

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ – BOUIRA –
Faculté des sciences et des sciences appliquées
Département de génie civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

OPTION

Bâtiments

Thème

***Etude d'un bâtiment R+8 et sous/sol
contreventé par voile porteur***

Réalisé par :Encadré par :

✓ DAHMANI Hocine

Dr. AMRANE Belaid

✓ MOULLA Kamila

Soutenu publiquement le 08/07/2017 devant le jury:

Mr :Kennouche SalimPrésident

Mr : AMRANE Belaid Encadreur

Mme :SAOUDI NACIRA Examinatrice

Mme :AIT AHMED FATIHA..... Examinatrice

Année universitaire: 2016/2017

Remerciement

Nous remercions avant tout le Dieu de nous gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que terminions nos études.

Au terme de notre travail, nous tenons à remercier très sincèrement notre promoteur Dr AMRANE Belaid pour avoir accepté de nous encadrer et pour nous avoir guidés pour la réalisation de cette étude et sa disponibilité à nous écouter à tout moment, qui nous a précieusement aidés et si judicieusement suivi durant la réalisation de ce modeste travail..

Ainsi que à Mr TOUATI Mohamed ingénieur au bureau d'étude Techno-Bat pour nous avoir proposé ce sujet ainsi que pour les conseils et les encouragements.

À Mme :MESSAOUDI NADIA et Mr Hamza ingénieur au bureau d'étude El mohandissin, à qui nous sommes très reconnaissants pour ces remarques et ses conseils.

Qui n'ont jamais hésité de nous faire en profiter de leurs grandes expériences.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Et aussi à remercier tout particulièrement et à témoigner toute notre reconnaissance à tous nos professeurs de génie civil pour leur expérience enrichissante et pleine d'intérêts qu'ils nous ont fait partager durant ces 5 ans en particulier Mme MOHAMADI Sadika et Mr BELMIHOUB Hacene

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Dédicace

J'ai toujours pensé faire où offrir quelque chose à mes parents en signe de reconnaissance pour tout ce qu'ils ont consenti d'efforts rien que pour me voir réussir, et voila l'occasion est venue.

A ceux qui m'ont donné la vie, symbole de beauté, de fierté, de sagesse et de patience.

A ceux qui sont la source de mon inspiration et de mon courage, à qui je dois de l'amour et de la reconnaissance.

*A mon père Cheikh SAID
A ma très chère mère SAADA*

A mes sœurs AZIZA, SARA, NADJET, HANANE, mon frère ZOUHIR et mon petit ILYANE

A tous mes amis qui m'ont soutenu en particulier

M'HAMED, ALI, AMIROUCHE.....

A mon très chère binôme KAMILA

A tout le groupe master 2 bâtiment promotion 2017

Je dédie ce modeste travail

HOCINE

Dédicace

J'ai toujours pensé faire où offrir quelque chose à mes parents en signe de reconnaissance pour tout ce qu'ils ont consenti d'efforts rien que pour me voir réussir, et voila l'occasion est venue.

A ceux qui m'ont donné la vie, symbole de beauté, de fierté, de sagesse et de patience.

A ceux qui sont la source de mon inspiration et de mon courage, à qui je dois de l'amour et de la reconnaissance.

A mon père Mohaned Ameziane

A ma très chère mère Rachida

A mes frères Aissa et Yacine

A mon mari Belkacem

A mes sœurs Roza, Bahia, Ouezna et Sabrina

A tout mes neveux et nièces

A tous mes amis qui m'ont soutenu

A mon binôme Hocine

A tout le groupe de bâtiment

Je dédie ce modeste travail

Kamila

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage d'Habitation, service et commercial composé d'un sous-sol, un rez de chaussée et de 8 étages, implanté dans la wilaya de Bouira (Algérie), classé en Zone IIa selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par un système de contreventement à voiles porteurs et le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au CBA93 et RPA99/version2003.

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul par élément finis ETABS pour étudier et analyser le comportement dynamique de la structure étudiée

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles de construction en vigueur à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 modifié 2003).

Le type de fondation choisi est un radier nervuré.

Mots clés: Bâtiment irrégulier, Contreventement, Voiles porteurs, joint sismique, ETABS, CBA93, RPA99/2003. BAEL91/99

Abstract

This project presents a detailed study of an irregular building for residential, service and commercial use consisting of a basement, a ground floor and 8 floors, located in the wilaya of Bouira (Algeria), classified In Zone IIa according to the Algerian Parasism Regulations (RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by a bracing system with carrier sails and the pre-dimensioning of the load-bearing elements has been done in accordance with CBA93 and RPA99 / version2003.

The seismic analysis of the structure was carried out by the software of calculation by finite element ETABS to study and to analyze the dynamic behavior of the structure studied

The calculation of dimensions and reinforcement of all resistant elements complies with the construction rules in force (BAEL91 modified 99, RPA99 modified 2003).

The type of foundation chosen is a ribbed raft.

Key words: Irregular building, Bracing, Carrier sails, seismic joint, ETABS, CBA93, RPA99 / 2003, BAEL91 /99

ملخص

يعرض هذا المشروع دراسة تفصيلية للمبنى على شكل غير منتظم لاستخدام الرئيسية والخدمات والتجارة تتألف من الطابق السفلي، والطابق الأرضي و 8 طوابق، وتقع في محافظة البويرة (الجزائر)، في المنطقة الزلزالية Ila وفقا للقواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003) .

يتم توفير الاستقرار للهيكال من خلال نظام تستعد مع تحمل الجدران وقبل تنسيب العناصر الداعمة تم وفقا لل CBA93 و RPA99 / version2003.

تحليل هيكل الزلزالية أجريت بواسطة برنامج حساب ETABS تحليل العناصر المحدودة لدراسة السلوك الديناميكي للهيكال المدروس

وأبعاد وتعزيز كل عناصر المقاومة يتوافق مع أنظمة البناء المعمول بها وهي (BAEL91 تعديل 99, RPA99 تعديل 2003).

نوع الأساس المختار عبارة عن لبشة مضلعة.

الكلمات المفتاحية : مبنى غير منتظم ، نظام تستعد , تحمل الجدران , المشترك الزلزالي، ETABS ، CBA93 ، RPA99 / 2003 , BAEL91 / 99

LISTE DES TABLEAUX

| | |
|---|----|
| Tableau I.1: Caractéristiques géométriques..... | 3 |
| Tableau I.2: caractéristiques des aciers..... | 12 |
| Tableau II.1 : Charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible..... | 19 |
| Tableau II.2 : Charges et surcharges du plancher étage courant, service et Commerce..... | 20 |
| Tableau II.3 : Charges et surcharges de dalle pleine..... | 20 |
| Tableau II.4 : Charges et surcharges de dalle pleine de balcon..... | 21 |
| Tableau II.5 : Charges et surcharges de l'acrotère..... | 21 |
| Tableau II.6 : Charges et surcharges de mur en double cloison..... | 22 |
| Tableau II.7 : Charges et surcharges de mur en simple cloison..... | 23 |
| Tableau II.8 : Vérification des conditions RPA..... | 25 |
| Tableau II.9 : La loi de dégression des surcharges verticales..... | 26 |
| Tableau II.10 : charges et surcharges..... | 28 |
| Tableau II.11 : Pré-dimensionnement des poteaux | 31 |
| Tableau II.12 : Tableau récapitulatif de la vérification du critère de résistance..... | 32 |
| Tableau II.13 : Tableau récapitulatif de calcul des élancements..... | 33 |
| Tableau II.14 : Tableau récapitulatif de la vérification du critère de la stabilité de | 33 |
| Tableau II.15 : Tableau récapitulatif du calcul d'épaisseur des voiles..... | 35 |
| Tableau III.1 : Tableau récapitulatif d'évaluation des charges..... | 43 |
| Tableau III.2 : Tableau récapitulatif de la vérification des rapports des portés..... | 47 |
| Tableau III.3: Tableau récapitulatif des moments en travée et appui à l'ELS..... | 49 |
| Tableau III.4: Tableau récapitulatif des sollicitations trouvées..... | 49 |
| Tableau III.5 : Tableau récapitulatif d'évaluation des charges | 50 |
| Tableau III.6: Tableau récapitulatif des sollicitations trouvées..... | 52 |
| Tableau III.7: Tableau récapitulatif des sollicitations les plus défavorables..... | 52 |
| Tableau III.8: Tableau récapitulatif des armatures des poutrelles..... | 56 |
| Tableau III.9 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche..... | 62 |
| Tableau III.10: Moments et efforts tranchants dans la dalle..... | 67 |
| Tableau III.11: Moments et efforts tranchants dans la dalle..... | 67 |
| Tableau III.12: Vérification des contraintes du béton et d'acier..... | 70 |
| Tableau III.13: Tableau récapitulatif des sections d'armature de la dalle pleine..... | 71 |
| Tableau III.14: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche..... | 74 |

| | |
|---|-----|
| Tableau III.15: Tableau récapitulatif d'évaluation des | 75 |
| Tableau III.16: Tableau récapitulatif d'évaluation des charges..... | 76 |
| Tableau III.17: Tableau récapitulatif de la vérification à L'ELS..... | 77 |
| Tableau III.18: Tableau récapitulatif des sections d'armature de la dalle..... | 78 |
| Tableau III.19 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche..... | 81 |
| Tableau III.20: les sollicitations de calcul..... | 86 |
| Tableau III.21: Vérification des contraintes de compression dans le béton | 89 |
| Tableau III.22 : Vérification des contraintes maximales dans l'acier | 89 |
| Tableau III.23 : Calcul des sollicitations..... | 93 |
| Tableau III.24: charge permanente de la volée de l'escalier..... | 103 |
| Tableau III.25: charge permanente du palier de repos..... | 104 |
| Tableau III.26 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts | 108 |
| Tableau III.27 : Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul..... | 108 |
| Tableau III.28 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS..... | 110 |
| Tableau III.29 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche..... | 115 |
| Tableau III.30: charge permanente du paillasse..... | 118 |
| Tableau III.31: charge permanente du palier..... | 119 |
| Tableau III.32 : Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul..... | 122 |
| Tableau III.33 : Tableau récapitulatif du calcul des armatures à l'ELU..... | 123 |
| Tableau III.34 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS..... | 123 |
| Tableau III.35 : Tableau récapitulatif des choix et vérification des armatures..... | 123 |
| Tableau III.36 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELU | 124 |
| Tableau III.37 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche..... | 125 |
| Tableau III.38: charge permanente du paillasse..... | 130 |
| Tableau III.39: charge permanente du palier..... | 130 |
| Tableau III.40 : les sollicitations de calcul..... | 133 |
| Tableau III.41 : Tableau récapitulatif du calcul des armatures à l'ELU | 133 |
| Tableau III.42 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS | 134 |
| Tableau III.43 : Tableau récapitulatif des choix et vérification des armatures | 134 |
| Tableau III.44 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELU | 134 |
| Tableau III.45 : Tableau récapitulatif de calcul de la flèche..... | 136 |
| Tableau III.46: les sollicitations de calcul..... | 140 |
| Tableau III.47: Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS | 142 |
| Tableau III.48: Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELU | 143 |
| Tableau III.49: les sollicitations de calcul | 150 |

| | |
|--|-----|
| Tableau III.50: Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS..... | 151 |
| Tableau III.51: Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELU..... | 151 |
| Tableau III.52 : Combinaison des charges appliquée sur la dalle machine..... | 156 |
| Tableau III.53 : Tableau récapitulatif des moments de la dalle machine..... | 159 |
| Tableau III.54 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS..... | 161 |
| Tableau III.55 : Tableau récapitulatif des sections d'armature de la dalle machine..... | 162 |
| Tableau IV.1: Valeur de pénalités..... | 170 |
| Tableau IV.2: La période fondamentale des deux blocs..... | 171 |
| Tableau IV.3: Facteur d'amplification dynamique moyenne..... | 172 |
| Tableau IV.4: Les charges reprises par les voiles et par les portiques..... | 173 |
| Tableau IV.5 : Les charges reprises par les voiles et par les portiques..... | 174 |
| Tableau IV.6: Les charges reprises par les voiles et par les portiques..... | 174 |
| Tableau IV.7 : Les charges reprises par les voiles et par les portiques..... | 174 |
| Tableau IV.8: Mode, Période, Facteurs de participation massique pour bloc A..... | 176 |
| Tableau IV.9. : Mode, Période, Facteurs de participation massique pour le bloc B..... | 179 |
| Tableau IV.10 : Poids totale du bloc A..... | 182 |
| Tableau IV.11 : Poids totale du bloc B..... | 182 |
| Tableau IV.12: Coordonnée du centre de masse du Bloc A et B..... | 183 |
| Tableau IV.13: Coordonnée du centre de torsion du Bloc A et B..... | 185 |
| Tableau IV.14: Coordonnée du centre de masse et du centre de torsion et du Bloc A et B..... | 185 |
| Tableau IV.15: Excentricité théorique dans les deux sens..... | 186 |
| Tableau IV.16: Excentricité accidentelle..... | 187 |
| Tableau IV.17: Excentricité totale du Bloc A..... | 188 |
| Tableau IV.18: Excentricité totale du Bloc B..... | 188 |
| Tableau IV.19: l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal et transversal du Bloc A..... | 190 |
| Tableau IV.20: Combinaisons des réponses modales du Bloc A..... | 191 |
| Tableau VI.21: l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal et transversal du Bloc B..... | 192 |
| Tableau IV.22 : Combinaisons des réponses modales du Bloc B..... | 192 |
| Tableau IV.23: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du Bloc A..... | 193 |
| Tableau IV.24: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du Bloc B..... | 193 |
| Tableau IV.25: Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur du Bloc A..... | 195 |

