 0.87 | 21.75 | 2.88 | 2x5T14 | 24.44 | 7.5 |
| | | | | | | | 2x4T12 | | 15 |
| | 2 | 0.192 | 1.27 | 0.24 | 6.11 | 2.88 | 2x6T12 | 6.79 | 15 |
| | 3 | 0.192 | 1.18 | 0.23 | 5.68 | 2.88 | 2x6T12 | 6.79 | 15 |
| | 4 | 0.192 | 5.23 | 1.01 | 25.16 | 2.88 | 2x4T12 | 24.44 | 15 |
| | | | | | | | 2x5T14 | | 7.5 |
| ZONE II | 1 | 0.192 | 1.38 | 0.27 | 6.64 | 2.88 | 2x5T12 | 17.59 | 7.5 |
| | | | | | | | 2x4T10 | | 15 |
| | 2 | 0.192 | 0.13 | 0.03 | 6.63 | 2.88 | 2x6T10 | 4.71 | 15 |
| | 3 | 0.192 | 0.3 | 0.06 | 1.44 | 2.88 | 2x6T10 | 4.71 | 15 |
| | 4 | 0.192 | 2.04 | 0.39 | 9.81 | 2.88 | 2x4T10 | 17.59 | 10 |
| | | | | | | | 2x5T12 | | 7.5 |

Aciers de couture :

Tableau V.56 : Calcul des aciers de coutures des voiles

| Voiles | Etages | τ_u (Mpa) | Avj cal (cm ²) | Le choix | As Adopté (cm ²) | ST (cm) |
|--------|--|-------------------|-------------------------------|----------|------------------------------------|------------|
| VX1 | RDC... 4 ^{ème} | 0.96 | 7.93 | 2× 2T12 | 9.04 | 20 |
| | 5 ^{ème} 8 ^{ème} | 1.16 | 8.93 | 2× 6T10 | 9.48 | 20 |
| VX2 | RDC... 4 ^{ème} | 1.78 | 13.71 | 2× 7T12 | 15.82 | 20 |
| | 5 ^{ème} 8 ^{ème} | 1.17 | 9.01 | 2× 6T10 | 9.48 | 20 |
| VX3 | RDC... 4 ^{ème} | 0.96 | 7.39 | 2× 3T14 | 9.24 | 20 |
| | 5 ^{ème} 8 ^{ème} | 2.22 | 17.09 | 2× 8T12 | 18.08 | 20 |
| Vy1 | RDC... 4 ^{ème} | 0.83 | 3.67 | 2× 2T12 | 4.52 | 20 |
| | 5 ^{ème} 8 ^{ème} | 0.67 | 2.97 | 2× 2T10 | 3.16 | 20 |
| Vy2 | RDC... 4 ^{ème} | 0.89 | 4.40 | 2× 2T12 | 4.52 | 20 |
| | 5 ^{ème} 8 ^{ème} | 0.98 | 4.84 | 2× 4T10 | 6.32 | 20 |
| Vy3 | RDC... 4 ^{ème} | 1 | 6.93 | 2× 4T12 | 9.04 | 20 |
| | 5 ^{ème} 8 ^{ème} | 0.94 | 6.51 | 2× 5T10 | 7.9 | 20 |
| Vy4 | RDC... 4 ^{ème} | 0.44 | 3.05 | 2× 2T12 | 4.52 | 20 |
| | 5 ^{ème} 8 ^{ème} | 0.42 | 2.91 | 2× 2T10 | 3.16 | 20 |
| Vy5 | RDC... 4 ^{ème} | 1.02 | 7.56 | 2× 4T12 | 9.04 | 20 |
| | 5 ^{ème} 8 ^{ème} | 0.72 | 5.33 | 2× 4T10 | 6.32 | 20 |

• *Aciers de horizontaux :*

Tableau V.57 : Calcul des aciers horizontaux des voiles

| Voiles | Etages | τ_u (Mpa) | | Avj (cm ²) | Ah1 (cm) | Ah2 (cm) | Ah min (cm) | Ah (cm) | Le choix | As adp (cm ²) |
|--------|--|-------------------|--|---------------------------|-------------|-------------|-------------------|------------|----------|---------------------------------|
| VX1 | RDC... 4 ^{ème} | 1.344 | | 27.71 | 3.15 | 18.47 | 3 | 18.47 | 2× 6T14 | 18.48 |
| | 5 ^{ème} 8 ^{ème} | 1.624 | | 20.36 | 7.28 | 13.57 | 3 | 13.57 | 2× 7T12 | 15.82 |
| VX2 | RDC... 4 ^{ème} | 2.492 | | 20.36 | 5.84 | 13.57 | 3 | 13.57 | 2× 5T14 | 15.4 |
| | 5 ^{ème} 8 ^{ème} | 1.638 | | 14.14 | 3.84 | 9.43 | 3 | 9.43 | 2× 5T12 | 11.3 |
| VX3 | RDC... 4 ^{ème} | 3.108 | | 27.71 | 3.15 | 18.47 | 3 | 18.47 | 2× 6T14 | 18.48 |
| | 5 ^{ème} 8 ^{ème} | 1.344 | | 20.36 | 7.28 | 13.57 | 3 | 13.57 | 2× 7T12 | 15.82 |
| Vy1 | RDC... 4 ^{ème} | 1.162 | | 13.57 | 2.72 | 9.05 | 1.73 | 9.05 | 3× 2T14 | 9.24 |
| | 5 ^{ème} 8 ^{ème} | 0.938 | | 9.42 | 2.20 | 6.28 | 1.73 | 6.28 | 3× 1T12 | 6.78 |
| Vy2 | RDC... 4 ^{ème} | 1.246 | | 15.83 | 2.92 | 10.55 | 1.93 | 10.55 | 4× 2T14 | 12.32 |
| | 5 ^{ème} 8 ^{ème} | 1.372 | | 11 | 3.22 | 7.33 | 1.93 | 7.33 | 2× 4T12 | 9.04 |

| | | | | | | | | | | |
|------------|--|-------|--|-------|------|-------|------|-------|---------|-------|
| Vy3 | RDC... 4 ^{ème} | 1.4 | | 15.83 | 3.28 | 10.55 | 2.7 | 10.55 | 4× 2T14 | 12.32 |
| | 5 ^{ème} 8 ^{ème} | 1.316 | | 10.99 | 3.08 | 7.33 | 2.7 | 7.33 | 4× 4T12 | 9.04 |
| Vy4 | RDC... 4 ^{ème} | 0.616 | | 15.83 | 1.44 | 10.55 | 2.7 | 10.55 | 4× 2T14 | 12.32 |
| | 5 ^{ème} 8 ^{ème} | 0.588 | | 10.99 | 1.38 | 7.33 | 2.7 | 7.33 | 4× 4T12 | 9.04 |
| Vy5 | RDC... 4 ^{ème} | 1.428 | | 24.44 | 3.35 | 16.29 | 2.89 | 16.29 | 6× 9T14 | 18.48 |
| | 5 ^{ème} 8 ^{ème} | 1.008 | | 17.59 | 2.36 | 11.73 | 2.89 | 11.73 | 6× 4T12 | 13.56 |

Remarque :

Les résultats de ferrailage trouvés dans les tableaux précédents nous donnent plusieurs modèles de ferrailage. La mise en œuvre de ces modèles sur chantier exige des moyens importants tels que la main d'œuvre qualifiée. Pour éviter tous risque de lacune dans la réalisation on choisira un modèle de ferrailage simple, uniforme, qui répond aux exigences réglementaires.

V.4.4.6. Schéma de ferrailage des voiles :