| | |
|---|-----|
| Tableau VI.26 : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur du Bloc B | 196 |
| Tableau IV.27: Déplacement inter-étage dans le sens XX du Bloc A | 198 |
| Tableau IV.28: Déplacement inter-étage dans le sens YY du Bloc A | 198 |
| Tableau IV.29: Déplacement inter-étage dans le sens XX du Bloc B..... | 199 |
| Tableau IV.30 : Déplacement inter-étage dans le sens YY du Bloc B..... | 200 |
| Tableau IV.31: Vérification de l'effet P- Δ du Bloc A | 201 |
| Tableau IV.32 : Vérification de l'effet P- Δ du Bloc B | 202 |
| Tableau IV.33: Moment de renversement du Bloc A | 203 |
| Tableau IV.34: Vérification de stabilisation du Bloc A | 204 |
| Tableau VI. 35 : Moment de renversement du Bloc B | 204 |
| Tableau IV.36: Vérification de stabilisation du Bloc B..... | 205 |
| Tableau IV.37 : Vérification de l'effort normal réduit du Bloc A | 205 |
| Tableau IV.38 : Vérification de l'effort normal réduit du Bloc B | 206 |
| Tableau V.1: Caractéristiques mécanique des matériaux | 208 |
| Tableau V.2: Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux des deux blocs | 211 |
| Tableau V.3: corrections des moments dans les poteaux à l'ELU. | 218 |
| Tableau V.4: Sollicitations et Paramètres de poteau pour l'exemple de calcul | 219 |
| Tableau V.5 : Sollicitations et Paramètres de poteau pour l'exemple de calcul | 220 |
| Tableau V.6 : Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage longitudinal des poteaux | 223 |
| Tableau V.7 : Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux | 224 |
| Tableau V.8 : Vérification de pourcentage maximal des armatures dans les poteaux..... | 224 |
| Tableau V.9 : Tableau récapitulatif de vérification de l'effort tranchant des poteaux | 225 |
| Tableau V.10 : Tableau récapitulatif de la vérification de la contrainte d'adhérence | 226 |
| Tableau V.11 : Vérification de la contrainte cisaillement dans les poteaux | 226 |
| Tableau V.12 : L'espacement des armatures transversales des poteaux | 228 |
| Tableau V.13 : calcul des armatures transversales dans les poteaux | 228 |
| Tableau V.14 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux | 229 |
| Tableau V.15: Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS | 232 |
| Tableau V.16: Caractéristiques mécanique des matériaux | 235 |
| Tableau V.17: Sollicitations les plus défavorables des poutres principales | 236 |
| Tableau V.18: Sollicitations les plus défavorables des poutres noyés | 237 |
| Tableau V.19: Sollicitations les plus défavorables des poutres secondaires | 237 |
| Tableau V.20 : Choix et vérification de pourcentage maximal et minimale dans PP en appuis | 239 |

| | |
|--|-----|
| Tableau VI.21 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre principale à l'ELU..... | 240 |
| Tableau V.22 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres principales..... | 242 |
| Tableau V.23 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres Noyé..... | 242 |
| Tableau V.24 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres secondaires | 243 |
| Tableau V.25 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre principale à l'ELU | 243 |
| Tableau V.26 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre secondaire à l'ELU..... | 244 |
| Tableau V.27 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre noyé à l'ELU | 244 |
| Tableau V.28 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales des poutres..... | 244 |
| Tableau V.29 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre principale à l'ELS..... | 244 |
| Tableau V.30 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre secondaire à l'ELS | 245 |
| Tableau V.31 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre noyé à l'ELS..... | 245 |
| Tableau V.33 : Ferrailage verticale du voile type 01= 2.2 m..... | 258 |
| Tableau V.34 : Choix des barres du voile type 01 | 258 |
| Tableau V.35 : Ferrailage verticale du voile type 02 = 2.15 m | 258 |
| Tableau V.36 : Choix des barres du voile type 02 | 259 |
| Tableau V.37 : Ferrailage verticale du voile type 03 = 2 m | 259 |
| Tableau V.38 : Choix des barres du voile type 03 | 259 |
| Tableau V.39 : Ferrailage verticale du voile type 04 = 1.4 m | 260 |
| Tableau V.40 : Choix des barres du voile type 04 | 260 |
| Tableau V.41 : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement | 260 |
| Tableau VI.1 : Vérification de la stabilité au renversement du radier..... | 271 |
| Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de sol sous le radier..... | 272 |
| Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier..... | 275 |
| Tableau VI.4 : Vérification des moments sur appuis et en travées..... | 275 |
| Tableau VI.5 : Tableau récapitulatif de vérification à l'ELS des panneaux de radier | 278 |
| Tableau VI.6 : Tableau récapitulatif de la nouvelle section | 278 |
| Tableau VI.7 : vérification à l'ELS avec la nouvelle section des panneaux du radier | 278 |
| Tableau VI.8 : Tableau récapitulatif des sections d'armature de la dalle | 279 |
| Tableau VI.9 : Charge uniformément répartie équivalente de la nervure sens X-X et Y-Y | 281 |
| Tableau VI.10 : Tableau récapitulatif des sollicitations des calculs | 281 |
| Tableau VI.11 : Tableau récapitulatif de vérification des nervures du radier à l'ELS | 283 |
| Tableau VI.12 : Tableau récapitulatif de la nouvelle section de la nervure du sens Y-Y..... | 284 |
| Tableau VI.13 : vérification à l'ELS avec la nouvelle section de la nervure du sens Y-Y ... | 284 |
| Tableau VI.14 : Tableau récapitulatif des sections d'armature de la nervure du sens Y-Y | 284 |
| Tableau VI.15 : Tableau récapitulatif de vérification de la nervure à l'ELU | 285 |

| | |
|--|-----|
| Tableau VI.16: Tableau récapitulatif de vérification des nervures du radier à l'ELS | 290 |
| Tableau VI.17: Tableau récapitulatif de la nouvelle section de la nervure du sens Y-Y | 290 |
| Tableau VI.18: vérification à l'ELS avec la nouvelle section de la nervure du sens Y-Y ... | 290 |
| Tableau VI.19 : Tableau récapitulatif des sections d'armature de la nervure du sens Y-Y | 291 |
| Tableau VI.20 : Tableau récapitulatif de vérification de la nervure à l'ELU..... | 292 |
| Tableau VI.21: Tableau récapitulatif de ferrailage de débord | 295 |
| Tableau VI.22: Tableau récapitulatif de vérification du débord | 295 |
| Tableau VI.23: Tableau récapitulatif de la nouvelle section du débord | 295 |
| Tableau VI.24: vérification à l'ELS avec la nouvelle section du débord | 296 |
| Tableau VI.25 : Tableau récapitulatif des sections d'armature du débord | 296 |
| Tableau VI.26 : Moments et efforts tranchants dans la dalle..... | 305 |
| Tableau VI.27 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS..... | 305 |
| Tableau VI.28: Tableau récapitulatif de la nouvelle section..... | 305 |
| Tableau VI.29: vérification à l'ELS avec la nouvelle section des panneaux du radier..... | 306 |
| Tableau VI.30 : Tableau récapitulatif des sections d'armature de la dalle..... | 306 |

LISTE DES FIGURES

| | |
|--|----|
| Figure I.1: Eprouvette à écraser..... | 8 |
| Figure I.2: Diagramme de contrainte – déformation du béton à l’ELU..... | 11 |
| Figure I.3: Diagramme de contraintes – déformation du béton (à l’ELS)..... | 12 |
| Figure I.4: Diagramme contraintes – déformation de l’acier à l’ELU..... | 13 |
| Figure I.5: Diagramme contraintes – déformation de l’acier à l’ELS..... | 15 |
| Figure II.1 : coupe d'un plancher à corps creux..... | 18 |
| Figure II.2: plancher terrasse inaccessible..... | 19 |
| Figure II.3 : plancher étage courant, service et Commerce..... | 20 |
| Figure II.4: Charges et surcharges de dalle pleine..... | 21 |
| Figure II.5 : Acrotère..... | 22 |
| Figure II.6 : Coupe du mur extérieur..... | 21 |
| Figure II.7 : Coupe du mur intérieur simple | 23 |
| Figure II.8 : Dimensions à respecter par les poutres..... | 24 |
| Figure II.9 Section afférente d'un poteau sollicité..... | 28 |
| Figure II.10 : Coupe de voile en élévation..... | 34 |
| Figure II.11 : Coupe de voile en plan..... | 35 |
| Figure III. 1 : Corps creux..... | 39 |
| Figure III.2 : Poutrelle | 40 |
| Figure III.3 : Poutrelle | 40 |
| Figure III.4 : Schéma statique de la poutrelle | 41 |
| Figure III.5 : Section transversales de la poutrelle | 42 |
| Figure III.6 : Diagramme des moments sur appuis | 45 |
| Figure III.7 : Diagramme des moments sur appuis | 45 |
| Figure III.8 : Diagramme des moments sur appuis | 45 |
| Figure III.9 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L’ELU | 51 |
| Figure III.10 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L’ELS..... | 51 |
| Figure III.11 : Coupe de Section Rectangulaire et Section en T | 53 |

| | |
|---|-----|
| Figure III.12 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression | 63 |
| Figure III.13 : Ferrailage du plancher corps creux | 64 |
| Figure III.14 : Schéma d'une dalle pleine rectangulaire..... | 65 |
| Figure III.15 : ferrailage de la dalle pleine | 74 |
| Figure III.16 : Schéma ferrailage de la dalle pleine type 2 | 82 |
| Figure III.17 : Schéma d'un balcon | 83 |
| Figure III.18: schéma statique à ELU | 84 |
| Figure III.19: schéma statique à l'ELS | 84 |
| Figure III.20 Diagramme du moment à ELU | 85 |
| Figure III.21 Effort tranchant à ELU | 85 |
| Figure III.22 Diagramme du moment à ELS | 86 |
| Figure III.23 : Schéma de ferrailage du balcon | 90 |
| Figure III.24 : Coupe verticale de l'acrotère | 91 |
| Figure III.25 : Schéma statique de l'acrotère..... | 91 |
| Figure III.26 : Position de l'axe neutre | 96 |
| Figure III.27: Schémas de ferrailage de l'acrotère | 99 |
| Figure III.28 : schéma d'un escalier | 100 |
| Figure III.29 : Schéma statique d'escalier type 01 | 101 |
| Figure III.30 : Schéma statique d'escalier type 02 | 102 |
| Figure III.31: schémas statique de calcul | 105 |
| Figure III.32: Diagramme de moment et d'effort tranchant (ELU) | 106 |
| Figure III.33: Diagramme de moment et d'effort tranchant (ELS)..... | 107 |
| Figure III.34: Section de calcul d'escalier type 2 | 109 |
| Figure III.35: Schéma de ferrailage d'escalier type 02 | 117 |
| Figure III.36 : Schéma d'escalier type | 117 |
| Figure III.37: schémas statique de calcul..... | 120 |
| Figure III.38: Diagramme de moment fléchissant de l'escalier à l'ELU | 121 |
| Figure III.39: Diagramme de l'effort tranchant de l'escalier à l'ELU | 121 |

| | |
|--|------------|
| Figure III.40: Diagramme de moment fléchissant de l'escalier à l'ELS..... | 122 |
| Figure III.41: Section de calcul d'escalier type 3..... | 122 |
| Figure III.42: schémas statique de calcul..... | 126 |
| Figure III.43 : Schéma d'escalier type 04..... | 127 |
| Figure III.44 : Schéma statique d'escalier type 04..... | 127 |
| Figure III.45: schémas statique de calcul..... | 131 |
| Figure III.46: Diagramme de moment fléchissant de l'escalier à l'ELU..... | 132 |
| Figure III.47: Diagramme de l'effort tranchant de l'escalier à l'ELU..... | 132 |
| Figure III.48: Diagramme de moment fléchissant de l'escalier à l'ELS..... | 132 |
| Figure III.49: Section de calcul d'escalier type 04..... | 133 |
| Figure III.50: Schéma de ferrailage d'escalier type 04..... | 137 |
| Figure III.51 : schéma statique de la poutre | 137 |
| Figure III.52: Diagramme de moment fléchissant à l'ELU..... | 139 |
| Figure III.53: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU..... | 139 |
| Figure III.54: Diagramme de moment fléchissant à l'ELS..... | 140 |
| Figure III.55: Schéma de ferrailage poutre palière..... | 145 |
| Figure III.56: Schéma de ferrailage du voile..... | 147 |
| Figure III.57: Schéma statique de calcul..... | 147 |
| Figure III.58: Diagramme de moment fléchissant à l'ELU..... | 149 |
| Figure III.59: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU..... | 149 |
| Figure III.60: Diagramme de moment fléchissant à l'ELS..... | 149 |
| Figure III.61: Schéma de ferrailage poutre console..... | 154 |
| Figure III.62: schéma d'un ascenseur..... | 155 |
| Figure III.63: Répartition de la charge localisée sur la dalle..... | 157 |
| Figure III.64 : Diagrammes des moments à L'ELU | 159 |
| Figure III.65 : Diagrammes des moments à L'ELS | 159 |
| Figure III.66 : Schéma de ferrailage de la dalle machine..... | 164 |
| Figure IV.1: Vue en Plan et 3D du bloc A..... | 168 |

| | |
|--|------------|
| Figure IV.2: Vue en Plan et 3D du bloc B..... | 168 |
| Figure IV.3: Spectre de réponse de calcul | 172 |
| Figure IV.4 : La disposition des voiles pour le bloc A..... | 174 |
| Figure IV.5: Premier mode {translation pure XX} bloc A..... | 177 |
| Figure IV.6: Premier mode {translation pure YY} bloc A..... | 177 |
| Figure IV.7: Troisième mode {torsion ZZ} bloc A..... | 178 |
| Figure IV.8 : La disposition des voiles pour le bloc B..... | 178 |
| Figure IV.9 : Premier mode {translation XX} bloc B..... | 180 |
| Figure IV.10 : Deuxième mode {translation YY} bloc B..... | 180 |
| Figure IV.11: Troisième mode {torsion ZZ} bloc B..... | 181 |
| Figure IV.12: Coordonnée du centre de masse et du centre de torsion et du Bloc A et B.. | 186 |
| Figure IV.13:Excentricité accidentelle et théorique..... | 187 |
| Figure IV.14: Distribution des forces sismiques..... | 195 |
| Figure IV.15: Concentration des forces sismiques aux étages suivant XX et YY du Bloc A..... | 196 |
| Figure IV.16: Concentration des forces sismiques aux étages suivant XX et YY du Bloc B..... | 197 |
| Figure IV.17 : L'effet P-Δ sur la structure..... | 201 |
| Figure IV.18: Les forces agissent sur la stabilité au renversement..... | 203 |
| Figure IV.19: Largeur minimum du joint sismique..... | 206 |
| Figure IV.20: Disposition des joints sismique..... | 207 |
| Figure V.1 : schémas statique d'un poteau..... | 208 |
| Figure V.2 : Zone nodale des poteaux..... | 210 |
| Figure V.3 : Schéma du poteau {50x50} et {45x45}..... | 229 |
| Figure V.4 : Schéma du poteau {55x55}..... | 230 |
| Figure V.5: Schéma de ferrailage des poteaux..... | 233 |
| Figure V.6: Les sections des poutres | 235 |
| Figure V.7 : Schéma de ferrailage de la poutre principale..... | 247 |
| Figure V.8 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire..... | 248 |

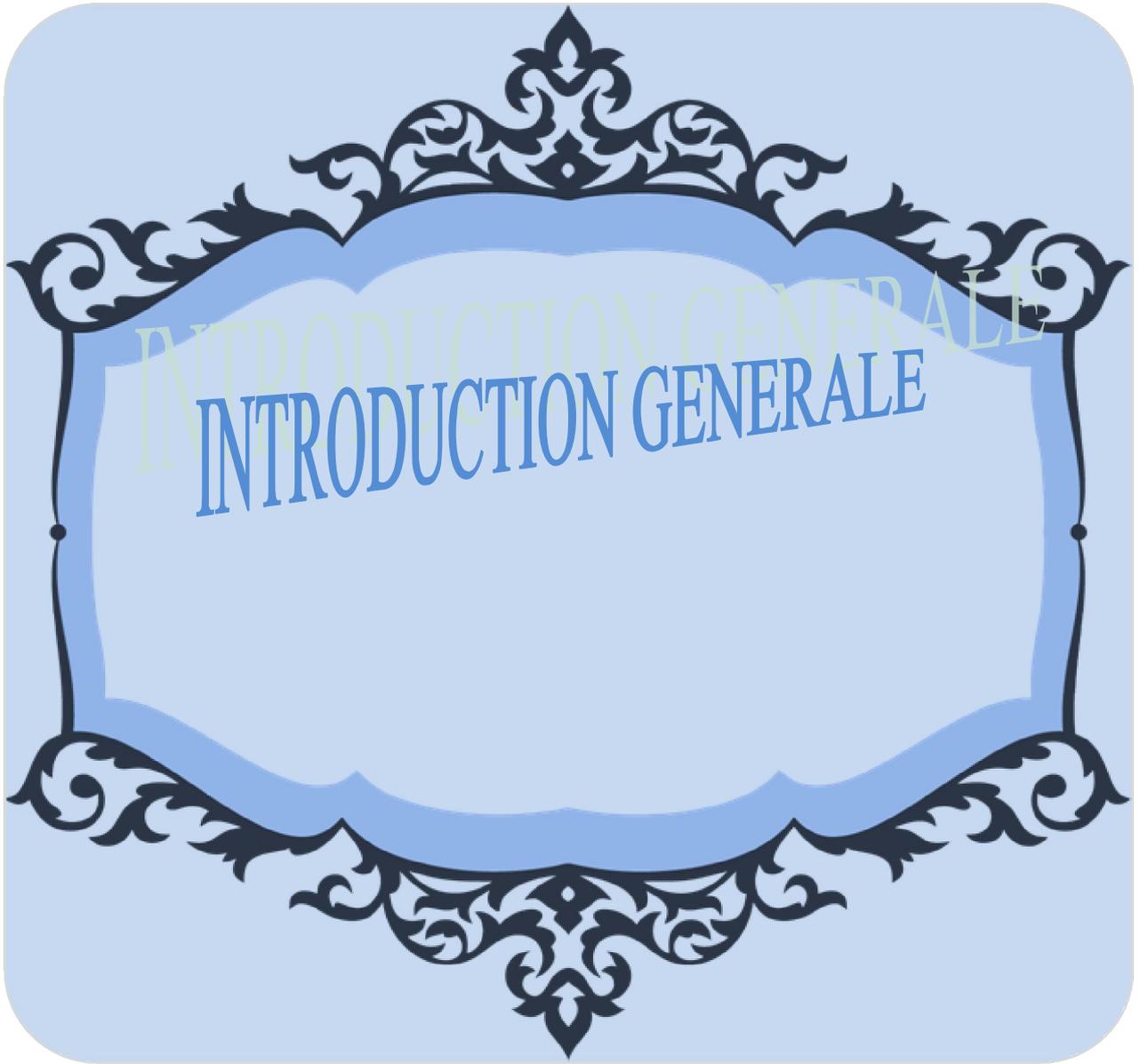
| | |
|---|------------|
| Figure V.9 : Schéma de ferrailage de la poutre noyée..... | 248 |
| Figure V.10 : Les sollicitations des voiles..... | 249 |
| Figure V.11 : Disposition des armatures verticales dans le voile..... | 251 |
| Figure V.12 : Diagramme des contraintes d'une section partiellement tendue..... | 253 |
| Figure V.13 : Diagramme des contraintes d'une section entièrement tendue..... | 254 |
| Figure V.14 : Diagramme des contraintes d'une section entièrement comprimé..... | 254 |
| Figure V.15 : Schéma de ferrailage du voile type 01 zone I..... | 261 |
| Figure V.16 : Schéma de ferrailage du voile type 01 zone II et zone III..... | 261 |
| Figure V.17 : Schéma de ferrailage de voile type 02 zone I..... | 262 |
| Figure V.18 : Schéma de ferrailage de voile type 02 zone II et zone III..... | 262 |
| Figure V.19 : Schéma de ferrailage de voile type 03 zone I..... | 262 |
| Figure V.20 : Schéma de ferrailage de voile type 03 zone II et zone III..... | 263 |
| Figure V.21 : Schéma de ferrailage de voile type 04 zone I, zone II et zone III..... | 263 |
| Figure VI.1 : Schéma de transmission des charges..... | 266 |
| Figure VI.2 : Schéma de transmission des charges..... | 267 |
| Figure VI.3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux | 268 |
| Figure VI.4: Schéma statique du bâtiment | 270 |
| Figure VI.5 : Schéma de la dalle du radier..... | 274 |
| Figure VI.6 : Schéma de ferrailage du radier en appui sens X-X | 296 |
| Figure VI.7 : Schéma de ferrailage du radier en travée sens X-X | 297 |
| Figure VI.8 : Schéma de ferrailage du radier en appui sens Y-Y | 297 |
| Figure VI.9 : Schéma de ferrailage du radier en travée sens Y-Y | 297 |
| Figure VI.10: schéma statique du voile périphérique..... | 299 |
| Figure VI.11 : Schéma du panneau de rive..... | 301 |
| Figure VI.12 : Schéma de ferrailage du voile périphérique..... | 308 |

LISTE DES SYMBOLES

| | |
|-----------------------|---|
| A : | Coefficient d'accélération de zone |
| A_{min} : | Section d'armature minimale déterminée par les règlements |
| A_{max} : | Section d'armature maximale |
| A_r : | Armature de répartition |
| A_s : | Section d'armature |
| b : | Largeur |
| b_0 : | Largeur de la nervure |
| C_P : | Facteur de force horizontale |
| C_t : | Coefficient de période |
| D : | Facteur d'amplification dynamique |
| d : | La distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures. |
| d' : | La distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue. |
| $\Delta_{Kx,y}$: | correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k-1$ |
| $\delta_{kx,y}$: | Déplacements horizontaux au niveau k dans le sens x et le sens y successivement |
| $\delta_{(ek) x,y}$: | Déplacements dus aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion) |
| e : | Epaisseur, excentricité |
| E : | Module de Young. |
| E_b : | Module de déformation différée |
| E_{ij} : | Module d'élasticité instantané |
| E_{vj} : | Module d'élasticité différée |
| E_s : | Module d'élasticité de l'acier |
| F : | Force sismique de niveau |
| f : | Flèche |
| f_e : | Limite d'élasticité de l'acier |
| f_{bc} : | Contrainte de calcul |
| f_{cj} : | Résistance à la compression du béton à $\{j\}$ jours |
| f_{tj} : | Résistance à la traction du béton à $\{j\}$ jours |
| 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 |
| g : | Largeur de la marche |
| G : | Action permanente |
| h : | Hauteur |
| h_k : | Hauteur de l'étage « k » |

| | |
|----------------------------|--|
| h_n : | la hauteur mesurée en mètre, à partir de la base de la structure |
| h_r : | L'épaisseur du radier |
| I_x, I_y : | Moment d'inertie |
| K : | Coefficient de raideur de sol |
| K_a : | Coefficient de poussé |
| L : | Longueur |
| L_0 : | La longueur de la projection horizontale de la paillasse |
| L_e : | Longueur élastique |
| M : | Moment fléchissant |
| M_a : | Moment en appui |
| M_s : | Moment stabilisateur du aux charges verticales |
| M_t : | Moment en travée |
| N : | Effort normal |
| n : | Nombre d'étage. |
| N_u : | L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton. |
| P_k : | poids total de la structure et des charges |
| Q : | Action d'exploitation , facteur de qualité |
| R : | Coefficient de comportement global de la structure |
| S_t : | Espacement |
| T : | Effort tranchant, période |
| T_1, T_2 : | Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site |
| V : | Force sismique total |
| V_t : | Forces sismiques à la base |
| V_k : | Effort tranchant d'étage au niveau "k" |
| W : | Poids total de la structure |
| W_i : | Poids au niveau {i} |
| γ_b : | Coefficient de sécurité de béton |
| γ_d : | Poids spécifique du remblai |
| γ_s : | Coefficient de sécurité d'acier |
| ε : | Déformation relative |
| θ : | Coefficient d'application |
| φ : | Angle de frottement |
| η : | Coefficient de fissuration |
| σ_{bc} : | Contrainte du béton |
| $\overline{\sigma}_{bc}$: | Contrainte admissible du béton |

| | |
|-------------------------|---|
| σ_s : | Contrainte d'acier |
| $\overline{\sigma_s}$: | Contrainte admissible d'acier |
| σ_m : | Contrainte moyenne |
| σ_{sol} : | Contrainte du sol |
| τ : | Contrainte ultime de cisaillement |
| μc : | Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier |
| μ : | Moment ultime réduit |
| ξ : | Pourcentage d'amortissement critique |
| ν : | Coefficient de poisson |
| λ : | Elancement |
| Y : | Position de l'axe neutre |
| I_0 : | Moment d'inertie de la section totale homogène |
| I : | Moment d'inertie |
| I_{fi} : | Moment d'inertie fictive pour les déformations instantanées |
| I_{fv} : | Moment d'inertie fictive pour les déformations différées |



INTRODUCTION GENERALE



Introduction générale :

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à des mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique a un niveau d'accélération donné.

En effet l'ingénieur est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction des certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, la capacité portante du sol ainsi que les contraintes architecturales.

Notre cycle de formation en génie civil étant arrivé à terme, et dans le but de concrétiser les connaissances acquises durant notre cursus, nous avons choisi l'étude et le calcul des éléments structuraux d'un bâtiment (RDC+8+sous sol) contreventé par voiles et portiques qui doit être calculé pour garantir sa stabilité et assurer la sécurité des usagers. Pour cela, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueurs à savoir ;

- Le règlement parasismique algérien (RPA99, modifié en 2003).
- Les règles de conception et de calcul des ouvrages et des constructions des bâtiments en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91/99).

Notre travail est organisé en six chapitres :

- Le premier chapitre consiste en une présentation complète du bâtiment : définition des différents éléments, choix des matériaux
- Le deuxième chapitre est consacré au pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux de la structure
- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre présente l'étude dynamique et sismique du bâtiment menée en utilisant le logiciel de calcul par éléments finis ETABS.