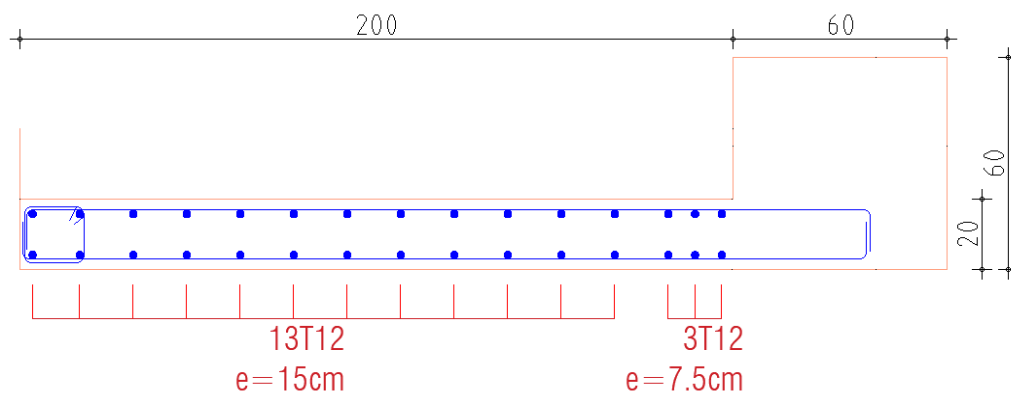


Figure V.18 : Ferrailage du voile Vx1 Zone 1

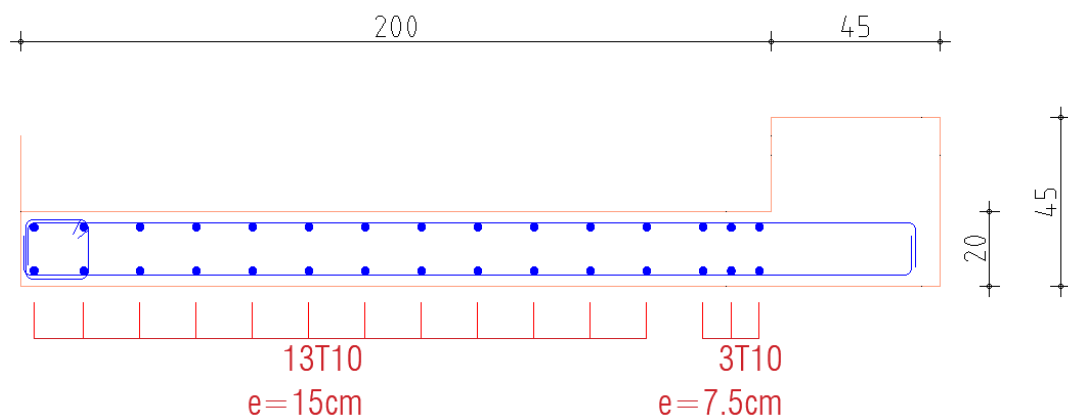


Figure V.19 : Ferrailage du voile Vx1 Zone2

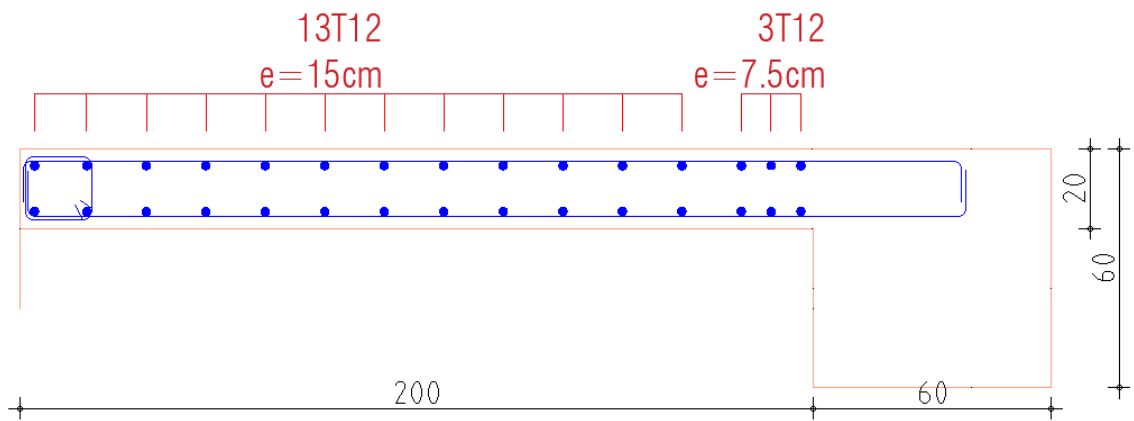


Figure V.20 : Ferrailage du voile Vx3 Zone 1

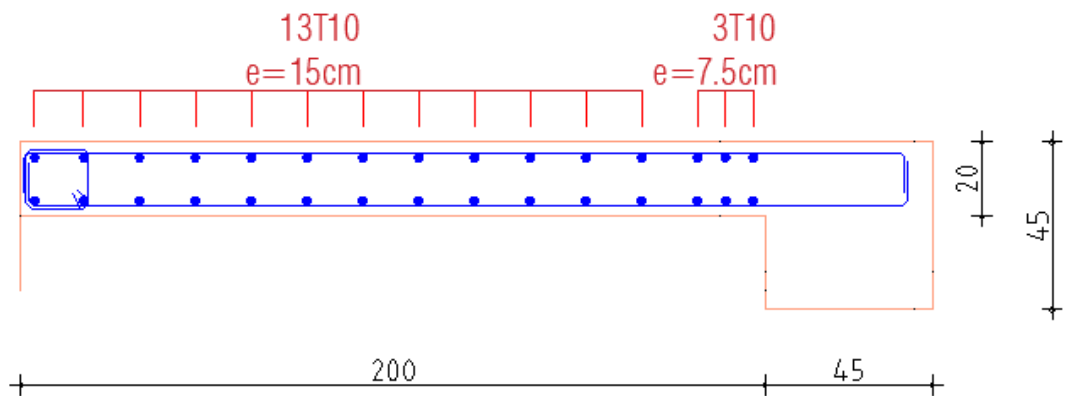


Figure V.21 : Ferrailage du voile Vx3 Zone 2

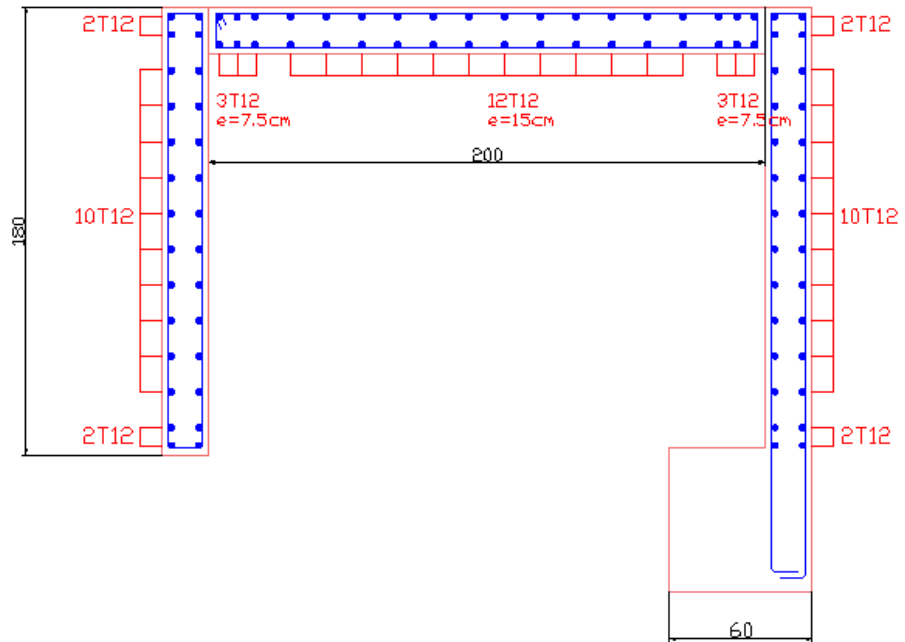


Figure V.22 : Ferrailage du voile de la cage d'ascenseur Zone 1

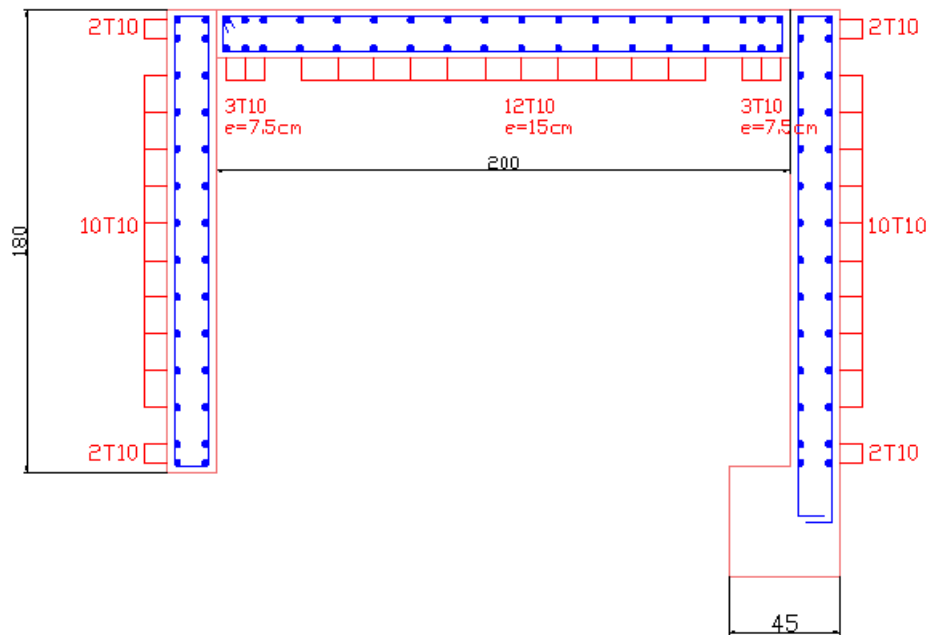


Figure V.23: Ferrailage du voile de la cage d'ascenseur Zone 2.

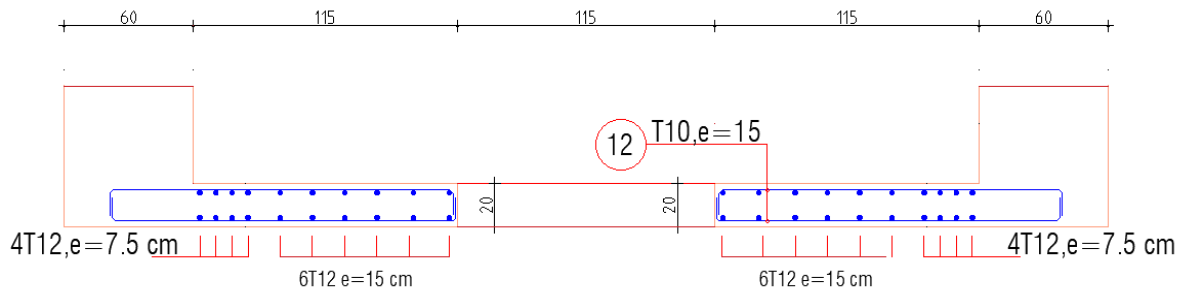


Figure V.24: Ferrailage du voile Vy1Zone 1

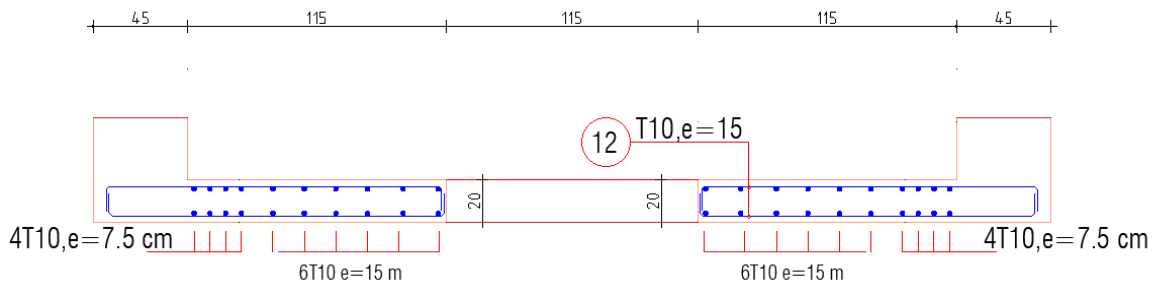


Figure V.25: Ferrailage du voile Vy1 Zone 2

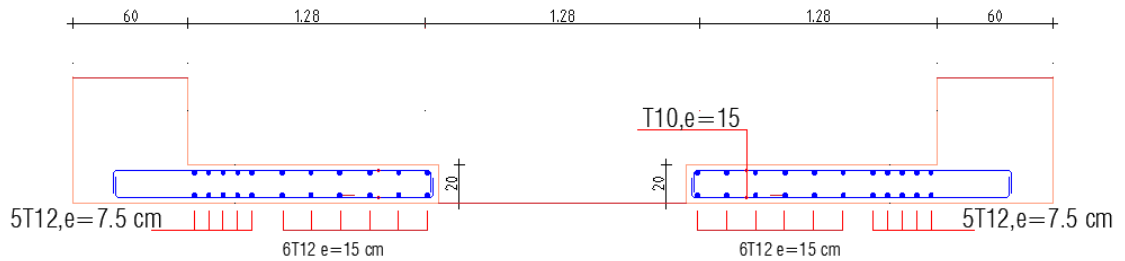


Figure V.26: Ferrailage du voile Vy2 Zone 1

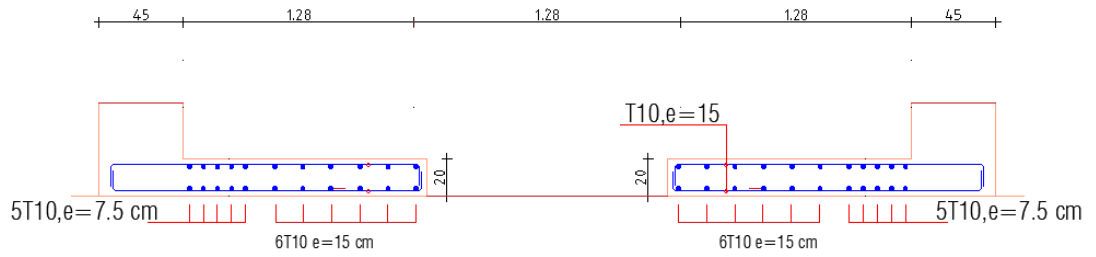


Figure V.27 : Ferrailage du voile Vy2 Zone 2

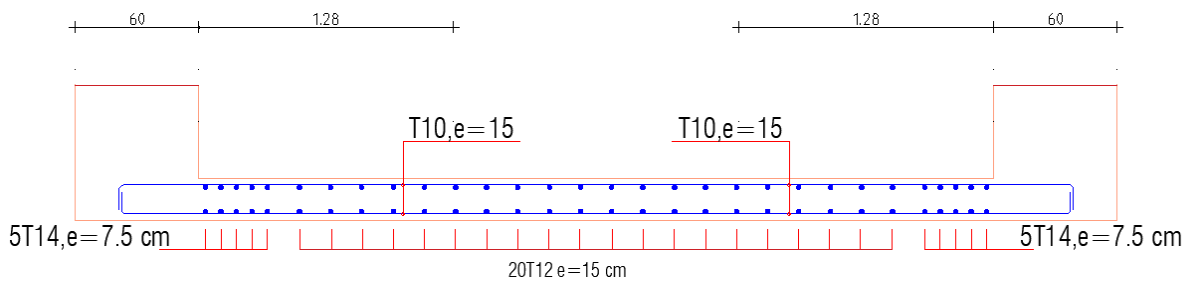
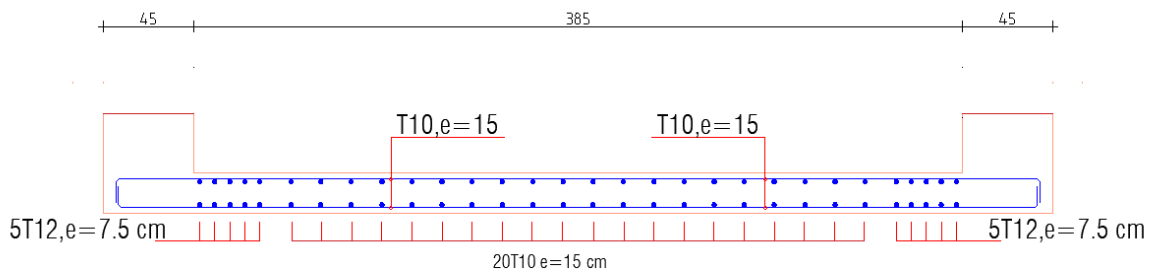


Figure V.28 : Ferrailage du voile Vy5 Zone 1



Y

Figure V.29 : Ferrailage du voile Vy5 Zone 2

V.4.7. FERRAILLAGE DES LINTEAUX :

- Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi encastrés dans les trumeaux.

Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment M et un effort tranchant V . Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple.

- La méthode de ferrailage décrite ci-dessus est proposée dans le **RPA99 version 2003**.
- Le **RPA99 version 2003** limite les contraintes de cisaillement (dans les linteaux (et les trumeaux)) dans le béton à : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec} \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$$

Ou bien : $\tau_b = 1,4 \tau_u^{cal}$ ($\tau_u^{cal} = S_{12}$ du fichier résultats du **sap2000**)

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = $0,9h$.

h : Hauteur totale de la section brute.

Premier Cas : $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

- Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V)
- On devra disposer :
 - Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
 - Des aciers transversaux (A_t)
 - Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau (A_c)

a. Aciers Longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e}$$

Avec: $Z = h - 2d'$

Où:

h : Est la hauteur totale du linteau.

d' : Est la distance d'enrobage.

M : Moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

b. Aciers Transversaux :

Deux cas se présentent :

α . Premier sous cas : Linteaux Longs $(\lambda_g = \frac{l}{h} > 1)$

On a :
$$S \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$$

Où : S : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Représente la section d'une cour d'armatures transversales.

$$Z = h - 2 d'$$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

l : Représente la portée du linteau.