- Le calcul du ferrailage des éléments porteurs principaux par exploitation des résultats donnés par le logiciel ETABS, constitue l'objet du chapitre V.
- Enfin, Le sixième chapitre porte sur l'étude de l'infrastructure.

L'ensemble des chapitres présentés ici, ont pour finalité la réalisation d'une structure parasismique qui va être illustré tout au long de notre travail.



I.2) Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui nous a été confié par une société nationale est une tour composée d'un sous-sol et d'un rez-de-chaussée à usage commercial et de premier étage à usage de service et les autres d'habitation, L'ouvrage est implanté à wilaya de Bouira qui est une ville classée selon le RPA99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

I.2.1) Caractéristiques géométriques du bâtiment :

a) Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment (avec l'acrotère)30.12m
- Hauteur du sous sol.....4.08m
- Hauteur du rez-de-chaussée4.59 m
- Hauteur de premier étage (service).....3.40 m
- Hauteur des étages courants.....3.06 m

b) Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan25.50m
- Largeur totale en plan24.15 m

Tableau I.1: Caractéristiques géométriques

| Etage | Niveau | Hauteur | Usage |
|---------------|-----------|---------|------------|
| Sous sol | -4.08 | 04.08m | Dépôt |
| R_D_C | 00.00 | 04.59m | Commerce |
| Premier étage | 03.40 | 03.40m | Service |
| Etage courant | 07 Étages | 03 .06m | Habitation |

c) Données du site

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA 99/version2003**
- Comme zone de sismicité moyenne (**zone IIa**).
- L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2**.
- Le site est considéré comme **meuble (S3)**.
- La Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol} = 2bars$; à **1.50 m** de profondeur.

I.2.2) Conception de la structure du bâtiment :

I.2.2.1) Superstructure :

La structure comporte de deux catégories d'éléments qui sont :

✚ **Les éléments structuraux** : qui assurent la grande partie de la stabilité de l'ouvrage

Ils sont composés par l'ensemble des **poutres** des **poteaux** et des **voiles**.

✚ **Les éléments non structuraux** : qui aident les éléments structuraux à assurer la stabilité de l'ouvrage, ils sont composés par l'ensemble des planchers, des escaliers, des maçonneries.

a) Les éléments principaux :

L'ossature du bâtiment sera composée par des poteaux et des poutres formant un système de portiques transversaux et longitudinaux destiné à reprendre les charges et surcharges verticales et d'un ensemble de voiles en béton armé disposé dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement mixte ou à voiles porteur qui sera défini ultérieurement dans le chapitre consacré à l'étude dynamique

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

Pour un système de contreventement avec voiles porteurs, la totalité des charges horizontales sera équilibrée par les voiles.

b) Les éléments secondaires :

b.1) Planchers

Les planchers sont des aires planes destinées à limiter les différents niveaux d'un bâtiment, à supporter les revêtements et les surcharges. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

On distingue de deux types de planchers :

Planchers en corps creux :

Ils sont composés par des hourdis avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles coulées sur place. Le plancher terrasse, inaccessible, sera muni d'une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales, d'une étanchéité et d'une isolation thermique.

Planchers en dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armée sont prévues au niveau du parking ; au niveau du R-1 et RDC et aussi là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux.

b.2) Maçonneries :

Murs extérieurs: ils seront en double cloison de briques creuses de 10cm séparés par une lame d'air de 5cm et ensuite d'un mur de 10cm (10+5+10).

Murs intérieurs: ils seront en simple cloison de briques creuses de 10 cm

b.3) Escaliers :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier menant aux différents étages ; elle sera réalisée en béton armé et coulée sur place.

I.2.2.2) Infrastructure :

Le choix de la fondation se fera selon :

- L'importance de l'ouvrage (poids de la structure).
- La résistance pratique du sol.
- la nature du sol.
- Economie, et facilité de réalisation

a) Hypothèses de calcul :

Le calcul de cet ouvrage sera conforme au règlement parasismique algérien **RPA 99 modifié en 2003**, et les règles **CBA 93** basées sur la théorie des états limites **BAEL 91 modifié en 99**.

a.1) Etats limites ultimes (ELU) :

Ils sont relatifs à la valeur maximale de la capacité portante des éléments de la construction :

On distingue :

- Equilibre statique de la construction (pas de renversement).

- Résistance de chacun des matériaux de la structure (pas de rupture).
- Stabilité de forme (pas de flambement).

❖ **Hypothèses de calcul à l'ELU**

- Les sections restent droites et planes avant et après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ en compression simple.
- Le diagramme $\sigma_{bc} - \varepsilon_{bc}$ utilisé est le diagramme parabole-rectangle. (**fig. I-2**)
- Lorsque la section n'est pas entièrement comprimée, il est préférable d'utiliser le diagramme rectangulaire simplifié.

a.2) Etats limites de service (ELS) :

Ils concernent les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions. On distingue :

- l'état limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- l'état limite de déformation (pas de flèche excessive).
- l'état limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

Remarque : pour les éléments fléchis on est amené à calculer la flèche maximale.

❖ **Hypothèses de calcul à l'ELS :**

- Les sections restent droites et planes avant et après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures
- La résistance à la traction du béton est négligée dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux à comportement linéaires élastiques s'il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = n E_b$; $n = 15$)
- n : Coefficient d'équivalence.

I.3) Caractéristique des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003) et CBA93.

I.3.1) BÉTON :

I.3.1.1) Définition :

Le béton est une roche artificielle obtenu par mélange de ciment (liant) d'eau de granulats (sable ; gravier) et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés dans des proportions bien déterminées.

Le béton utilisé doit répondre aux règles parasismiques algériennes (RPA) ainsi qu'aux règles techniques de calcul du béton aux états limites (CBA).

Il présente une très bonne résistance à la compression, par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

A titre d'exemple :

• Composition du 1 m³ de béton courant : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$:

- ✓ 350 kg/m³ de ciment de classe CPA325.
- ✓ 400 litres de sable de diamètre 0/5.
- ✓ 800 litres de gravier de diamètre 15/25.
- ✓ 175 litres d'eau de gâchage.

I.3.1.2) Caractéristiques mécanique :

a) Caractéristique du béton à la compression à 28j :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression désignée par f_{c28} (résistance en compression à 28 jours). Elle se mesure par la compression axiale de cylindres droits dont la hauteur est double de diamètre ($\emptyset = 16\text{cm}$ et $h = 32\text{cm}$). Dans notre projet on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit :

(BAEL 91/99, art A.2.1, 11)

➤ $j \leq 60$ jours, est :

$$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} : f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(4,76 + 0,83j)}$$

$$f_{c28} > 40\text{MPa} : f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(1,4 + 0,95j)}$$

- $j \geq 60$ jours; $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$

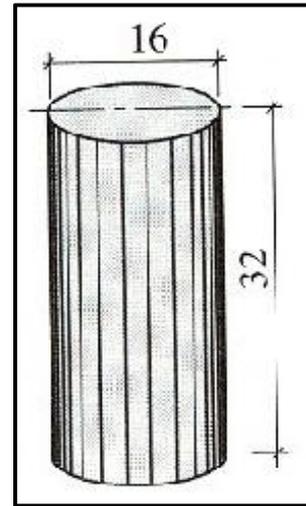


Figure I.1: Epreuve à écraser

b) Caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible ; elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression ; La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
- Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté "a" et de longueur "4a" reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion
- La résistance à la traction est notée par « f_{ij} », elle est définie par la relation :

➤ $f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad (\text{MPa}); \quad (\text{BAEL 91/99, art A.2.1, 12})$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on trouve $f_{ij} = 2,1 \text{ MPa}$

c) Module de déformation longitudinale :

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

❖ Module d'élasticité instantanée « E_{ij} » :

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

$j < 24$ heures

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{ij} = 32\,164,20 \text{ MPa.} \quad (\text{BAEL 91/99, art A.2.1, 21})$$

❖ Module d'élasticité différé « E_{vj} » :

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

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

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{vj} = 10\,818,86 \text{ MPa.} \quad (\text{BAEL 91/99, art A.2.1 22})$$

d) Module déformation transversale :

La valeur du module de déformation transversale noté «G» est donnée par l'expression suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} [\text{Mpa}] \quad ; \quad \begin{cases} E: \text{Module de YOUNG} \\ \nu: \text{Coefficient de poisson} \end{cases}$$

e) Coefficient de Poisson (ν) :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

ν : Coefficient de poisson.

E : Module de Young.

$$\nu = \frac{\text{Déformation relative transversale}}{\text{Déformation relative longitudinale}}$$

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

Avec

- $\Delta l / l$: allongement relatif de la section transversale.
- $\Delta L / L$: allongement relatif de la section longitudinale.

Il sera pris égale à : **(BAEL 91/99, art A.2.1 ,3)**

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

I.3.1.3) Caractéristique physique du béton :

a) Poids volumique du béton :

Le poids volumique de béton ρ est de l'ordre de :

- **23 à 24 KN/m³** s'il n'est pas armé.
- **25 KN/m³** s'il est armé.

b) Diagramme σ / ϵ de calcul :

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

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de

La quelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91/99, art A.4.3, 41})$$

Avec :

- ✓ γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

Tel que :

- $\gamma_b = 1,5$ cas des situations courantes
- $\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelle
- **0,85 devient 0,80** quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.
- θ : Coefficient d'application des actions considérées :
- $\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 heures
- $\theta = 0,9$: lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est comprise entre 1 h et 24h.
- $\theta = 0,85$: lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est inférieure à 1 h.

• Situation courante

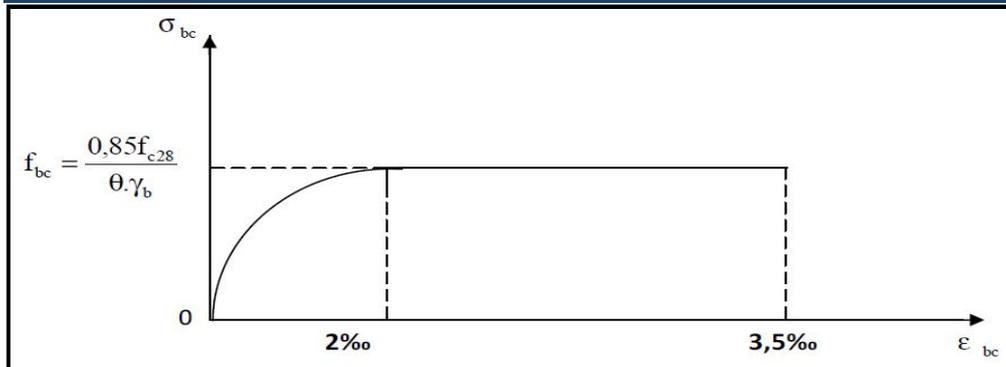
Situation accidentelle

$$\left. \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \\ \theta = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \quad \left. \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \\ \theta = 0,85 \end{array} \right\} \Rightarrow f_{bu} = 21,7 \text{ MPa}$$

A l'état limite ultime, c'est un diagramme non linéaire dit «parabole- rectangle»

(BAEL 91/99, art A.4.3, 41)

Figure I.2: Diagramme de contrainte – déformation du béton à l'ELU



b.2) Contrainte tangente conventionnelle (contrainte limite de cisaillement) à l'ELU :

Elle est définie par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad [\text{MPa}]. \quad \dots\dots\dots \text{BAEL91/99 (Art A - 5.1.21)}$$

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissuration préjudiciable très préjudiciable.}$$

Dans notre cas : $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ fissuration préjudiciable très préjudiciable.

b.3) Contraintes limites de compression à l'état limite de service (E.L.S):

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

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

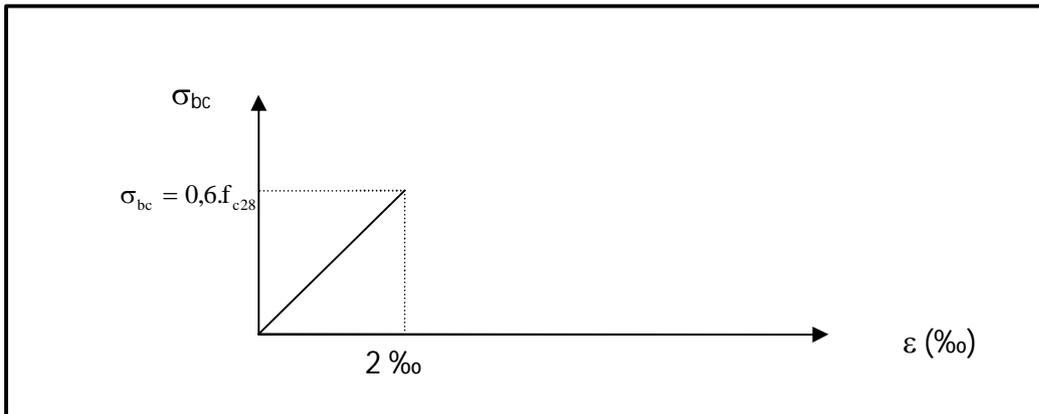
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{cj} \quad (\text{BAEL 91/99, art A.4.5, 2})$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{cj} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Figure I.3: Diagramme de contraintes – déformation du béton (à l'ELS)



I.3.2) Acier

I.3.2.1) Définition(Classification) :

L'acier est un matériau très résistant obtenu par alliage de fer et de Carbone. Les armatures d'un béton sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