β - Deuxième Sous Cas : Linteaux Courts $(\lambda_g \leq 1)$

On doit avoir :
$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

Avec : $V = \text{Min}(V_1, V_2)$

$$V_2 = 2 V_u^{cal}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec : M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} (voir figure suivante) et calculés par : $M_c = A_t f_e Z$

Où : $Z = h - 2 d'$

. Deuxième Cas : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M , V) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de A_D se fait suivant la formule :
$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec :
$$\text{tg } \alpha = \frac{h - 2d}{l}$$

Et : $V = V_u^{cal}$ (sans majoration) $(\tau_u = \frac{V_u^{cal}}{e h} = S_{12})$

6.3. Ferrailage Minimal

b : Epaisseur du linteau

h : Hauteur totale du linteau

S : Espacement des armatures transversales

a. Armatures Longitudinales A_l et A'_l :

$(A_l, A'_l) \geq 0,0015 b h$ (0,15%) (avec A_l lit inférieur et A'_l lit supérieur)

b. Armatures Transversales A_t :

- si $\tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b S$
- si $\tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025 b S$

$$S_t \leq \frac{h}{4} \quad (\text{Espacement des cadres})$$

c. Armatures de Peau (ou en section courante) A_c :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0,2%

C'est à dire : $A_c \geq 0,002bh$ (en deux nappes)

d. Armatures Diagonales A_D :

- si $\tau_b \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$
- si $\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0,0015 b h$

Exemple de calcul :

Linteau type 1 :

Soit le linteau suivant :

$$h = 0,765 m$$

$$l = 1,15m$$

$$b = 0,20m$$

Les calculs :

- $\tau_b = 2,78MPa$
- $0,06 f_{c28} = \tau'_b = 1,5MPa$

$$\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow \text{On est dans le cas } N^{\circ}2$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

➤ $A_l = A'_l \geq 0,0015(0,20)(0,765)10^4 = 2.295 \text{ cm}^2$

Soit: $A_l = A'_l = 2T14 = 3.08 \text{ cm}^2$

➤ $A_c \geq (0,002)(0,20)(0,765)10^4 = 3.06 \text{ cm}^2$

Soit : $A_c = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$ (répartie en deux nappes) (soit 2 barres /nappe)

➤ $0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28}$ donc :

$A_t \geq 0,0025 x b x S_t = (0,0025)(0,20)(0,19)10^4 = 0,95 \text{ cm}^2$ car $S_t^{\max} = \frac{h}{4} = 0,19 \text{ m}$

soit: $A_t = 7T10 = 5,53 \text{ cm}^2$

$S_t = \frac{76.5}{6} = 12,75 \text{ cm}$ or $S_t = 12.75 \text{ cm} < S_t^{\max}$

➤ $A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2 f_e \sin \alpha}$

Avec: $\text{tg } \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{76.5 - 2(2)}{115} = 0,63 \Rightarrow \alpha = 32.2^\circ$

$A_D = \frac{(2.78)(765)(200)}{(2)(400) \sin(32.2)} = 9.97 \text{ cm}^2$

Soit : $A_D = 2 \times 3T16 = 12.06 \text{ cm}^2$

• $A_D \geq 0,0015 b h = 2,295 \text{ cm}^2$ c'est vérifié

• Longueur d'ancrage : $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{76.5}{4} + 50(1,6) = 99,125 \text{ cm}$

$\Rightarrow L_a = 100 \text{ cm}$

Le calcul des armatures est donné par le tableau suivant :

Tableau V.58 : Ferrailage des linteaux.

| h (m) | l (m) | b (m) | τ_u (MPa) | $\tau_b >$ $0,06 f_{c28}$ | $\tau_b >$ $0,025 f_{c28}$ | $A_l = A'_l$ (cm ²) | A_c (cm ²) | A_t (cm ²) | A_D (cm ²) |
|------------|------------|------------|-------------------|------------------------------|-------------------------------|------------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| 0,765 | 1,15 | 0,20 | 2.78 | Oui | Oui | 2.295 | 3.06 | 0.95 | 9.97 |

Choix des armatures :

$$\text{Type 01 : } \begin{cases} A_L = A'_L = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2 \\ A_c = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2 \\ A_t = 7T10 = 5,53 \text{ cm}^2 \quad ; S_t = 12,75 \text{ cm} \\ A_D = 2 \times 3T16 = 12,06 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Tableau V.59 : calcul de ferrailage des linteaux

| Linteau | NIV | τ_b (MPa) | A_l (cm) | Choix | A_t (cm ²) | Choix | A_c (cm ²) | Choix | α | A_D (cm ²) | Choix | L_s (cm) |
|---------|--|-------------------|---------------|----------------------|-----------------------------|----------------------|-----------------------------|----------------------|----------|-----------------------------|----------------------|---------------|
| | | | | $A_{l \text{ adop}}$ | | $A_{t \text{ adop}}$ | | $A_{c \text{ adop}}$ | | | $A_{D \text{ adop}}$ | |
| Ly1 | RDC | 2,78 | 2,295 | 2T14 | 1 | 7T10 | 3.06 | 4T12 | 32.2 | 9.97 | 6T16 | 100 |
| | | | | 3,08 | | 5.53 | | 4.52 | | | 12.06 | |
| Ly1 | 1 ^{er} ...8 ^{ème} | 3.15 | 2,17 | 2T14 | 0.9 | 7T10 | 2.89 | 4T12 | 30.7 | 11.15 | 4T16 | 100 |
| | | | | 3,08 | | 5.53 | | 4.52 | | | 8.04 | |
| Ly2 | RDC | 3,39 | 2,295 | 2T14 | 1 | 8T10 | 3.06 | 4T12 | 29.5 | 11.2 | 6T16 | 100 |
| | | | | 3,08 | | 6.32 | | 4.52 | | | 12.06 | |
| Ly2 | 1 ^{er} ...8 ^{ème} | 3,66 | 2,17 | 2T14 | 0.9 | 8T10 | 2.89 | 4T12 | 28 | 14.09 | 8T16 | 100 |
| | | | | 3,08 | | 6.32 | | 4.52 | | | 16.08 | |

V.4.8. SCHEMA DE FERRAILAGE DES LINTEAUX :

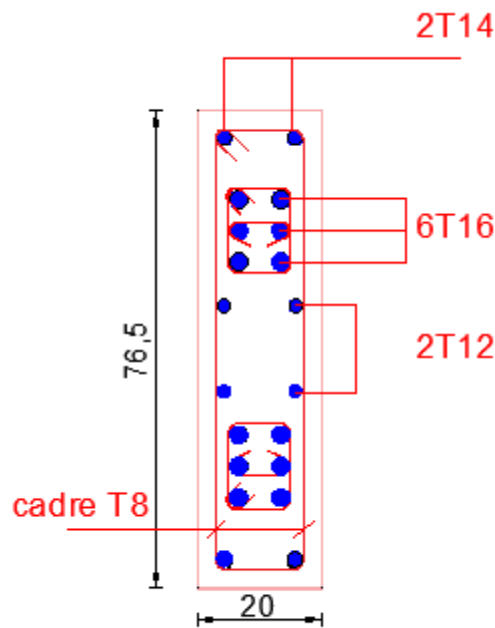


Figure V.30 ferrailage de linteaux (VY1 RDC)

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Etude des fondations :

VI.1.1. Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VI.2. Fonctions assurées par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.2.1. 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.

- a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. 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).

VI.2.2. Choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 1,50 bars)

Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution

VI.2.3. Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VI.2.4. Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire :

Le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : a=b donc A=B $\Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bar}$

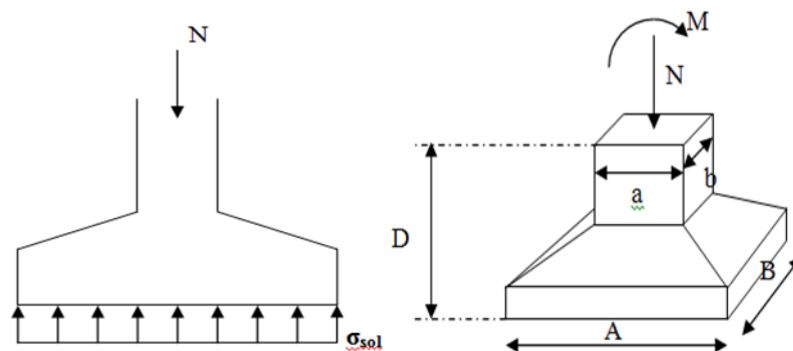


Figure VI.1 : Semelle isolée sous poteau

On prend le poteau de section (60x60) avec :

$$N_{ser}^{max} = 2549.551 \text{ KN} \quad \overline{\sigma_{sol}} = 1.5 \text{ bars}$$

$$\frac{N_{ser}^{max}}{s} \leq \overline{\sigma_{ad}} \quad \text{AN:} \quad A \geq \sqrt{\frac{N_{ser}^{max}}{\overline{\sigma_{sol}}}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{2549.551 \cdot 10^3}{1.50 \cdot 10^{-1}}} = 4.12 \text{ m}$$

On prend: A=4.5 m

a.1. Vérification de l'interférence entre deux semelles

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 1,50 \times A$. Tel que : L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

A: Largeur maximum de la semelle (A= 4.5 m).

On a $L_{min} = 3.45 \text{ m} < 1.5 \times A = 6.75 \text{ m} \dots \dots \dots$ non vérifié

Conclusion :

D'après le résultat, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.2.5. Semelles Filantes :

Hypothèse de Calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

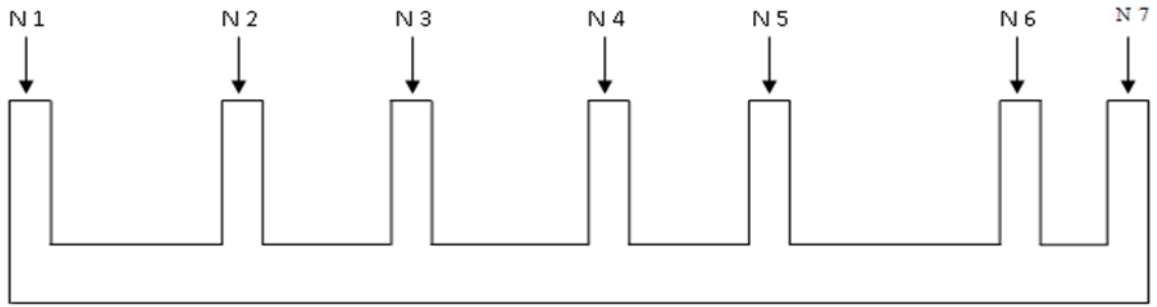


Figure VI.2 : Semelle filante

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes

| Sens longitudinal | | | | | | Sens transversal | | | | | |
|-------------------|-----------|-------|---------------------|------|------------------|------------------|-----------|------|---------------------|------|------------------|
| File | N | L | S (m ²) | B | B _{adp} | File | N | L | S (m ²) | B | B _{adp} |
| A | 6568.418 | 15.25 | 45.75 | 2.87 | 3 | 1 | 3097.114 | 7.8 | 23.4 | 2.64 | 3 |
| B | 6782.191 | 18.95 | 47.375 | 2.38 | 2.5 | 2 | 3907.515 | 7.8 | 27.3 | 3.33 | 3.5 |
| C | 9022.575 | 18.95 | 66.325 | 3.17 | 3.5 | 3 | 8111.24 | 19 | 57 | 2.84 | 3 |
| D | 5294.748 | 11 | 38.5 | 3.2 | 3.5 | 4 | 7595.804 | 19 | 57 | 2.66 | 3 |
| E | 4632.7 | 11 | 33 | 2.8 | 3 | 5 | 6241.916 | 19 | 47.5 | 2.19 | 2.5 |
| F | 4003.884 | 11 | 27.5 | 2.42 | 2.5 | 6 | 5446.194 | 15.2 | 38 | 2.38 | 2.5 |
| Σ | 31534.248 | / | 258.45 | / | / | Σ | 34399.738 | / | 307.2 | / | / |

Etapas de Calcul : (pour le sens longitudinal)

- Surface totale de la structure à sa base : 301.29 m²
- $S_{nec} = \sum S_{seml} = 258.45 \text{ m}^2$

$$S_{nec} / S_{bat} > 0,5$$

- $\frac{S_{nec}}{S_{bat}} = \frac{258.45}{301.29} = 0.8578 \Rightarrow 86\% > 50\%$

Etapas de Calcul : (pour le sens transversal)

- Surface totale de la structure à sa base : 301.29 m²
- $S_{nec} = \sum S_{seml} = 307.2 \text{ m}^2$

$$S_{nec} / S_{bat} > 0,5$$

- $\frac{S_{nec}}{S_{bat}} = \frac{307.2}{301.29} = 1.01 \Rightarrow 101.96\% > 50\%$

Conclusion :

La surface totale des semelles dépasse **50%** de la surface la base de Bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles, et qui nous mène à envisager un radier générale comme Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont:

- L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.

VI.3. Radier général :

VI.3.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

- L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux

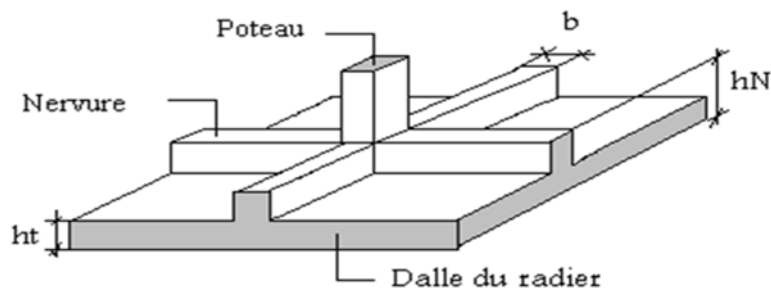


Figure VI.3 : Schéma d'un radier

VI.3.2 Radier Nervuré :

VI.3.2.1 Pré dimensionnement du Radier :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide et soumis à la réaction uniforme du sol.

a. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier in faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{Ns}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure.

$$\text{Pour : } \begin{cases} Ns = 36390.195kN \\ \sigma_{sol} = 1.50bars \end{cases}$$

On trouve : $S_{nec} \geq 242.6m^2$

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment ($301.29m^2$). Avec un débord de 0,5m de chaque côté, la surface totale du radier devient $341.05 m^2$

$$\text{Donc : } \frac{S_s}{S_b} = 80.5\% \succ 50\%$$

b. Condition forfaitaire :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec : L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 4.5m$$

$$\Rightarrow h_1 \geq 22.5cm$$

$$\Rightarrow h_1 \approx 30cm$$

c. Condition de cisaillement :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 3MPa) = 2,5MPa$$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1ml}{S_{rad}}$$

$$N_u = N_u (\text{superstructure}) + N_u (\text{sous -sol}).$$

$$N_u = 49871.006 \text{ kN}$$

$$L = 4.5m \ ; \ b = 1m$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 14.6cm$$

$$\Rightarrow h \geq 15cm$$

- Le choix Final :

$$h \geq \text{Max}(h_1, h_2) = 30\text{cm}$$

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

Nervure :

a. Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} \text{ donc on opte } b = 50\text{cm}$$

VI.3.2.2 Dimensionnement Des Nervures:

a. largeur des nervures :

• **Condition de coffrage:**

- $b \geq \frac{L_{\max}}{10}$ donc on opte $b = 50\text{cm}$

b. La hauteur des nervures :

. **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

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

$$\text{On a : } L_{\max} = 4.5 \text{ m} \Rightarrow 30\text{cm} < h_N < 45\text{cm}$$

On prend : $h_{n1} = 40\text{cm}$

. **Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie

par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E = 20000\text{MPa}$).

b : Largeur de radier

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très bon sol.
- $L_{\max} = 4.5 \text{ m}$
- On aura: $h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{48 K b_{sf} L_{\max}^4}{b_N E \pi^4}} \dots h_2 \geq 149\text{cm}$

Pour notre cas on prend $K=4 [\text{kg/cm}^3]$

- On adopte : $h_{n2} = 150\text{cm}$

Conclusion :

$$H \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 149\text{cm}$$

On prend : $h = 150\text{cm}$

Le choix final :

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 30\text{cm}$

$$\text{Les dimensions de la nervure : } \begin{cases} h_N = 150\text{cm} \\ b = 50\text{cm} \end{cases}$$

VI.3.2.3. Caractéristiques géométriques du radier :

a) Position du centre de gravité

$$x_G = 11.39 \text{ m}$$

$$y_G = 11.55 \text{ m}$$

▪ b) Moments d'inertie

$$\begin{cases} I_{xx} = 55848.98 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 55385.77 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VI.3.2.4. Vérification de la Stabilité du Radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5\right)$

Avec

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres

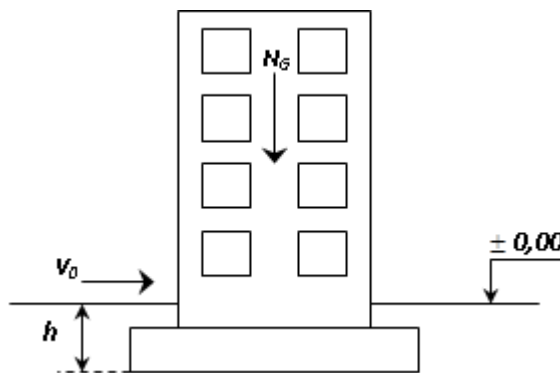


Figure VI.4 : Schéma statique du bâtiment.

Sens x-x :

$$M_0 = 2498.29 \text{ KN.m} ; V_0 = 3108.63 \text{ kN} ; h = 3,06 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = 12010.69 \text{ KN.m}$$

$$N = N_G + N_Q$$

$$\text{Avec: } N_G = N_{G1} + N_{G2}$$

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre du radier + nervures

N_Q : Poids de la surcharge d'exploitation de la structure.

$$\text{On a: } N_{G1} = 31428.57 \text{ kN}$$

$$N_{G2} = \rho_b \cdot S \cdot h = 25(341.05 \times 0.3) = 2557.87 \text{ kN}$$

$$N_Q = 4961.62 \text{ kN}$$

Donc: $N=38948.06 \text{ KN}$

$M_s=N.x_G=443618.4 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 36.93 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y :

$M_0=1896.51 \text{ KN.m}$; $V_0= 3581.05\text{kN}$; $h=3.06 \text{ m}$

Donc: $M_R=12854.52 \text{ KN.m}$

$M_s=N.y_G=449850.093 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 34.99 > 1,5 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

▪ **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.4.Vérification des contraintes dans le sol :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol}=1.5 \text{ bars}$

On doit vérifier la contrainte du sol :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rod}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{38948.06}{341.05} = 1,142\text{bar} < 1,5\text{bar} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

On doit vérifier aussi les contraintes sous le radier (σ_1, σ_2) avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times V_{max}}{I}$$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

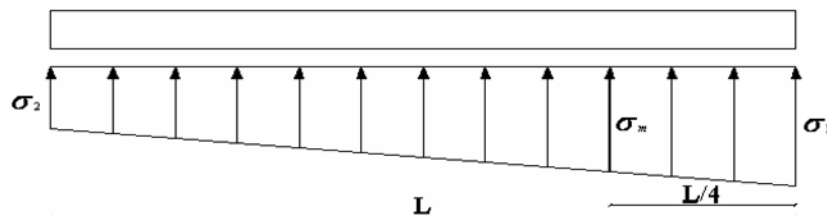


Figure VI.5 : Contraintes sous le radier

☞ Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$).

☞ Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour évite des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

ELU:

On a: $N_u = 49871.006kN$

M : est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 150kN/m^2$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau VI.2: Vérification des contraintes à l'ELU.

| | $\sigma_1(kPa)$ | $\sigma_2(kPa)$ | $\sigma_m(kPa)$ |
|---------------------|------------------------------|-----------------|-------------------------------|
| Sens x-x | 148.68 | 143.78 | 147.45 |
| Sens y-y | 148.91 | 143.55 | 147.57 |
| vérification | $<1,5 \sigma_{sol} = 300kPa$ | >0 | $<1,33 \sigma_{sol} = 266kPa$ |

ELS:

On a : $N_{ser} = 38948.06kN$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.

| | $\sigma_1(kPa)$ | $\sigma_2(kPa)$ | $\sigma_m(kPa)$ |
|---------------------|------------------------------|-----------------|-------------------------------|
| Sens x-x | 116.65 | 111.75 | 115.43 |
| Sens y-y | 116.88 | 111.52 | 115.54 |
| vérification | $<1,5 \sigma_{sol} = 300kPa$ | >0 | $<1,33 \sigma_{sol} = 266kPa$ |

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

a. Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } \sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 147.57.kN / m^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 115.54.kN / m^2$$

VI.5. Ferrailage du Radier :

VI.5.1. Ferrailage de la dalle du radier:

VI.5.1.1.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 sont encastrés aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

a. Panneau de rive :

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx}=0,85M_x \\ M_{ty}=0,85M_y \end{cases}$

- Moment sur appuis: $\begin{cases} M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x & \text{(appui de rive)} \\ M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x & \text{(autre appui)} \end{cases}$

b. Panneau intermédiaire :

Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx}=0,75M_x & ; & M_{ty}=0,75M_y \end{cases}$

- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$

- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t=0,85M_0$

- Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$

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

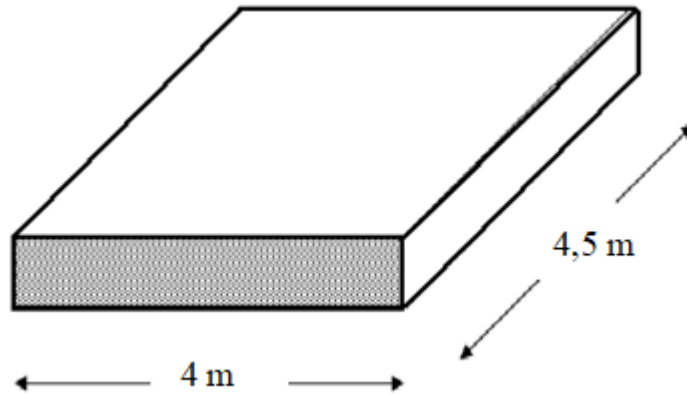


Figure VI.6 : Panneau de la dalle du radier

Valeur de la pression sous radier :

ELU :

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 147.57 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 115.54 \text{ kN/m}$$

c.1.Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0) :

Le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4.5} = 0,88 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.4. Calcul des moments à l'ELU.

| L_x (m) | L_y (m) | L_x/L_y | μ_x | μ_y | q_u (kN/m) | M_x (kNm) | M_{tx} (kNm) | M_y (kNm) | M_{ty} (kNm) | M_a (kNm) |
|--------------|--------------|-----------|---------|---------|-----------------|----------------|-------------------|----------------|-------------------|----------------|
| 4 | 4.5 | 0,88 | 0,0476 | 0,7438 | 147.57 | 112.39 | 84.29 | 83.6 | 62.7 | 56.19 |

c.2.Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2) :

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.5 : Calcul des moments à l'ELS.

| L_x (m) | L_y (m) | L_x/L_y | μ_x | μ_y | q_{ser} (kN/m) | M_x (kNm) | M_{tx} (kNm) | M_y (kNm) | M_{ty} (kNm) | M_a (kNm) |
|--------------|--------------|-----------|---------|---------|---------------------|----------------|-------------------|----------------|-------------------|----------------|
| 4 | 4.5 | 0,88 | 0.0546 | 0.8216 | 115.54 | 100.94 | 75.7 | 82.93 | 62.2 | 50.47 |

VI.5.1.2.Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=25$ MPa; $\sigma_{bc}=14,17$ MPa; $f_e=400$ MPa; $\sigma_s=348$ MPa; $b=100$ cm; $h=30$ cm ; $d=0,9h=27$ cm

a. Section minimale :

Sens y-y : 0,08 % $b.h= 2.4$ cm².

Sens x-x : $A_{s\ min}=1,2$. (A_{min} suivant y-y)=2,88 cm².

Tableau VI.6 : Ferrailage des Panneaux du Radier.

| | Sens | M_u (kNm) | A_s^{cal} (cm ²) | A_s^{min} (cm ²) | Choix | A_s^{adp} (cm ²) |
|--------|------|-------------|--------------------------------|--------------------------------|-------|--------------------------------|
| Travée | x-x | 84.29 | 9.37 | 2,88 | 5T16 | 10.05 |
| | y-y | 62.7 | 6.89 | 2,4 | 4T16 | 8.04 |
| Appui | x-x | 56.19 | 6.15 | 2,4 | 4T14 | 6.16 |
| | y-y | | | | | |

b. Espacement:

$$Esp \leq Min..(3h;33cm) \Rightarrow S_t \leq Min..(90.cm;33.cm) = 33cm$$

c. En travée :

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20cm < 33cm$$

On opte $S_t=20$ cm.