Dans ce projet, on a trois types utilisés dont leurs caractéristiques sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I.2: caractéristiques des aciers

| Type d'acier | Nomination | Symbole | Limite d'élasticité Fe [MPa] | Résistance a la rupture | Allongement relatif à la rupture [%] | Coefficient de fissuration [η] | Coefficient de scellement [ψ] |
|------------------|-----------------------------|---------|------------------------------|-------------------------|--------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| Aciers en barres | Rond lisse Fe E 235 | RL | 235 | 410-490 | 22 | 1 | 1 |
| | Haute adhérence Fe E 400 | HA | 400 | 480 | 14 | 1,6 | 1,5 |

| | | | | | | | |
|---------------------------|---------------------------|----|-----|-----|---|-----|---|
| Aciers en treillis | Treillis soudés TL520 Ø<6 | TS | 520 | 550 | 8 | 1,3 | 1 |
|---------------------------|---------------------------|----|-----|-----|---|-----|---|

I.3.2.2) Caractéristique mécanique

a) Module d'élasticité des aciers :

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

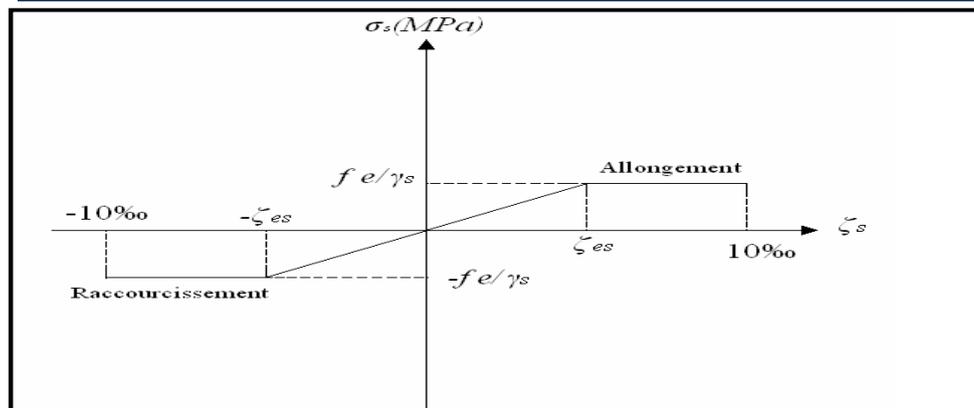
$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa.} \quad (\text{B.A.E.L.91/99 Art.2.2,1})$$

b) Les contraintes limites de calcul :

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

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant: (B.A.E.L.91/99 Art.2.2, 2)

Figure I.4: Diagramme contraintes – déformation de l'acier à l'ELU.



f_e : Contrainte limite élastique.

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

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

σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ (B.A.E.L.91/99.Art.4.3, 2)

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

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

Pour les aciers FeE400 on a : $\zeta_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 1,74\%$

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

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissurations en limitant les contraintes dans l'armatures. (B.A.E.L.91/99 Art.4.5, 33)

- **Fissuration peu nuisible** : La contrainte n'est soumise à aucune limitation.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- **Fissuration préjudiciable**: Cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$$

- **Fissuration très préjudiciable** : Cas des éléments exposés en milieu agressif.

$$\bar{\sigma}_s = 0.8 \times \left[\min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \right]$$

f_{tj} : Résistance caractéristique du béton à la traction

Avec :

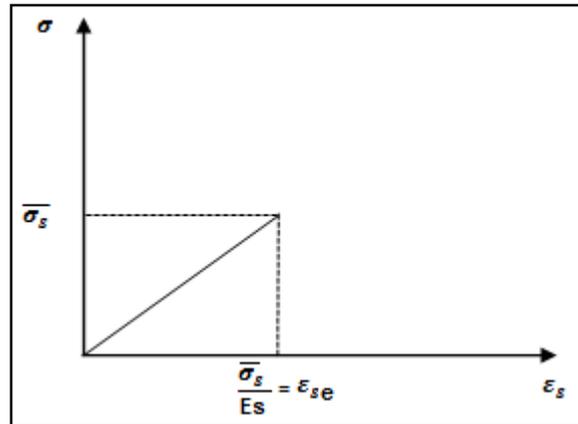
η : Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

- $\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence de $\phi \geq 6\text{mm}$.
- $\eta = 1,3$ pour les armatures à haute adhérence de $\phi \leq 6\text{mm}$.
- $\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisses.

b.3) Diagramme contraintes déformations de calcul de l'acier à l'ELS:

(B.A.E.L.91/99. Art.2.2,2)

Figure I.5: Diagramme contraintes – déformation de l'acier à l'ELS.



c) Le coefficient d'équivalence :

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

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

d) Protection des armatures : (B.A.E.L.91/99. Art.A.7, 1)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempérie et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **C ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3 cm** : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- **C ≥ 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Pour notre considérerons **C= 5cm** pour les éléments de l'infrastructure et **C= 3cm** pour les éléments de la superstructure compte tenu de certains intempéries du site ou se situ notre ouvrage.

I.4) Les règlements et les logiciels :

a) Les règlements

- B.A.E.L 91 Modifié 99.
- R.P.A 99 Version2003.

- C.B.A 93.
- D.T.R.

b) les logiciels

- ETABS 9.7.4.
- SOCOTEC : Pour le calcul et la vérification de ferrailage.
- AUTOCAD 2010 : Pour les dessins des plans.



Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments résistants



II) Pré dimensionnement des éléments résistants :

II.1) Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments d'une structure nous permet d'avoir les Dimensions minimales que doivent avoir les éléments de la structure. Ces dimensions sont obtenues des prescriptions réglementaires données par le RPA99/version 2003 et du CBA93 ainsi que BAEL 91 modifiée 99.

Les dimensions adoptés à l'issue de ce chapitre sont susceptibles de subir des modifications dans la phase de dimensionnement ou en cas de fractionnement du bloc si nécessaire.

II.2) Pré dimensionnement des planchers :

Les plancher sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment .leur rôle principale est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.

En plus cette participation a la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soit pas trop élevées à cause des désordres que ceux-là occasionnerons aux cloisons au revêtement et au plancher lui-même.

II.2.2) Plancher corps creux :

Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations et de résistance et par conséquent déterminée selon les conditions ci-dessous :

✚ Isolation thermique et phonique :

Le confort de l'isolation exige une épaisseur minimale de 16cm : $e \geq 16cm$

✚ Résistance au feu :

$$\begin{cases} e = 7cm & \text{pour une heure de coupe feu} \\ e = 11cm & \text{pour deux heures de coupe feu} \\ e = 17cm & \text{pour un coupe feu de quatre heures} \end{cases}$$

On admet : $e = 16cm$

✚ Résistance a la flexion

$$e \geq \min \left(\frac{l_{xmax}}{22,5}; \frac{l_{ymax}}{22,5} \right)$$

l_x : la longueur de la travée entre nus d'appuis suivant x.

l_y : la longueur de la travée entre nus d'appuis suivant y.

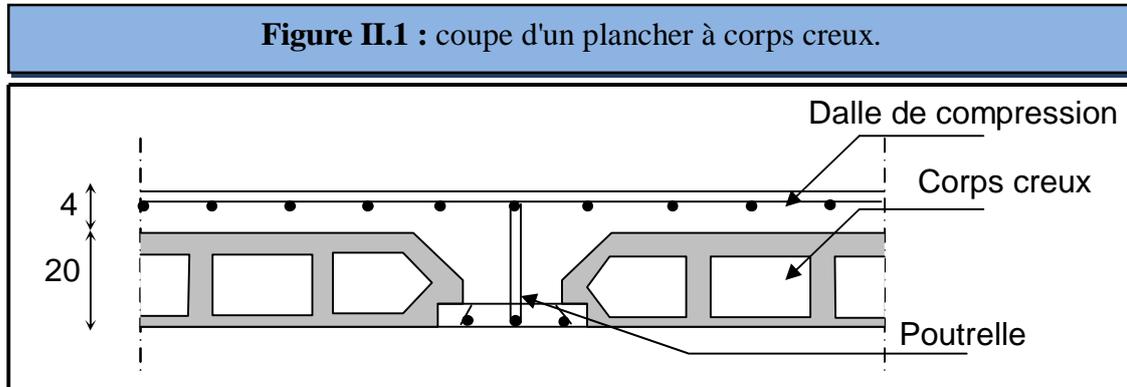
$$e \geq \min \left(\frac{570}{22,5}; \frac{470}{22,5} \right) \implies e \geq \min \left(\frac{470}{22,5} \right)$$

Donc: $e \geq 20,88\text{cm}$

On adopte un plancher de **24 cm** :

20cm : hauteur du corps creux (hourdis).

4cm : épaisseur de la dalle de compression.



II.2.2) Plancher dalle pleine :

Les dalles assurent la transmissions des charges aux différents éléments, comme Elles constituent une séparation entre les différents niveaux.

Leur pré-dimensionnement est déterminé en tenant des conditions essentielles de Résistance et d'utilisation.

✚ Condition de résistance à la flexion :

Epaisseur minimale requise h_0 :

$$h_0 \geq \frac{l_x}{25} \quad \text{si } \alpha < 0.4$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} \quad \text{si } \alpha > 0.4$$

$$\text{Avec } \alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

l_x : Petit coté du panneau de dalle

l_y : Grand coté du panneau de dalle

✚ Résistance au feu :

Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm.

✚ Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la Masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L=15 \log(M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique Minimale de **375 kg/m²**

D'ou l'épaisseur minimale de la dalle est

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{375}{2500} = \mathbf{15\text{cm}}$$

Nous prenons : **h₀ = 15cm**

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

G : Charges permanentes.

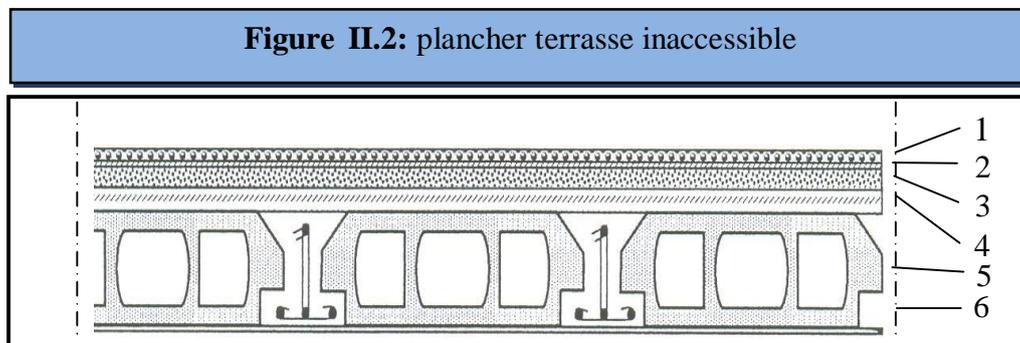
Q : Charges d'exploitations.

a) **Planchers terrasse inaccessible :**

Tableau II.1 : Charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible

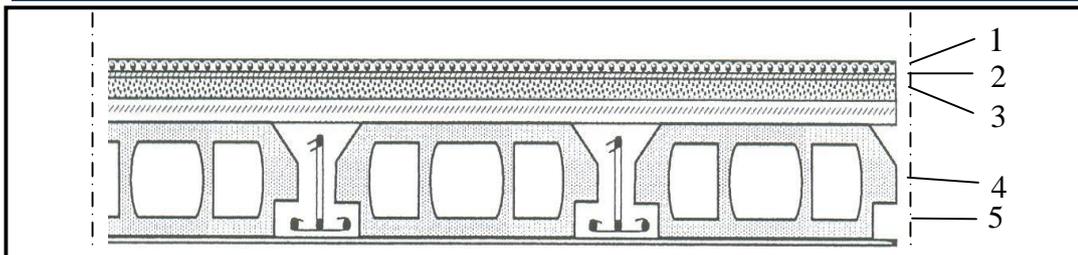
| Désignation | Poids volumique(KN/m ³) | Epaisseur (m) | Poids(KN/m ²) |
|---|-------------------------------------|---------------|---------------------------|
| 1).Protection en gravillons roulés | 20,00 | 0,05 | 1,00 |
| 2).Etanchéité multicouches | 6,00 | 0,02 | 0,12 |
| 3).Béton forme de pente | 22,00 | 0,05 | 1,10 |
| 4).Isolation thermique en liège | 4,00 | 0,04 | 0,16 |
| 5).Planchers en corps creux | / | 0,20+0,04 | 3,2 |
| 6).Enduit plâtre | 10,00 | 0,02 | 0,20 |
| | | | G=5,78 |
| | | | Q=1,00 |

Figure II.2: plancher terrasse inaccessible



b) Planchers étage courant, étage service et commerce :**Tableau II.2 :** Charges et surcharges du plancher étage courant, service et Commerce.

| Désignation | Poids volumique(KN/m ³) | Epaisseur (m) | Poids(KN/m ²) |
|-----------------------------|-------------------------------------|---------------|-----------------------------|
| 1).Revêtement en carrelage | 20,00 | 0,02 | 0,40 |
| 2).Mortier de pose | 20,00 | 0,02 | 0,40 |
| 3).Lit de sable | 18,00 | 0,02 | 0,36 |
| 4).Planchers en corps creux | / | 0,20+0,04 | 3,2 |
| 5).Enduit plâtre | 10,00 | 0,02 | 0,20 |
| Cloisons de séparations | 10,00 | 0,1 | 1 |
| | | | G=5,56 |
| | | | Q_{ec}=1,50 |
| | | | Q_{ser}=2,50 |
| | | | Q_{com}=4,00 |