Sens y-y :

$$Esp \leq \text{Min}(4h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120.\text{cm}; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 40\text{cm}$$

On prend $S_t=25$ cm

d. Aux Appuis :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25.\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=25$ cm

VI.6. Vérifications nécessaires :

VI.6.1. Condition de non fragilité:

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.7 : Vérifications CNF

| | Sens | A_s^{adp} (cm ²) | A_s^{min} (cm ²) | Vérifications |
|---------------|------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------|
| Travée | x-x | 10.05 | 3.26 | oui |
| | y-y | 8.04 | 3.26 | oui |
| Appui | x-x | 6.16 | 3.26 | oui |
| | y-y | | | |

VI.6.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes.

| | Sens | M_{ser} (kNm) | A_s (cm ²) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Vérif | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | Vérif |
|-------------|------|---------------------------|-----------------------------|------------------------|------------------------------|-------|---------------------|---------------------------|-------|
| Trav | x-x | 75.7 | 10.05 | 8.1 | 15 | Oui | 308 | 201.63 | Non |
| | y-y | 62.2 | 8.04 | 7.25 | 15 | oui | 313.4 | 201.63 | Non |
| App | x-x | 50.47 | 6.16 | 6.53 | 15 | oui | 328.6 | 201.63 | Non |
| | y-y | | | | | | | | |

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes (correction).

| | Sens | M _{ser} (kNm) | A _s (cm ²) | σ _{bc} (MPa) | σ̄ _{bc} (MPa) | σ _s (MPa) | σ̄ _s (MPa) | Vérif |
|-------------|------|---------------------------|--------------------------------------|--------------------------|---------------------------|-------------------------|--------------------------|-------|
| Trav | x-x | 75.7 | 21.99 | 6.16 | 15 | 146.4 | 201,6 | Oui |
| | y-y | 62.2 | 15.71 | 5.67 | 15 | 165.4 | 201,6 | Oui |
| App | x-x | 50.47 | 12.06 | 5.05 | 15 | 172.5 | 201,6 | Oui |
| | y-y | | | | | | | |

Tableau VI.10 : Nouveau ferrailages de radier.

| | Sens | Choix | A _s ^{adp} (cm ²) | S _t |
|---------------|------|-------|--|----------------|
| Travée | x-x | 7T20 | 21.99 | 15 |
| | y-y | 5T20 | 15.71 | 20 |
| Appuis | x-x | 6T16 | 12.06 | 20 |
| | y-y | | | |

VI.6.3. Schéma de ferrailage des radier :

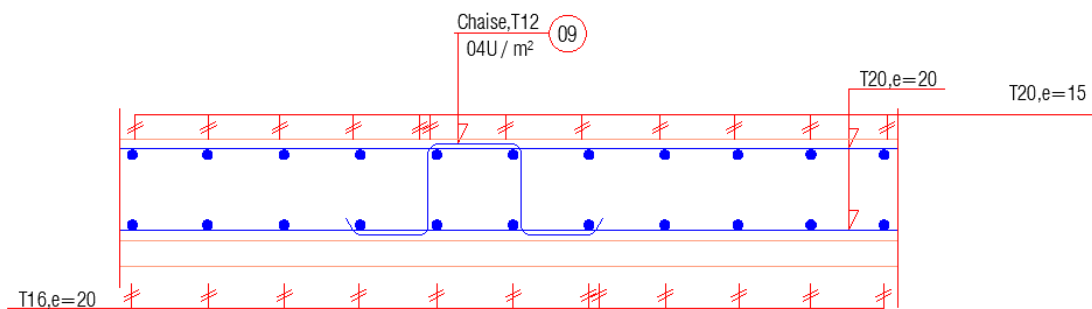


Figure VI.7 : Ferrailage des radier (x-x).

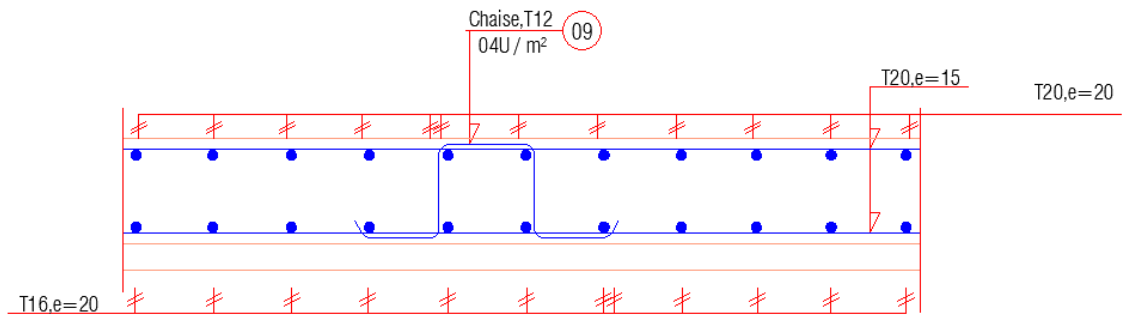


Figure VI.8 : Ferrailage des radier (y-y).

VI.7. Ferrailage des nervures :

VI.7.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire «**BAEL91 modifier 99**»

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

VI.7.2. Calcul des armatures :

$b = 50 \text{ cm}$; $h = 150 \text{ cm}$; $d = 135 \text{ cm}$

- **Sens porteur (x-x) :** $L = 4 \text{ m}$; $q = 147.57 \text{ kN/ml}$.

Tableau VI.11 : Ferrailage des nervures (x-x).

| | M_u (kNm) | A_s^{cal} (cm ²) | Choix | A_s^{adp} (cm ²) |
|---------------|-------------|--------------------------------|-------|--------------------------------|
| Travée | 250.86 | 5.39 | 4T16 | 8.04 |
| Appuis | 147.57 | 3.16 | 3T16 | 6.03 |

Sens non porteur (y-y) : $L = 4.5 \text{ m}$; $q = 147.57 \text{ kN/ml}$.

Tableau VI.12 : Ferrailage des nervures (y-y).

| | M_u (kNm) | A_s^{cal} (cm ²) | Choix | A_s^{adp} (cm ²) |
|---------------|-------------|--------------------------------|-------|--------------------------------|
| Travée | 317.5 | 6.84 | 4T16 | 8.04 |
| Appuis | 186.76 | 4 | 3T16 | 6.03 |

VI.7.3. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 8.15cm^2$$

Tableau VI.13 : Vérification de la condition de non fragilité.

| | | A_s^{adp} (cm ²) | A_s^{\min} | Vérification | Choix | AS adopté |
|---------------|---------------|-----------------------------------|--------------|--------------|-------|-----------|
| Sens X | Travée | 8.04 | 8.15 | Non | 4T20 | 12.57 |
| | Appuis | 6.03 | 8.15 | Non | 4T20 | 12.57 |
| Sens Y | Travée | 8.04 | 8.15 | Non | 4T20 | 12.57 |
| | Appuis | 6.03 | 8.15 | Non | 4T20 | 12.57 |

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.14 : Vérification des contraintes à l'ELS

| | Sens | M_{ser} (kNm) | A_s (cm ²) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | Obs |
|---------------|------|--------------------|-----------------------------|------------------------|------------------------------|---------------------|---------------------------|-----|
| Travée | x-x | 196.41 | 12.57 | 1.93 | 15 | 114 | 201.63 | oui |
| | y-y | 248.59 | 12.57 | 2.44 | 15 | 144.3 | 201.63 | oui |
| Appuis | x-x | 115.54 | 12.57 | 1.13 | 15 | 67.1 | 201.63 | oui |
| | y-y | 146.23 | 12.57 | 1.43 | 15 | 84.9 | 201.63 | oui |

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec : $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{147.57 \times 4.5}{2} = 332.03.kN$

$$\tau_u = \frac{332.03 \times 10^3}{500 \times 1350} = 0.49MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

VI.7.4. Armatures transversales :

- **RPA99 version 2003**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 24\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 105\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm}$$

Tableau VI.15 : choix des armatures transversales

| T _u (kN) | τ _u (MPa) | BAEL91 S _t (cm) | Ø _l (mm) | RPA99 | | S _t ^{adp} | | A _t ^{min} RPA (cm ²) | Choix | A _s ^{adp} |
|------------------------|-------------------------|-------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|-------------------------------|------|--|-------|-------------------------------|
| | | | | S _t (cm) | S _t (cm) | ZN | ZC | | | |
| | | | | ZN | ZC | (cm) | (cm) | | | |
| 332.03 | 0.49 | 40 | 20 | 24 | 105 | 15 | 30 | 4.5 | 4T12 | 4,52 |

On trouve :

S_t=15cm.....Zone nodale.

S_t=30cm.....Zone courante.

VI.7.5. 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 3cm² / m pour les armatures de peau

$$A_p = 3\frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 1.5 = 4.5\text{cm}^2 \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Donc on prend : **4T12 = 4.52 cm²**

VI.7.6. Schéma de ferrailages des nervures (50x150) :

Sens x-x :

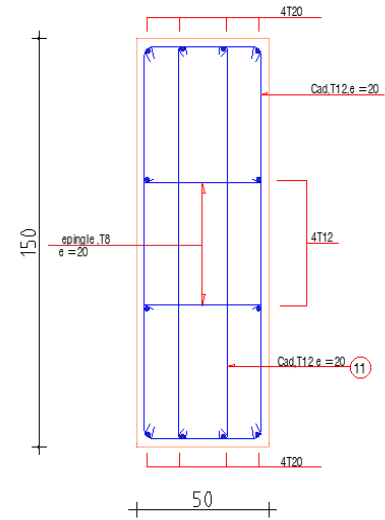
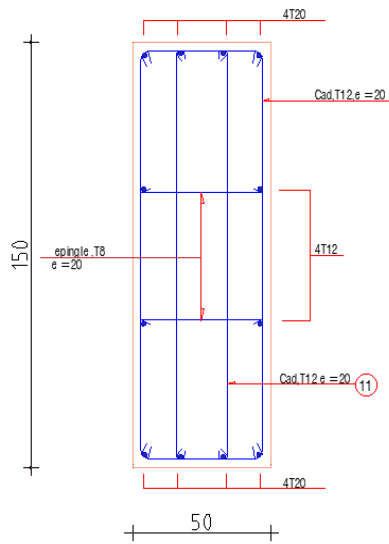


Figure VI.9 : Ferrailage de nervure (appui)

Figure VI.10 : Ferrailage de nervure (travée)

Sens y-y :

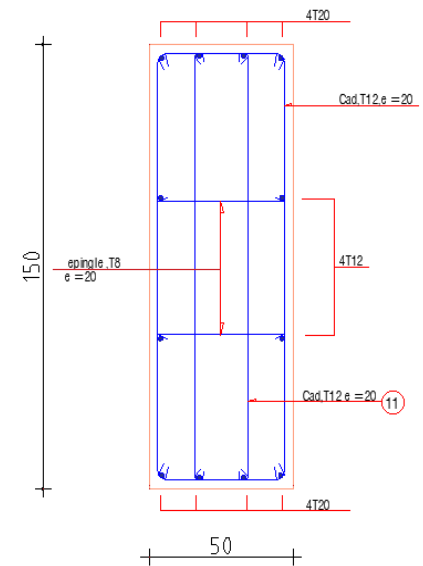
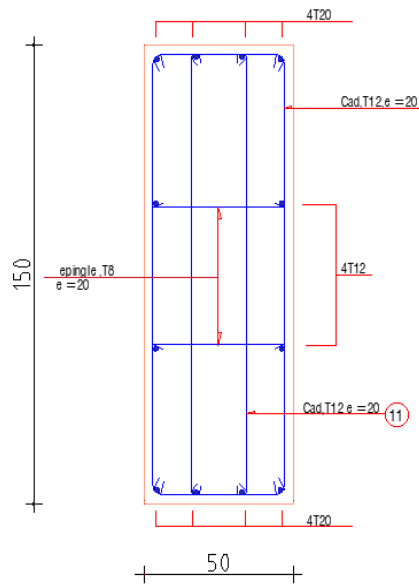


Figure VI.11. Ferrailage de nervure (appui)

Figure VI.12 : Ferrailage de nervure (travée)

VI.8. Ferrailage du Débord :

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.

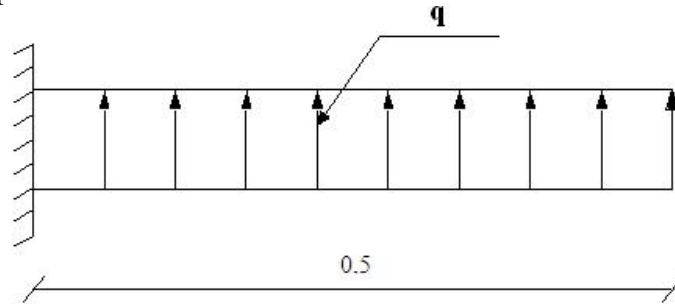


Figure VI.13 : Schéma statique des débords.

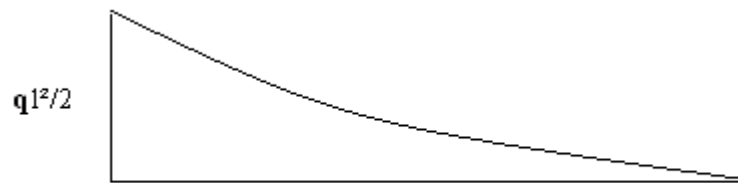


Figure VI.14 : Diagramme des Moments.

VI.8.1. Calcul de ferrailage :

$q_u = 147.57 \text{ ml}$, $b = 100 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 18.44 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,018$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0225$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 26.76 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 1.98 \text{ cm}^2$$

As=4T14=6,16 esp =15 cm

VI.8.1.1. Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26 \text{ cm}^2 < 6,16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

VI.8.2. Armature de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,54.cm^2 \leq A_r \leq 3,08cm^2$$

On prend 4T10=3,14 cm² , S_t= 15cm.

VI.8.3.Vérification des contraintes à l'ELS :

Q_{ser}=115.54 kN/ml

$$M_{ser} = \frac{q_{ser}l^2}{2} = 14.44 \text{ kNm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$\text{Fissuration préjudiciable..... } \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta.f_{t28}})\right).$$

Tableau VI.16 : Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier

| M _{ser} (kNm) | A _s (cm ²) | σ _{bc} (MPa) | σ̄ _{bc} (MPa) | σ _s (MPa) | σ̄ _s (MPa) | Vérification |
|------------------------|-----------------------------------|-----------------------|------------------------|----------------------|-----------------------|--------------|
| 14.44 | 6,16 | 1.87 | 15 | 94 | 201.6 | OK |

VI.9.Voile périphérique :

VI.9.1.Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations

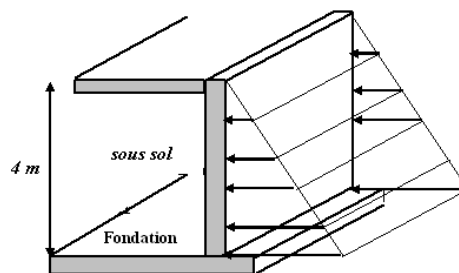


Figure VI.15 : Evaluation des charges

VI.9.2. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ✓ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ✓ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
- ✓ Epaisseur $e \geq 15 \text{ cm}$
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

VI.9.3. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x = 3,06 - 0,4 = 2,66 \text{ m}$; $L_y = 4,5 \text{ m}$; $e = 20 \text{ cm}$.



Figure VI.16 : Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A: coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 20^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.490$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 24.76 \text{ N/ml} \Rightarrow Qu = 1,35 \times 24.76 = 33.43 \text{ kN/ml}$$

VI.9.4. Effort dans la dalle :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.66}{4.5} = 0,59 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

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

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

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

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0.59 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0836 \\ \mu_y = 0,2822 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 19.77 \text{ Nm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5.58 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 16.8 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 4.74 \text{ kNm.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 9.88 \text{ kN.m}$$

VI.9.5. Ferrailage de la dalle :

b=100cm ; h=20cm ; d=0,9h=18cm ; f_c=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa

;σ_s=348MPa ; F_{bc}=14,17MPa (organigramme I voir annexe)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.17 : Ferrailage de la dalle pleine.

| | Sens | M _u | A _s ^{cal} | Choix | A _s ^{adp} | Esp |
|--------|------|----------------|-------------------------------|-------|-------------------------------|------|
| | | (kNm) | (cm ²) | | (cm ²) | (cm) |
| Travée | x-x | 16.8 | 2.73 | 4T10 | 3.14 | 25 |
| | y-y | 4.74 | 0.76 | 4T10 | 3.14 | 25 |
| Appuis | x-x | 9.88 | 1.59 | 4T10 | 3.14 | 25 |
| | y-y | | | | | |

VI.9.6. Condition exigée par les RPA99/version 2003:

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

VI.9.7. Condition de non fragilité :

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm.

On a:

$$12cm \leq e \leq 30cm$$

h=e=20cm; b=100cm.

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

ρ₀=0,0008 pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{2.66}{4.5} \right) \frac{100.20}{2} = 1,92cm^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6cm^2$$

• **En travée :**

$$\begin{cases} A_x = 3.14cm^2 \rangle A_x^{\min} = 1,92cm^2 \\ A_y = 3.14cm^2 \rangle A_y^{\min} = 1,6cm^2 \end{cases} \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

• **Sur appuis :**

$$\begin{cases} A_x = 3.14cm^2 \rangle A_x^{\min} = 1,92cm^2 \\ A_y = 3.14m^2 \rangle A_y^{\min} = 1,6cm^2 \end{cases} \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

VI.9.8. Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

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

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{33.43 \times 2.66 \times 4.5}{2 \times 2.66 + 4.5} = 40.74kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 29.64kN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 40.74kN$$

$$\tau_u = \frac{40.74 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.226MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

VI.9.9. Vérification à L'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS:

$$Q_{ser} = Q1 = 24.76 \text{ kN/m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.59 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0884 \\ \mu_y = 0,4565 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 15.48kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 7.06kNm \end{cases}$$

b. Vérifications des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.18 : vérification à ELS.

| | Sens | M _{ser} (kNm) | A _s (cm ²) | σ _{bc} (MPa) | σ̄ _{bc} (MPa) | σ _s (MPa) | σ̄ _s (MPa) | vérifi cation |
|--------|------|---------------------------|--------------------------------------|--------------------------|---------------------------|-------------------------|--------------------------|------------------|
| Travée | x-x | 13.15 | 3.14 | 4.67 | 15 | 264.8 | 201.63 | non |
| | y-y | 6.001 | 3.14 | 2.13 | 15 | 120.9 | 201.63 | OK |
| Appuis | x-x | 7.74 | 3.14 | 2.75 | 15 | 155.9 | 201.63 | OK |
| | y-y | | | | | | | |

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

Tableau VI.19 : Vérification des contraintes (correction).

| | Sens | M _{ser} (kNm) | A _s (cm ²) | σ _{bc} (MPa) | σ̄ _{bc} (MPa) | σ _s (MPa) | σ̄ _s (MPa) | Vérif |
|------|------|---------------------------|--------------------------------------|--------------------------|---------------------------|-------------------------|--------------------------|-------|
| Trav | x-x | 13.15 | 21.99 | 3.98 | 15 | 179.1 | 201,6 | Oui |
| | y-y | 6.001 | 3.14 | 2.13 | 15 | 120.9 | 201,6 | Oui |
| App | x-x | 7.74 | 3.14 | 2.75 | 15 | 155.9 | 201,6 | Oui |
| | y-y | | | | | | | |

Tableau VI.20 : Nouveau ferrailages de radier.

| | Sens | Choix | A _s ^{adp} (cm ²) | S _t |
|--------|------|-------|--|----------------|
| Travée | x-x | 6T10 | 4.71 | 15 |
| | y-y | 4T10 | 3.14 | 25 |
| Appuis | x-x | 4T10 | 3.14 | 25 |
| | y-y | | | |

VI.10. Schéma de ferrailage des voiles périphériques :

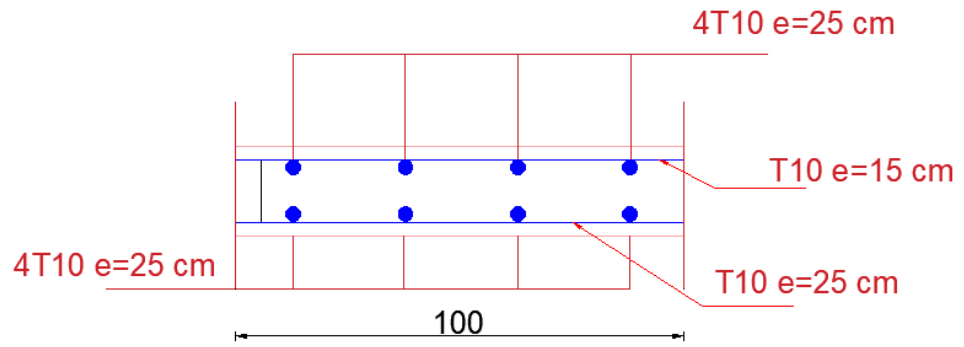


Figure VI.17 : Ferrailage du Voile Périphérique(y-y).

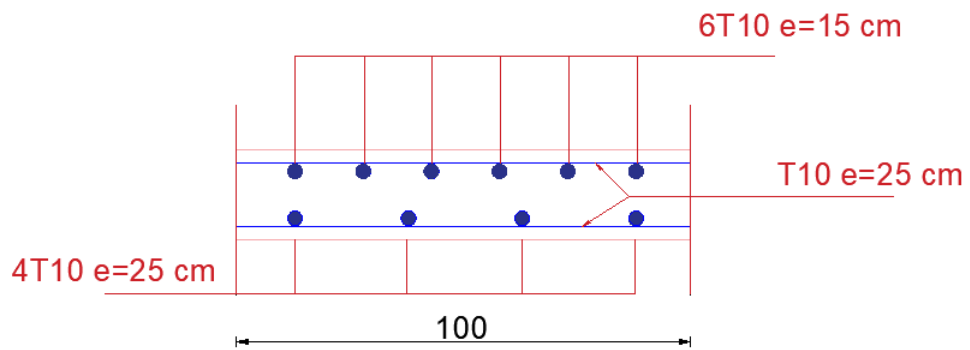


Figure VI.18 : Ferrailage du Voile Périphérique(x-x).

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquies durant notre cycle de formation de master, de les approfondir en nous basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les Logiciels de calcul récents, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- Un pré dimensionnement suffisamment réfléchi facilite les étapes qui le suivent telle que l'analyse dynamique.
- Le séisme peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui rend l'étude dynamique, une étape primordiale dans les calculs des structures en béton armé. Le règlement **RPA99 v.2003** nous a permis de bien s'adapter aux exigences apportées à chaque élément structural.
- L'analyse dynamique représente une étape déterminante et primordiale dans la conception parasismique des structures. Par conséquent des modifications potentielles peuvent être apportées aux éléments résistants de la structure lors de cette étape.
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur de Génie Civil, ces contraintes architecturales influent directement sur le comportement adéquat de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel **SAP2000**, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, il faut vérifier l'effet du second ordre (**Effet P- delta**).
- Le ferrailage des poteaux et des poutres a été fait respectivement en flexion composée, en flexion simple en utilisant le logiciel **SOCOTEC** qui nous a permis de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps.

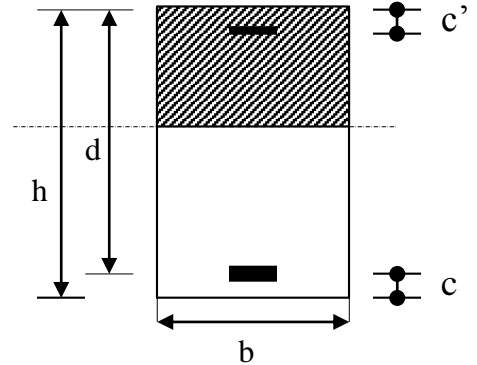
Conclusion générale

- Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode des contraintes (des mailles). L'utilisation logiciel **SAP2000** nous a permis de calcul des contraintes après en utilise logiciel **EXCEL**.
- Vu la disposition des voiles est un facteur plus important que la quantité des voiles placer dans la structure.
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vue la surface de la structure qu'est très important.

ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

LES DONNEES
Caractéristique du béton et
l'acier
Solicitation M_u



$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

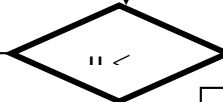
$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

Oui ($A_s' = 0$)

Non ($A_s' \neq 0$)



$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d - c')/d] - \zeta_{es}$$

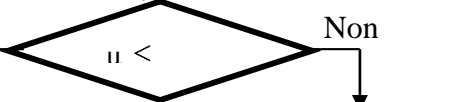
$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

Oui

Non



$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s = 3,50/100 \left[\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

$$A_s' = (M_u - M_R) / [(d - c') \cdot \sigma_s']$$

$$A_s = M_u / (Z \cdot \sigma_s)$$

$$A_s = \left[\frac{M_u - M_R}{(d - c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_e / \gamma_s}$$

Situation durable :

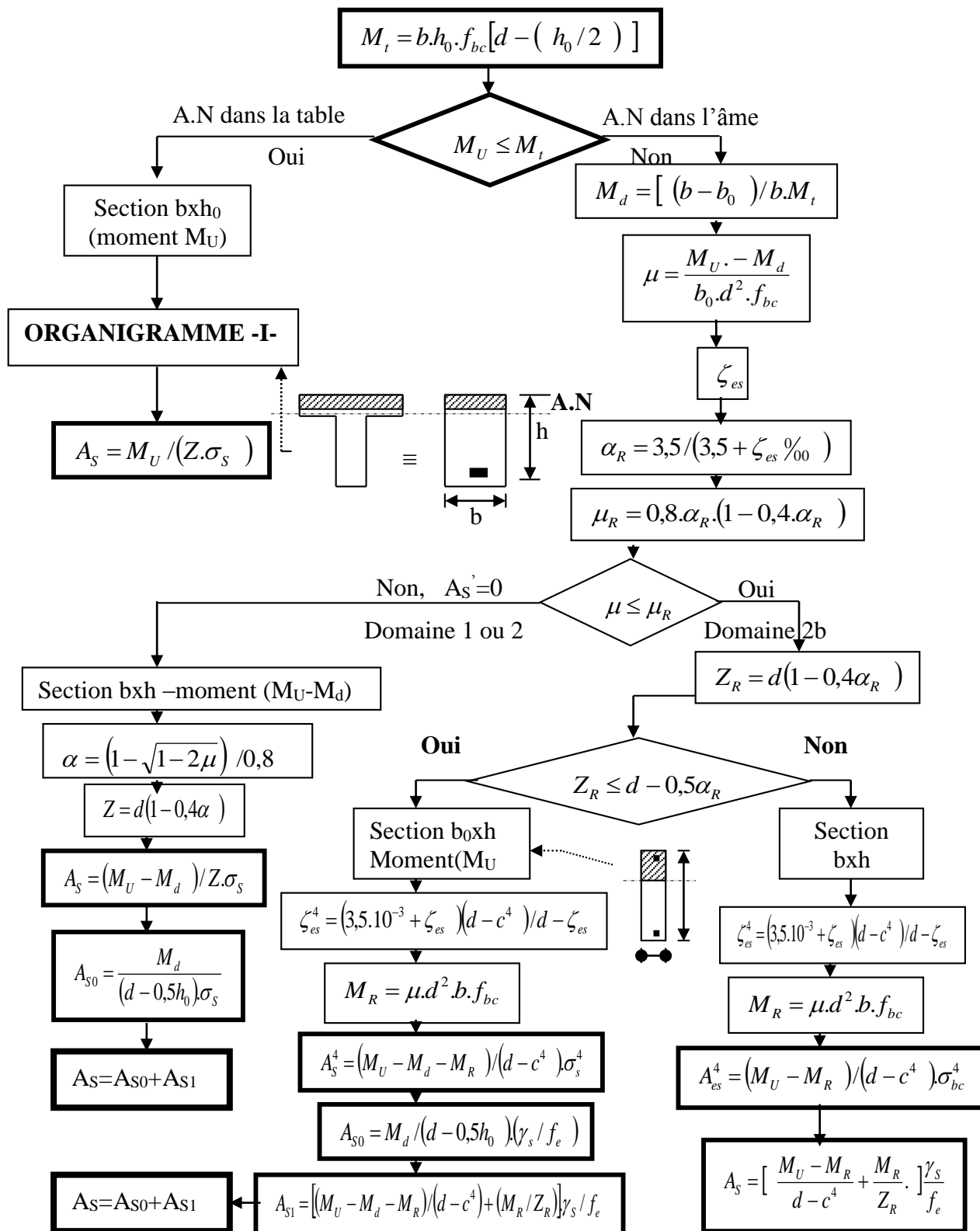
$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$$