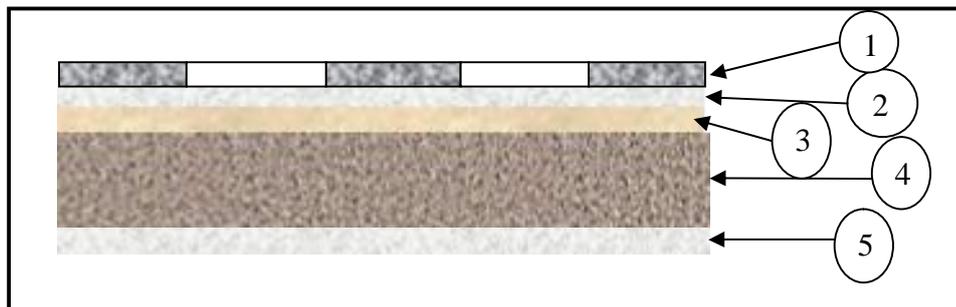
Figure II.3 : plancher étage courant, service et Commerce.c) Dalle pleine :**Tableau II.3 :** Charges et surcharges de dalle pleine

| Désignation | Poids volumique(KN/m ³) | Epaisseur (m) | Poids(KN/m ²) |
|----------------------------|-------------------------------------|---------------|---------------------------|
| 1).Revêtement en carrelage | 20,00 | 0,02 | 0,40 |
| 2).Mortier de pose | 20,00 | 0,02 | 0,40 |
| 3).Lit de sable | 18,00 | 0,02 | 0,36 |
| 4).Dalle pleine | 25,00 | 0,15 | 3,75 |
| 5).Enduit en plâtre | 18,00 | 0,02 | 0,36 |
| Cloisons de séparations | 10,00 | 0,1 | 1 |
| | | | G=6,27 |
| | | | Q=4,00 |

d) Balcon :

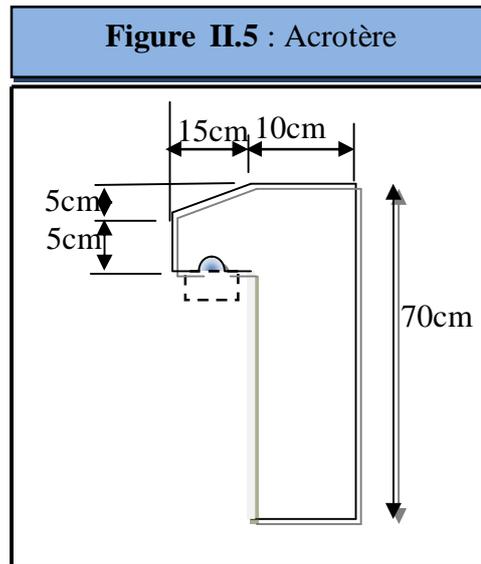
| Tableau II.4 : Charges et surcharges de dalle pleine de balcon | | | |
|--|-------------------------------------|---------------|---------------------------|
| Désignation | Poids volumique(KN/m ³) | Epaisseur (m) | Poids(KN/m ²) |
| 1).Revêtement en carrelage | 20,00 | 0,02 | 0,40 |
| 2).Mortier de pose | 20,00 | 0,02 | 0,40 |
| 3).Lit de sable | 18,00 | 0,02 | 0,36 |
| 4).Dalle pleine | 25,00 | 0,15 | 3,75 |
| 5).Enduit en mortier | 18,00 | 0,02 | 0,36 |
| Gard corps | 10,00 | 0,1 | 1 |
| | | | G=6,27 |
| | | | Q=3,5 |

Figure II.4: Charges et surcharges de dalle pleine



e) Acrotère : Exécutée en béton armée coulée sur place, elle a les dimensions suivantes :

| Tableau II.5 : Charges et surcharges de l'acrotère | | | | |
|--|----------------|---|---------------------------------|----------------|
| Hauteur (cm) | Epaisseur (cm) | Surface (m ²) | Poids propre (KN /ml) | Total (KN /ml) |
| 70 | 10 | $(0,7 \times 0,1) + (0,15 \times 0,05) + \left(0,15 \times \frac{0,05}{2}\right)$ $= 0,08125$ | $0,08125 \times 25$ $= 2,03125$ | 2,03125 |

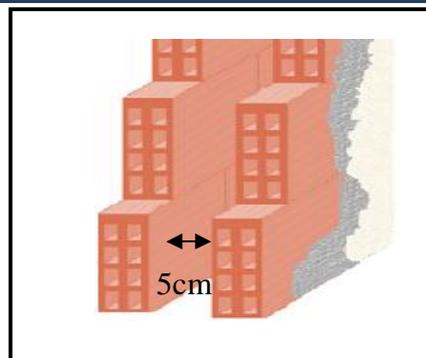


f) Mur extérieur en double cloison :

Tableau II.6 : Charges et surcharges de mur en double cloison.

| Désignation | Poids volumique(KN/m ³) | Epaisseur (m) | Poids(KN/m ²) |
|------------------------------|-------------------------------------|---------------|---------------------------|
| Enduit en ciment (extérieur) | 18,00 | 0,02 | 0,36 |
| Brique creuse | 9,00 | 0,15 | 1,35 |
| Lame d'air | 00,00 | 0,05 | 00,00 |
| Brique creuse | 9,00 | 0,10 | 0,9 |
| Enduit en plâtre(intérieur) | 00,00 | 0,02 | 0,2 |
| | | | G=2,81 |

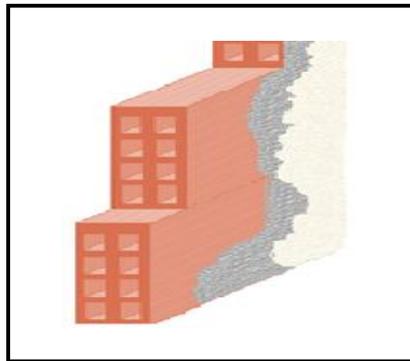
Figure II.6 : Coupe du mur extérieur



g) Mur intérieur en simple cloison :

| Tableau II.7 : Charges et surcharges de mur en simple cloison. | | | |
|--|-------------------------------------|---------------|---------------------------|
| Désignation | Poids volumique(KN/m ³) | Epaisseur (m) | Poids(KN/m ²) |
| Enduit en plâtre | 10,00 | 0,02 | 0,2 |
| Brique creuse | 9,00 | 0,10 | 0,9 |
| Enduit en plâtre | 10,00 | 0,02 | 0,2 |
| | | | G=1,3 |

Figure II.7 : Coupe du mur intérieur simple

**II.3) Pré dimensionnement des poutres :**

Une poutre est un élément porteur en béton armé de section rectangulaire, en T ou en I, Leur rôle est transmettre les charges aux poteaux.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

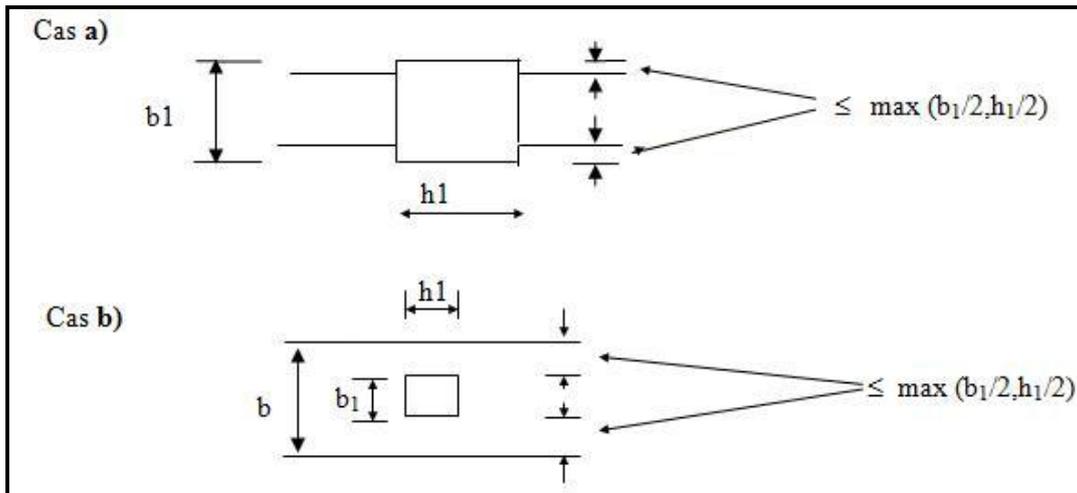
Le pré dimensionnement se fera selon le **BAEL 91 modifiée 99** et les vérifications selon le **RPA 99/V2003**.

Selon le **BAEL 91** : $\left\{ \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} ; 0,3h_t \leq b \leq 0,6h_t \right.$

Avec :

L : distance entre nus d'appuis.

Figure II.8 : Dimensions à respecter par les poutres



II.3.1) Poutres principales :

Le pré dimensionnement des poutres principales se fait en respectant les conditions de **BAEL 91 modifié 99** : $L_{\max} = 600$ cm.

- **La hauteur :**

$$\frac{600}{15} \leq ht \leq \frac{600}{10} \Rightarrow 40 \text{ cm} \leq ht \leq 60 \text{ cm}$$

On prend : **$h_t = 50$ cm**

- **La largeur :**

$$0.3ht \leq b \leq 0.6ht \Rightarrow 15 \text{ cm} \leq b \leq 30 \text{ cm}$$

On prend : **$b = 30$ cm**

II.3.2) Poutre secondaire :

$L_{\max} = 500$ cm

- **La hauteur :**

$$\frac{500}{15} \leq ht \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33 \text{ cm} \leq ht \leq 50 \text{ cm}$$

On prend: **$h_t = 45$ cm**

- **La largeur:**

$$0.3ht \leq b \leq 0.6ht \Rightarrow 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 27 \text{ cm}$$

On prend: **$b = 30$ cm**

• Vérification des conditions RPA 99 (art 7.5.1)

| Tableau II.8 : Vérification des conditions RPA | | | | | |
|--|-------------------------|-------|---------------|---------------|-------------------|
| Formules de redimensionnement des poutres | | | | | |
| BAEL 91 | | | RPA 99 | | |
| Hauteur (h) | Largeur (b) | | Hauteur (h) | Largeur (b) | h/b |
| $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ | $0.3h \leq b \leq 0.6h$ | | $h \geq 30cm$ | $b \geq 20cm$ | $\frac{h}{b} < 4$ |
| Poutre principale | 50 cm | 30 cm | vérifiée | vérifiée | Vérifiée |
| Poutre secondaire | 45 cm | 30 cm | vérifiée | vérifiée | vérifiée |

II.4) Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs qui servent à reprendre les charges et surcharges verticales et de les transmettre aux fondations (infrastructure). Le pré dimensionnement se fait en considérant le poteau le plus sollicité C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle à la compression simple centré uniquement par un calcul basé sur la descente des charges ; les règles **CBA 93** préconisent de prendre une section en lissant 1 cm de chaque coté en tenant compte de la ségrégation du béton.

D'après l'Article **B.8.4.1 (CBA 93)** l'effort normale ultime N_u agissant sur le poteau doit être au plus ou égale à la valeur suivante :

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

D'après **BAEL 91/99**, elles préconisent de prendre la section B_r :

$$Br \geq \beta \times Nu \left[\frac{1}{\left(\frac{f_{bu}}{0,9} + \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \right) \times 0,85/100} \right]$$

Tel que :

B_r : Section réduite de poteau (en cm^2).

A : Section d'acier comprimé pris en compte dans le calcul.

$f_{c28} = \sigma_{bc}$: Contrainte limite de béton en compression = **14,2 MPa**.

f_e = Limite d'élasticité de l'acier utilisé = **400 MPa**.

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

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

β = Coefficient dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui reprend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots\dots si \lambda \leq 50$$

$$\beta = \frac{0.85\lambda^2}{1500} \dots\dots si 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \quad (a : \text{la plus petite cote})$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$, (pour que toutes les armatures participent à la résistance)

D'où : $\beta = 1 + 0,2 \times 1 = 1.2$

$$B_r \geq 0,064 \times Nu(MN)$$

II.4.1 La loi de dégression des surcharges verticales : (art II.2 /CBA 93)

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de **10%** par étage jusqu'à **0.5Q** sauf le dernier et l'avant-dernier niveau.

Les règles **BAEL 91 modifié 99** nous imposent d'appliquer la dégression ou des surcharges d'exploitations :

$$\sum_n = Q_0 + [(3+n) / 2n] \cdot \sum_{i=1}^n Q_0 \quad \text{pour } n \geq 5$$

Tableau II.9 : La loi de dégression des surcharges verticales

| Niveau des planchers | charge | $\Sigma d'exploitation$ | $\Sigma d'exploitation$ (KN/m ²) |
|-----------------------------|----------|--|---|
| 9 ^{eme} (terrasse) | Q_0 | $\Sigma_0=Q_0$ | 1 |
| 8 | Q_1 | $\Sigma_1=Q_0+Q_1$ | 2,5 |
| 7 | Q_2 | $\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$ | 3,85 |
| 6 | Q_3 | $\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$ | 5,05 |
| 5 | Q_4 | $\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$ | 6,10 |
| 4 | Q_5 | $\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$ | 7,00 |
| 3 | Q_6 | $\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$ | 7,75 |
| 2 | Q_7 | $\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots+Q_7)$ | 8,50 |
| 1 | Q_8 | $\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)$ | 9,97 |
| RDC | Q_9 | $\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots+Q_9)$ | 12,39 |
| S.S | Q_{10} | $\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots+Q_{10})$ | 13,025 |

➤ Charge Permanente

$$N_G = G \times S$$

G: charge Permanente

S: surface afférente.

➤ Charge d'exploitation

$$N_Q = Q \times S$$

Q : Charge d'exploitation (avec dégression des charges)

S : surface afférente.

a) Calcul de la charge limite ultime N_{ul} :

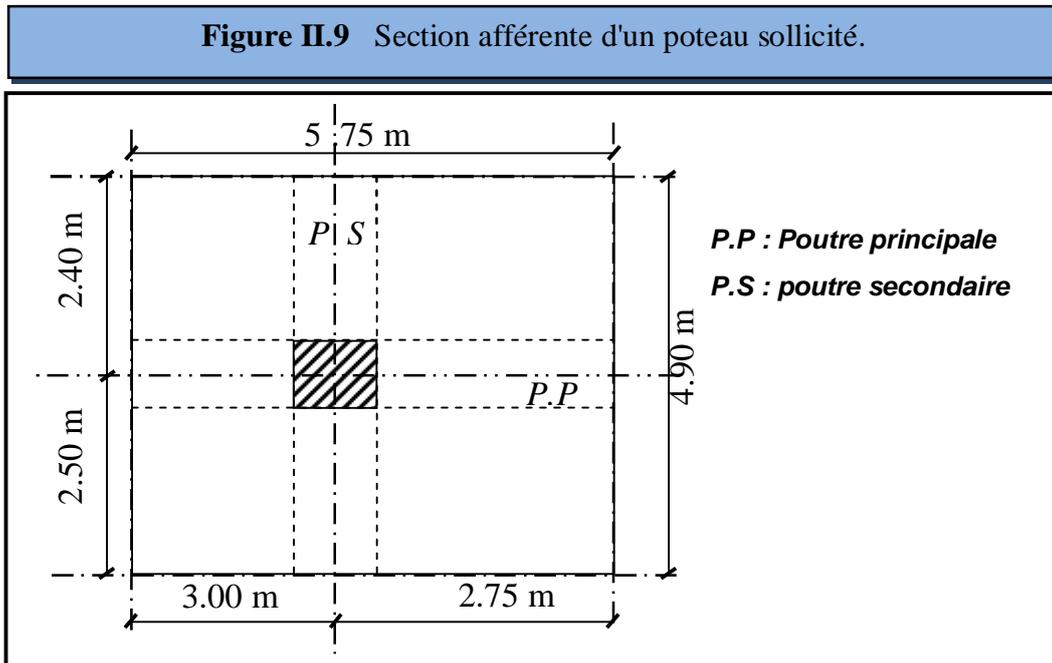
$$N_{ul} = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

L'article 7.4.1 du RPA99/V2003 exige que les dimensions de la section transversale du poteau satisfassent les conditions suivantes :

Pour la zone **IIa** on a :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$
- $1/4 < b/h < 4$

Toutes ces conditions sont vérifiées mais pour des raisons de facilité la réalisation on choisit une section uniforme soit celle du poteau le plus sollicité.



b) Calcul des surfaces du plancher revenant au poteau plus sollicité :

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = (2,85 \times 2,25) + (2,85 \times 2,35) + (2,6 \times 2,35) + (2,6 \times 2,25)$$

$$S = 25,07 \text{ m}^2$$

Tableau II.10 : charges et surcharges

| Niveaux | Élément | G(KN) | Q(KN) |
|-------------------|-------------------|---|----------------------------|
| Terrasse | Plancher terrasse | $25,07 \times 5,78 = 144,9046$ | $1 \times 25,07 = 25,07$ |
| | Poutre principale | $(0,3 \times 0,5) \times 25 \times 5,45 = 20,4375$ | Q = 25,07 |
| | Poutre secondaire | $(0,3 \times 0,45) \times 25 \times 4,6 = 15,525$ | |
| G = 180,87 | | | |
| 8-8 | Plancher courant | $25,07 \times 5,56 = 139,3892$ | $1,5 \times 25,07 = 37,61$ |
| | Poutre principale | $(0,3 \times 0,5) \times 25 \times 5,45 = 20,4375$ | Q = 37,61 |
| | Poutre secondaire | $(0,3 \times 0,45) \times 25 \times 4,6 = 15,525$ | |
| | Poteau | $(0,45 \times 0,45) \times 25 \times 3,06 = 15,49125$ | |
| | Revenant Terrasse | 180,87 | |
| G = 371,71 | | | |

| | | | |
|------------|--|---|--|
| 7-7 | Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 8 – 8 | $25.07 \times 5.56 = 139.3892$ $(0.3 \times 0.5) \times 25 \times 5.45 = 20.4375$ $(0.3 \times 0.45) \times 25 \times 4.6 = 15.525$ $(0.45 \times 0.45) \times 25 \times 3.06 = 15.49125$ 371.71 G = 562.55 | $1.5 \times 25.07 = 37.61$ Q = 37.61 |
| 6-6 | Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 7 - 7 | $25.07 \times 5.56 = 139.3892$ $(0.3 \times 0.5) \times 25 \times 5.45 = 20.4375$ $(0.3 \times 0.45) \times 25 \times 4.6 = 15.525$ $(0.45 \times 0.45) \times 25 \times 3.06 = 15.49125$ 562.55 G = 753.39 | $1.5 \times 25.07 = 37.61$ Q = 37.61 |
| 5-5 | Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 6-6 | $25.07 \times 5.56 = 139.3892$ $(0.3 \times 0.5) \times 25 \times 5.45 = 20.4375$ $(0.3 \times 0.45) \times 25 \times 4.6 = 15.525$ $(0.45 \times 0.45) \times 25 \times 3.06 = 15.49125$ 753.39 G = 944.23 | $1.5 \times 25.07 = 37.61$ Q = 37.61 |
| 4-4 | Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 5-5 | $25.07 \times 5.56 = 139.3892$ $(0.3 \times 0.5) \times 25 \times 5.45 = 20.4375$ $(0.3 \times 0.45) \times 25 \times 4.6 = 15.525$ $(0.5 \times 0.5) \times 25 \times 3.06 = 19.125$ 944.23 G = 1138.71 | $1.5 \times 25.07 = 37.61$ Q = 37.61 |
| 3-3 | Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 4-4 | $25.07 \times 5.56 = 139.3892$ $(0.3 \times 0.5) \times 25 \times 5.45 = 20.4375$ $(0.3 \times 0.45) \times 25 \times 4.6 = 15.525$ $(0.5 \times 0.5) \times 25 \times 3.06 = 19.125$ 1138.71 G = 1333.19 | $1.5 \times 25.07 = 37.61$ Q = 37.61 |

| | | | |
|-----------------|--|--|--|
| 2 – 2 | Plancher terrasse Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 3 -3 | $25.07 \times 5.56 = 139.3892$ $(0.3 \times 0.5) \times 25 \times 5.45 = 20.4375$ $(0.3 \times 0.45) \times 25 \times 4.6 = 15.525$ $(0.5 \times 0.5) \times 25 \times 3.06 = 19.125$ 1333.19 G = 1527.67 | $1.5 \times 25.07 = 37.61$ Q = 37.61 |
| 1-1 | Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 2 -2 | $25.07 \times 5.56 = 139.3892$ $(0.3 \times 0.5) \times 25 \times 5.45 = 20.4375$ $(0.3 \times 0.45) \times 25 \times 4.6 = 15.525$ $(0.55 \times 0.55) \times 25 \times 3.4 = 25.7125$ 1527.67 G = 1728.73 | $2.5 \times 25.07 = 62.68$ Q = 62.68 |
| R D C | Plancher pleine Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 1 –1 | $25.07 \times 6.27 = 157.1889$ $(0.3 \times 0.5) \times 25 \times 5.45 = 20.4375$ $(0.3 \times 0.45) \times 25 \times 4.6 = 15.525$ $(0.55 \times 0.55) \times 25 \times 4.59 = 34.711875$ 1728.73 G = 1956.59 | $4 \times 25.07 = 100.28$ Q = 100.28 |
| Sous-sol | Plancher pleine Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant de R D C | $25.07 \times 6.27 = 157.1889$ $(0.3 \times 0.5) \times 25 \times 5.45 = 20.4375$ $(0.3 \times 0.45) \times 25 \times 4.6 = 15.525$ $(0.55 \times 0.55) \times 25 \times 4.08 = 30.855$ 1956.59 G = 2180.6 | $1.5 \times 25.07 = 37.61$ Q = 37.61 |

- Selon l'article B.1.1 (CBA 93), on doit majorer l'effort de compression ultime N_u à 10%, tel que : $N_u = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$

Tableau II.11 : Pré-dimensionnement des poteaux

| Niveau | $\sum N_G(\text{KN})$ | Q(KN) | $N_Q(\text{KN})$ | $N_U(\text{KN})$ | 10% $N_U(\text{KN})$ | $N_U(\text{MN})$ | $B_r(\text{m})^2$ | $(a-2) (\text{m})^2$ | a (cm) | B (a×a) (cm) ² |
|----------|-----------------------|--------|------------------|------------------|----------------------|------------------|-------------------|----------------------|--------|------------------------------|
| Terrasse | 180.87 | 25.07 | 25.07 | 281,78 | 309,96 | 0,30996 | 0,0198 | 0,14084 | 16,084 | / |
| 8 | 371.71 | 37. 61 | 62.68 | 595,8285 | 655,411 | 0,65541 | 0,0419 | 0,20480 | 22,481 | (45×45) |
| 7 | 562.55 | 37. 61 | 96.52 | 904,2225 | 994,645 | 0,99464 | 0,0636 | 0,25230 | 27,230 | (45×45) |
| 6 | 753.39 | 37. 61 | 126.60 | 1206,976 | 1327,67 | 1,32767 | 0,0850 | 0,29150 | 31,150 | (45×45) |
| 5 | 944.23 | 37. 61 | 152.93 | 1504,105 | 1654,52 | 1,65452 | 0,1059 | 0,32541 | 34,541 | (45×45) |
| 4 | 1138.71 | 37. 61 | 175.49 | 1800,493 | 1980,54 | 1,98054 | 0,1267 | 0,35603 | 37,603 | (50×50) |
| 3 | 1333.19 | 37.61 | 194.29 | 2091,241 | 2300,36 | 2,30036 | 0,1472 | 0,38370 | 40,370 | (50×50) |
| 2 | 1527.67 | 37.61 | 213.10 | 2382,004 | 2620,20 | 2,62020 | 0,1677 | 0,40950 | 42,950 | (50×50) |
| 1 | 1728.73 | 62.68 | 249.95 | 2708,710 | 2979,58 | 2,97958 | 0,1907 | 0,43668 | 45,668 | (55×55) |
| RDC | 1956.59 | 100.28 | 310.62 | 3107,326 | 3418,06 | 3,41806 | 0,2187 | 0,46771 | 48,77 | (55×55) |
| S.SOL | 2180.6 | 37.61 | 326.54 | 3433,62 | 3776,98 | 3,77698 | 0,2417 | 0,49166 | 51,165 | (55×55) |

c) Vérification des poteaux aux exigences de l' RPA99 :

L'article 7.4.1 de RPA99/version 2003, exigent que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

b1, h1, he: les dimensions du poteau, pour une construction dans la Zone **IIa** on a

- $\text{Min}(b1, h1) \geq 25$ ok
- $\text{Min}(b1, h1) \geq h_e / 20$ ok
- $1/4 < b1 / h1 < 4$ ok

Dans notre cas toutes ces conditions sont vérifiées.

II.4.2) Vérification du critère de résistance :

On doit vérifier que la contrainte limite de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible.

$$\text{Tell que : } \sigma_{bc} = \frac{Nu}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau II.12 : Tableau récapitulatif de la vérification du critère de résistance

| Niveaux | Nu(MN) | B (m ²) | σ_{bc} (MPa) | Observation |
|----------|---------|---------------------|---------------------|-------------|
| S.SOL | 3,77698 | 0.3025 | 1.48 | C.V |
| RDC | 3,41806 | | 11.99 | C.V |
| 1 | 2,97958 | | 9.85 | C.V |
| 2 | 2,62020 | 0.2500 | 10.48 | C.V |
| 3 | 2,30036 | | 9.20 | C.V |
| 4 | 1,98054 | | 7.92 | C.V |
| 5 | 1,65452 | 0.2025 | 8.17 | C.V |
| 6 | 1,32767 | | 6.56 | C.V |
| 7 | 0,99464 | | 4.91 | C.V |
| 8 | 0,65541 | | 3.24 | C.V |
| Terrasse | 0,30996 | | 1.53 | C.V |

II.4.3) Critère de la stabilité de forme :

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limites de déformation (flambement)

Calcul de l'élanement :

Tableau II.13 : Tableau récapitulatif de calcul des élanements

| Niveau | $(a, b) \text{ cm}^2$ | $l_0 (m)$ | $b (m)$ | $l_f = 0,7l_0 (m)$ | λ | $\lambda \leq 35$ |
|---------------|-----------------------|-----------|---------|--------------------|-----------|-------------------|
| S.SOL | (55X55) | 4,08 | 0,55 | 2,856 | 17,99 | C.V |
| RDC | (55X55) | 4,59 | 0,55 | 3,213 | 20,24 | C.V |
| Etage 1 | (55X55) | 3,40 | 0,55 | 2,38 | 14,99 | C.V |
| Etage 2,3,4 | (50X50) | 3,06 | 0,5 | 2,142 | 14,84 | C.V |
| Etage 5,6,7,8 | (45X45) | 3,06 | 0,45 | 2,142 | 16,49 | C.V |

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{b} \text{ Pour le poteau rectangulaire}$$

Avec l_f : longueur de flambement qui est onction des conditions d'appuis, comme dans notre cas : $l_f = 0,7l_0$ (encastrement).