Situation accidentelle :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

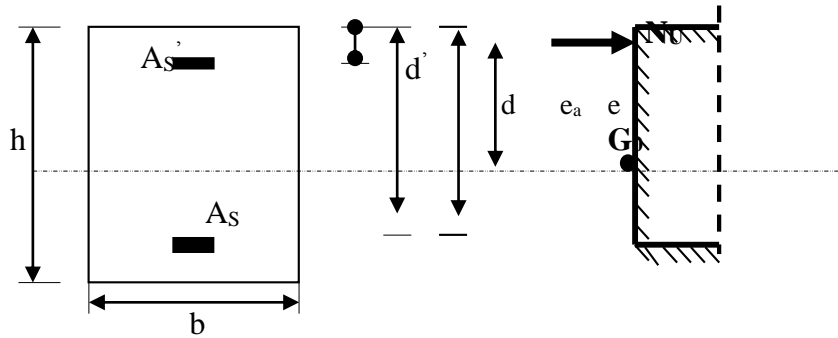
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME -III-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



LES DONNEES
 $B, h, d, \sigma_{bc}, e, N_U, M_U$

$$N_U = M_U / e$$

$$\psi_1 = \frac{N_U}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}$$

Oui / Non
 $\psi_1 \leq 0,81$

Calculer $E_{NC} = f(\psi_1)$

$$\chi = \frac{0,5 \left(\frac{d^4}{h} \right) - \left[\frac{(d - d') \cdot N_U - M_U}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}} \right]}{\left(\frac{6}{7} \right) - \left(\frac{d'}{h} \right)}$$

Oui / Non
 $e \leq e_{NC}$

Oui / Non
 $\chi \leq 0,19$

Section entièrement comprimée **E.L.U**
 Non atteint % minimal d'armatures $A=4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de parement
 $0,2\% \leq A/B \leq 5\%$

Section partiellement comprimée **E.L.U**
 Pouvant ne pas être atteint si passage ...

Section entièrement comprimée **PIVOT C**

Oui / Non
 $X >$

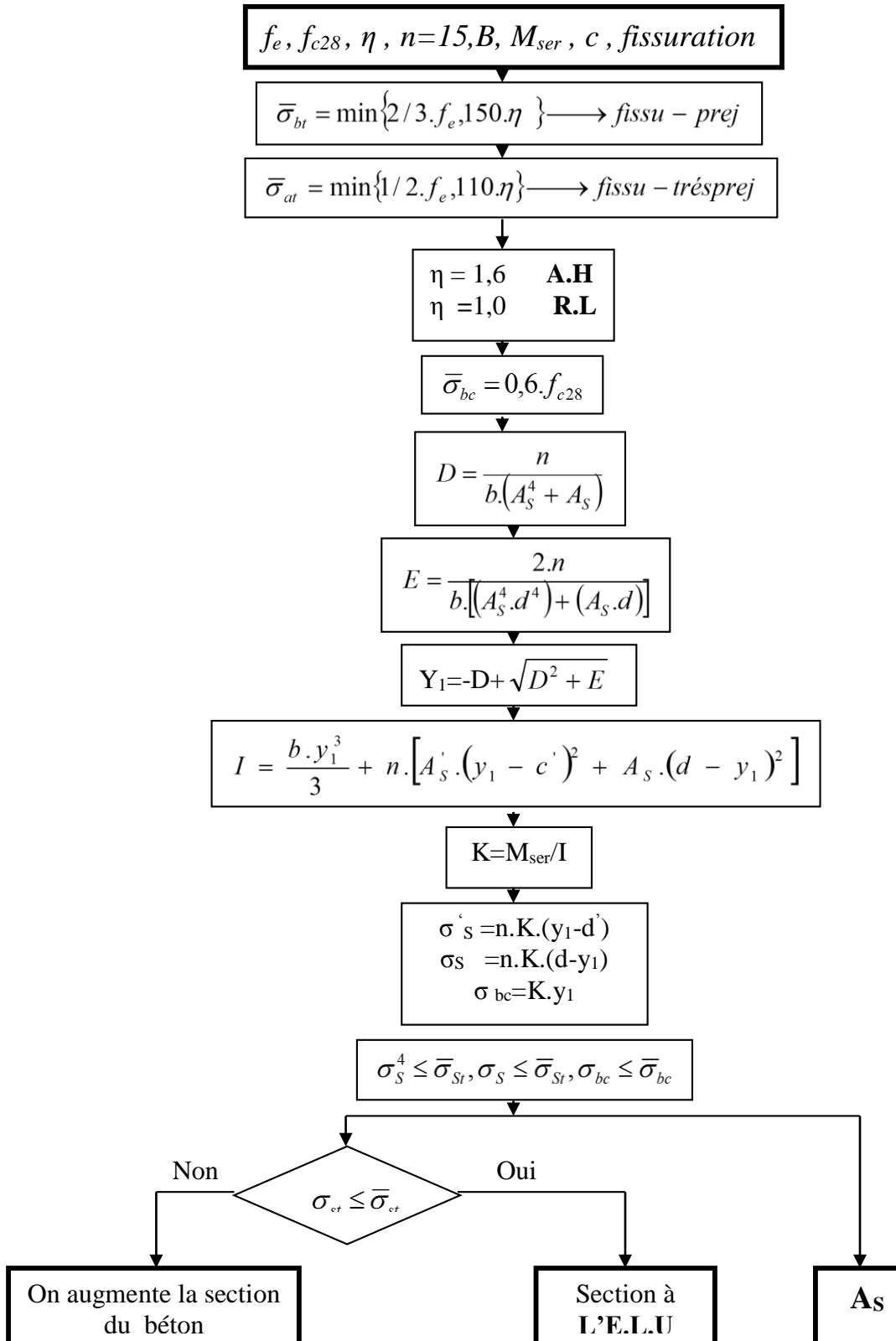
$A_s = 0$
 $A_s' = 0$

$A_s \neq 0$
 $A_s' \neq 0$

Annexe I

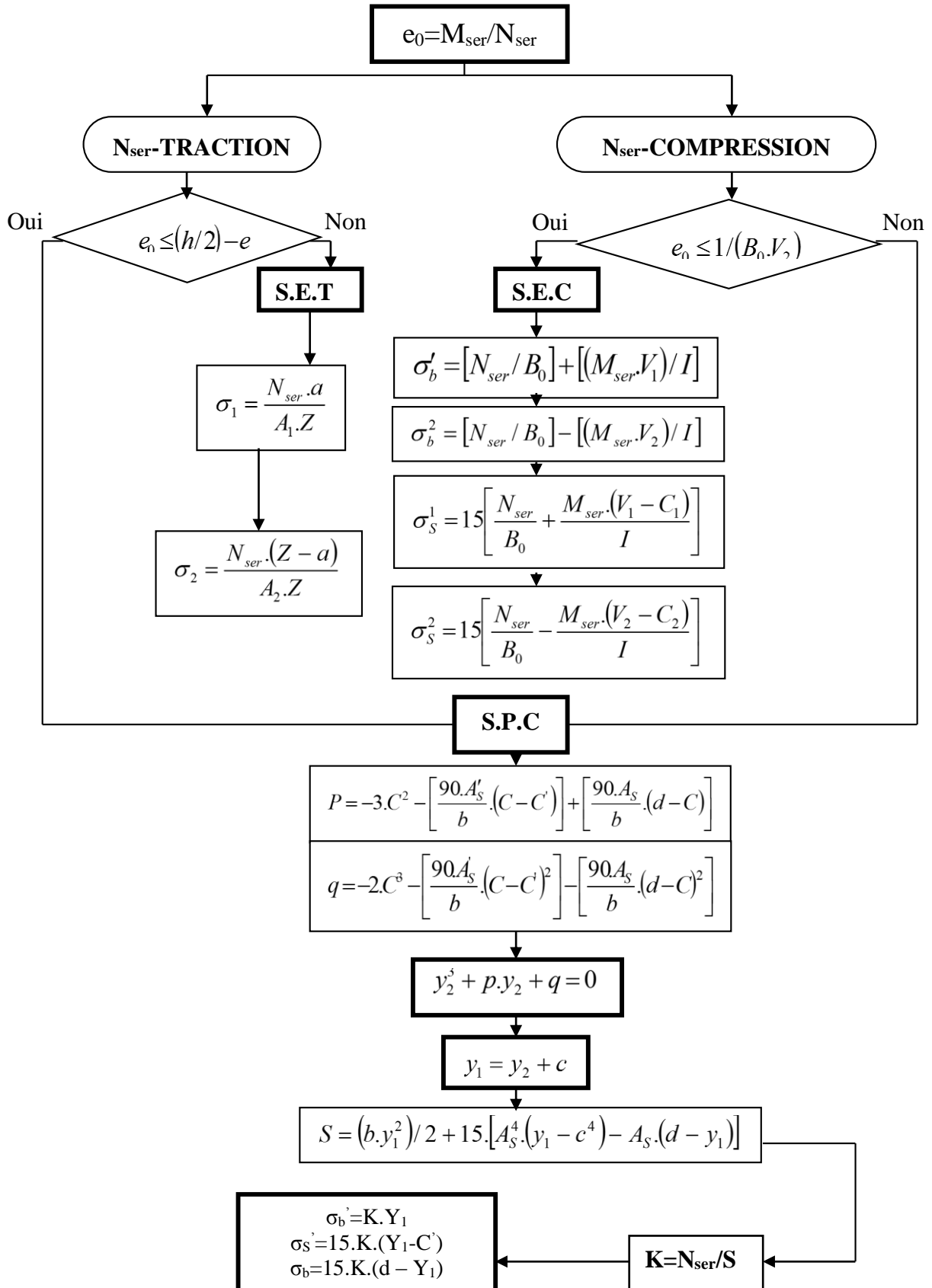
ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S



Annexe I

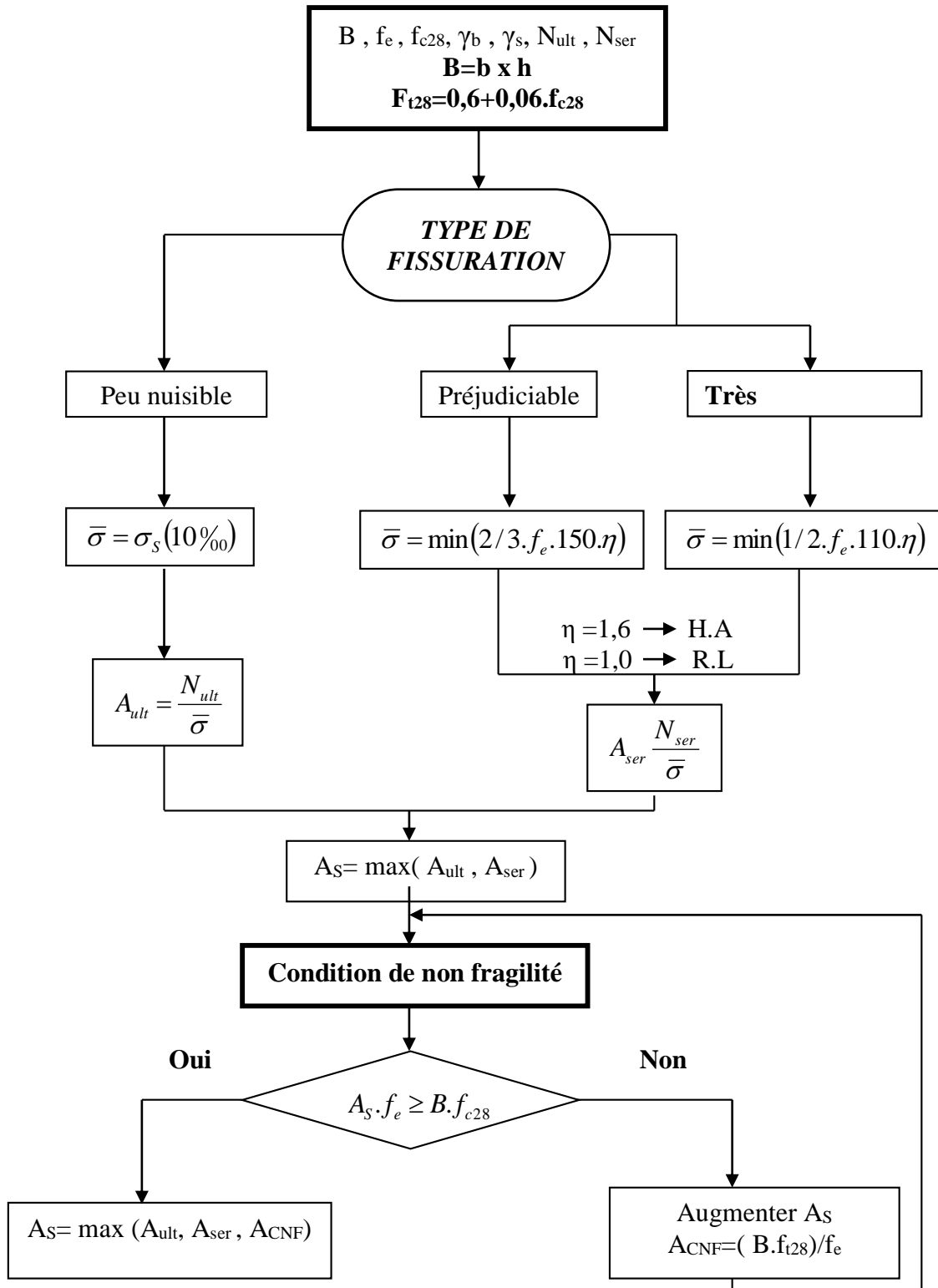
ORGANIGRAMME-V- FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



Annexe I

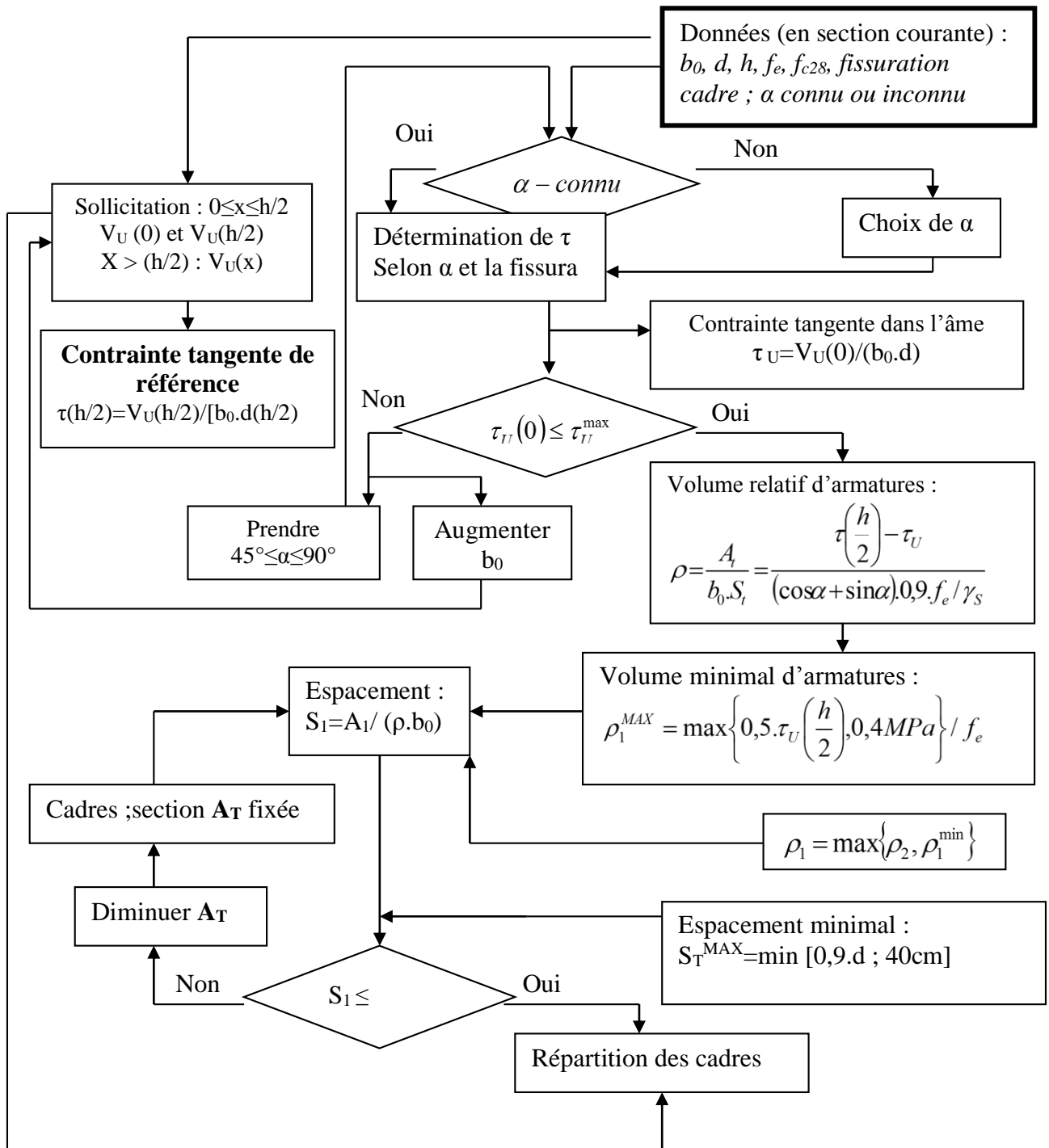
ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



Annexe I

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

| N / ϕ | 5 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 20 | 25 | 32 | 40 |
|------------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|
| 1 | 0.20 | 0.28 | 0.50 | 0.79 | 1.13 | 1.54 | 2.01 | 3.14 | 4.91 | 8.04 | 12.57 |
| 2 | 0.39 | 0.57 | 1.01 | 1.57 | 2.26 | 3.08 | 4.02 | 6.28 | 9.82 | 16.08 | 25.13 |
| 3 | 0.59 | 0.85 | 1.51 | 2.36 | 3.39 | 4.62 | 6.03 | 9.42 | 14.73 | 24.13 | 37.70 |
| 4 | 0.79 | 1.13 | 2.01 | 3.14 | 4.52 | 6.16 | 8.04 | 12.57 | 19.64 | 32.17 | 50.27 |
| 5 | 0.98 | 1.41 | 2.51 | 3.93 | 5.65 | 7.70 | 10.05 | 15.71 | 24.54 | 40.21 | 62.83 |
| 6 | 1.18 | 1.70 | 3.02 | 4.71 | 6.79 | 9.24 | 12.06 | 18.85 | 29.45 | 48.25 | 75.40 |
| 7 | 1.37 | 1.98 | 3.52 | 5.50 | 7.92 | 10.78 | 14.07 | 21.99 | 34.36 | 56.30 | 87.96 |
| 8 | 1.57 | 2.26 | 4.02 | 6.28 | 9.05 | 12.31 | 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 | 49.04 | 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 | 150.80 |
| 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 | 226.20 |
| 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 |

Tableau des armatures

Annexe I

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour.

| $g = \frac{L_x}{L_y}$ | ELU $v = 0$ | | ELS $v = 0.2$ | |
|-----------------------|-------------|---------|---------------|---------|
| | L_y | μ_x | μ_y | μ_x |
| 0.40 | 0.1101 | 0.2500 | 0.0121 | 0.2854 |
| 0.41 | 0.1088 | 0.2500 | 0.1110 | 0.2924 |
| 0.42 | 0.1075 | 0.2500 | 0.1098 | 0.3000 |
| 0.43 | 0.1062 | 0.2500 | 0.1087 | 0.3077 |
| 0.44 | 0.1049 | 0.2500 | 0.1075 | 0.3155 |
| 0.45 | 0.1036 | 0.2500 | 0.1063 | 0.3234 |
| 0.46 | 0.1022 | 0.2500 | 0.1051 | 0.3319 |
| 0.47 | 0.1008 | 0.2500 | 0.1038 | 0.3402 |
| 0.48 | 0.0994 | 0.2500 | 0.1026 | 0.3491 |
| 0.49 | 0.0980 | 0.2500 | 0.1013 | 0.3580 |
| 0.50 | 0.0966 | 0.2500 | 0.1000 | 0.3671 |
| 0.51 | 0.0951 | 0.2500 | 0.0987 | 0.3758 |
| 0.52 | 0.0937 | 0.2500 | 0.0974 | 0.3853 |
| 0.53 | 0.0922 | 0.2500 | 0.0961 | 0.3949 |
| 0.54 | 0.0908 | 0.2500 | 0.0948 | 0.4050 |
| 0.55 | 0.0894 | 0.2500 | 0.0936 | 0.4150 |
| 0.56 | 0.0880 | 0.2500 | 0.0923 | 0.4254 |
| 0.57 | 0.0865 | 0.2582 | 0.0910 | 0.4357 |
| 0.58 | 0.0851 | 0.2703 | 0.0897 | 0.4456 |
| 0.59 | 0.0836 | 0.2822 | 0.0884 | 0.4565 |
| 0.60 | 0.0822 | 0.2948 | 0.0870 | 0.4672 |
| 0.61 | 0.0808 | 0.3075 | 0.0857 | 0.4781 |
| 0.62 | 0.0794 | 0.3205 | 0.0844 | 0.4892 |
| 0.63 | 0.0779 | 0.3338 | 0.0831 | 0.5004 |
| 0.64 | 0.0765 | 0.3472 | 0.0819 | 0.5117 |
| 0.65 | 0.0751 | 0.3613 | 0.0805 | 0.5235 |
| 0.66 | 0.0737 | 0.3753 | 0.0792 | 0.5351 |
| 0.67 | 0.0723 | 0.3895 | 0.0780 | 0.5469 |
| 0.68 | 0.0710 | 0.4034 | 0.0767 | 0.5584 |
| 0.69 | 0.0697 | 0.4181 | 0.0755 | 0.5704 |
| 0.70 | 0.0684 | 0.4320 | 0.0743 | 0.5817 |
| 0.71 | 0.0671 | 0.4471 | 0.0731 | 0.5940 |
| 0.72 | 0.0658 | 0.4624 | 0.0719 | 0.6063 |
| 0.73 | 0.0646 | 0.4780 | 0.0708 | 0.6188 |
| 0.74 | 0.0633 | 0.4938 | 0.0696 | 0.6315 |
| 0.75 | 0.0621 | 0.5105 | 0.0684 | 0.6447 |
| 0.76 | 0.0608 | 0.5274 | 0.0672 | 0.6580 |
| 0.77 | 0.0596 | 0.5440 | 0.0661 | 0.6710 |
| 0.78 | 0.0584 | 0.5608 | 0.0650 | 0.6841 |
| 0.79 | 0.0573 | 0.5786 | 0.0639 | 0.6978 |
| 0.80 | 0.0561 | 0.5959 | 0.0628 | 0.7111 |
| 0.81 | 0.0550 | 0.6135 | 0.0617 | 0.7246 |
| 0.82 | 0.0539 | 0.6313 | 0.0607 | 0.7381 |
| 0.83 | 0.0528 | 0.6494 | 0.0596 | 0.7518 |
| 0.84 | 0.0517 | 0.6678 | 0.0586 | 0.7655 |
| 0.85 | 0.0506 | 0.6864 | 0.0576 | 0.7794 |
| 0.86 | 0.0496 | 0.7052 | 0.0566 | 0.7932 |
| 0.87 | 0.0486 | 0.7244 | 0.0556 | 0.8074 |
| 0.88 | 0.0476 | 0.7438 | 0.0546 | 0.8216 |
| 0.89 | 0.0466 | 0.7635 | 0.0537 | 0.8358 |
| 0.90 | 0.0456 | 0.7834 | 0.0528 | 0.8502 |
| 0.91 | 0.0447 | 0.8036 | 0.0518 | 0.8646 |
| 0.92 | 0.0437 | 0.8251 | 0.0509 | 0.8799 |
| 0.93 | 0.0428 | 0.8450 | 0.0500 | 0.8939 |
| 0.94 | 0.0419 | 0.8661 | 0.0491 | 0.9087 |
| 0.95 | 0.0410 | 0.8875 | 0.0483 | 0.9236 |
| 0.96 | 0.0401 | 0.9092 | 0.0474 | 0.9385 |
| 0.97 | 0.0392 | 0.9322 | 0.0465 | 0.9543 |
| 0.98 | 0.0384 | 0.9545 | 0.0457 | 0.9694 |
| 0.99 | 0.0376 | 0.9771 | 0.0449 | 0.9847 |
| 1.00 | 0.0368 | 1.0000 | 0.0441 | 0.1000 |

Bibliographie :

- ✓ Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / version 2003.
- ✓ Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL91).
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (CBA.93).
- ✓ Document technique règlementaire (DTR.B.C.2.2).
- ✓ Cahier de cours Béton armé de cursus.
- ✓ Logiciel d'analyse des structures **sap2000**.
- ✓ Outil de conception AUTO CAD 2016.
- ✓ Outil de de calcul EXCEL 2010
- ✓ Outil de saisie Word 2010.
- ✓ Anciens mémoires de fin d'étude.