On observe que les élanements sont toujours inférieurs à 50, donc :

L'Article B.8.4.1 (CBA 93)

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

La Vérification du critère de stabilité de forme est résumée dans le tableau suivant :

Tableau II.14 : Tableau récapitulatif de la vérification du critère de la stabilité de

| Niveaux | λ | α | Nu(MN) | Br (m^2) | $\frac{Nu}{\alpha \times \left[\frac{fc28}{0,9\gamma b} + \frac{fe}{100 \times \gamma s} \right]}$ | Observation |
|---------|-----------|----------|---------|---------------------|---|-------------|
| S.SOL | 17,99 | 0,807 | 3,77698 | 0,2417 | 0,2128 | C.V |
| RDC | 20,24 | 0,797 | 3,41806 | 0,2187 | 0,1950 | C.V |
| 1 | 14,99 | 0,819 | 2,97958 | 0,1907 | 0,1654 | C.V |
| 2 | 14,84 | 0,820 | 2,62020 | 0,1677 | 0,1453 | C.V |
| 3 | 14,84 | 0,820 | 2,30036 | 0,1472 | 0,1275 | C.V |

| | | | | | | |
|---|-------|-------|---------|--------|--------|-----|
| 4 | 14,84 | 0,820 | 1,98054 | 0,1267 | 0,1098 | C.V |
| 5 | 16,49 | 0,814 | 1,65452 | 0,1059 | 0,0924 | C.V |
| 6 | 16,49 | 0,814 | 1,32767 | 0,0850 | 0,0741 | C.V |
| 7 | 16,49 | 0,814 | 0,99464 | 0,0636 | 0,0555 | C.V |
| 8 | 16,49 | 0,814 | 0,65541 | 0,0419 | 0,0366 | C.V |

II.5) Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments résistant de type plan dont la capacité de reprendre les efforts horizontaux est très importante vu la grande inertie de leurs sections horizontales.

Les voiles de contreventements sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article **RPA 99/V2003 (Art 7.7.1)**.

Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations. Les voiles de soutènements servent à équilibrer la poussée des terres.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

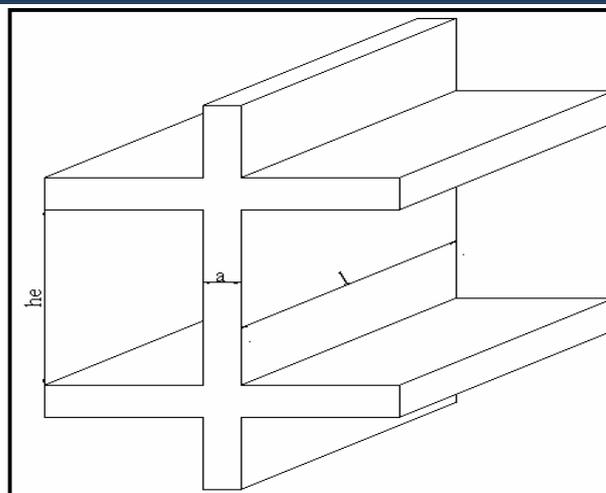
D'après le **RPA 99/V2003 (Art 7.7.1)**, les éléments satisfaisants la condition : $L \geq 4a$ sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

D'où,

L : porté du voile.

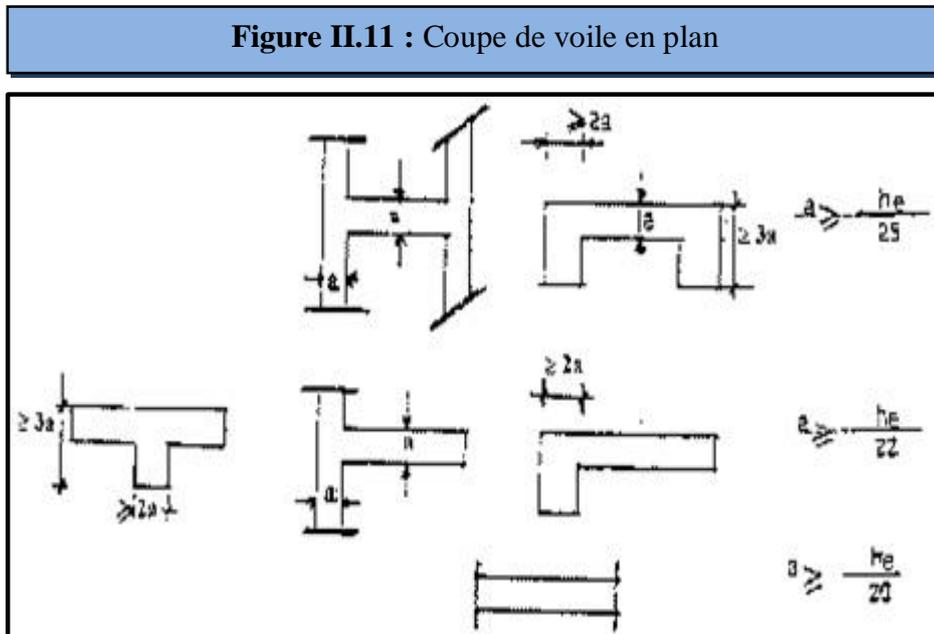
a : épaisseur du voile.

Figure II.10 : Coupe de voile en élévation



$$L \geq 4a$$

D'après le **RPA 99/V2003 (Art 7.7.1)** l'épaisseur minimale égale a **15 cm** .De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **h_e** et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique les figures (**II.9 ; II.10**) :



$a \geq \max (h_e/25, h_e/22, h_e/20, 15) \text{ cm.}$

$L \geq 4a$

$h_e = h - h_t$

avec

h : la hauteur de l'étage

h_t : la hauteur de poutre secondaire

Tableau II.15 : Tableau récapitulatif du calcul d'épaisseur des voiles

| Étage | La hauteur libre (h _e) | Condition | Epaisseur de voile adopté (cm) |
|---------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------|
| Sous Sol | 408-45=363 cm | a ≥ h _e /20 a ≥ 18.15 | a= 25 cm |
| RDC | 459-45=414 cm | a ≥ h _e /20 a ≥ 20.7 | a= 25 cm |
| 1 étage | 340-45=295 cm | a ≥ h _e /20 a ≥ 14.75 | a= 25 cm |
| Étage courant | 306-45=261 cm | a ≥ h _e /20 a ≥ 13.05 | a= 25 cm |

- **Vérification de la largeur : RPA 99/V2003 (Art 7.7.1)**

Les éléments satisfaisant à la condition suivante seule considérée comme étant des voiles.

$L \geq 4a$

Dans tous les étages :

Les largeurs des voiles utilisés (L) doit être supérieure ou égale à 100 cm



Chapitre III

Calcul des éléments secondaires



III.1) Introduction :

Les éléments secondaires c'est l'ensemble des éléments en béton armé qui ne nous font pas parti du système poutre-poteaux-voile mais qui figure dans la structure ; que nous pouvons citer :

- Les planchers { corps creux et dalle pleine }
- Les escaliers
- L'acrotère
- L'ascenseur

III.2) Planchers en corps creux :

III.2.1) Introduction :

Les planchers sont des aires généralement planes, destinés à limiter les étages. Leurs fonctions principales peuvent être résumées en :

- Une fonction de résistance mécanique : ils doivent supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée conjointement avec un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

Dans notre structure nous avons opté pour des planchers à corps creux et dalle pleine pour des raisons économiques et esthétiques.

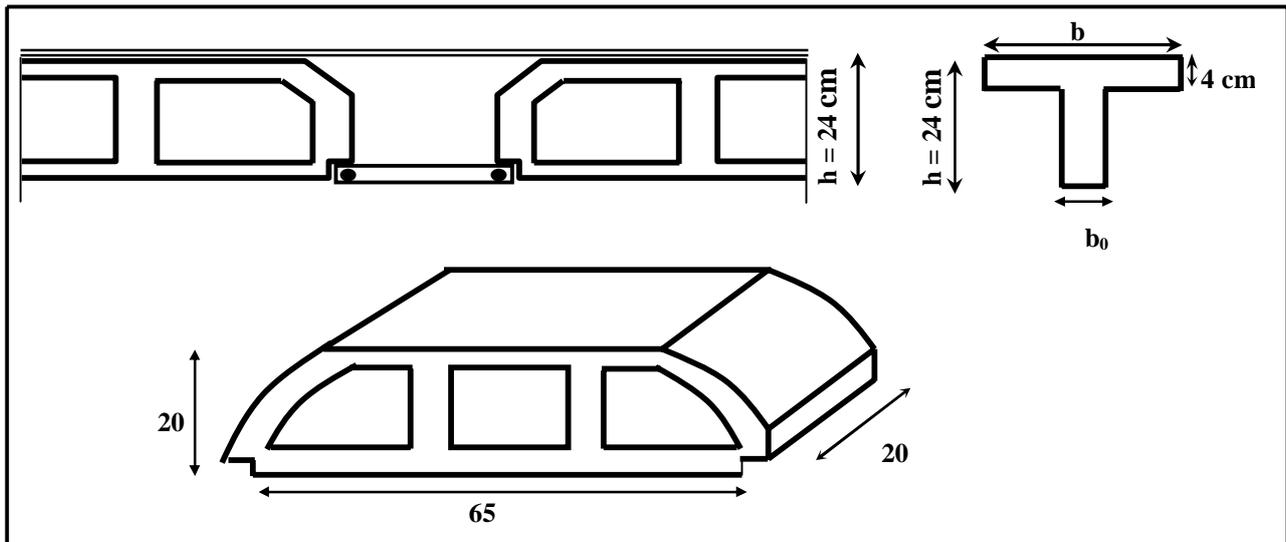
III.2.2) Etude de plancher corps creux :

Notre structure comporte un plancher à corps creux **(20+4)** associés à des poutrelles préfabriquées.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en **T**, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de **65 cm**.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de **20 cm**.
- Une dalle de compression en béton de **4 cm** d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

Figure III.1: Corps creux



a) Disposition :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- Critère de la plus petite portée.
- Critère de la continuité.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

b) Pré-dimensionnement :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

La largeur de la table de compression est égale à : $\mathbf{b = b_0 + 2b_1}$

Avec :

$$\mathbf{b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2}; \frac{L_{\max}}{10} \right\}}$$

L_0 : la distance entre deux parements voisins de deux poutrelles

$$\implies \mathbf{L_0 = 65 - 12 = 53\text{cm}}$$

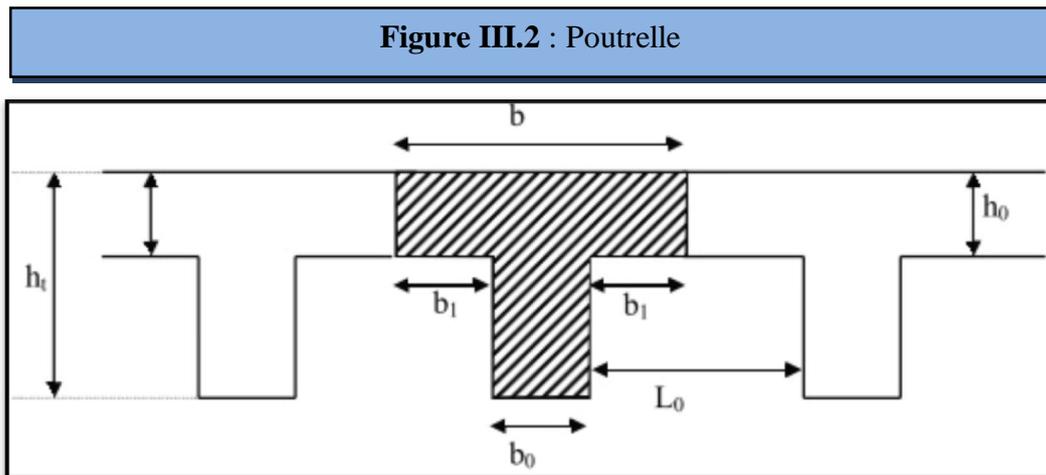
L_y : la longueur de la plus grande travée $\implies \mathbf{L_y = 570\text{ cm}}$

b_0 : largeur de la nervure $\implies \mathbf{b_0 = 12\text{cm}}$

h_0 : épaisseur de la dalle de compression $\implies \mathbf{h_0 = 4\text{cm}}$

$$\text{Alors : } \mathbf{b_1 \leq \min \left\{ \frac{53}{2}; \frac{570}{10} \right\} = 26.5\text{ cm}}$$

$$\mathbf{b = b_0 + 2b_1 \implies b = 12 + (2 \times 26.5) = 65\text{ cm}}$$



III.2.3) Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études s'effectuent selon l'une des méthodes simplifiées fournissant par le règlement BAEL 91 modifié 99 :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes à savoir **avant** et **après le coulage** de la table de compression.

III.2.4) Avant le coulage de la table de compression :

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités. Elle supporte :

- Son poids propre
- Poids du corps creux
- Surcharge due à l'ouvrier $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

a) Evaluation des charges et surcharges :

✚ Charges permanentes

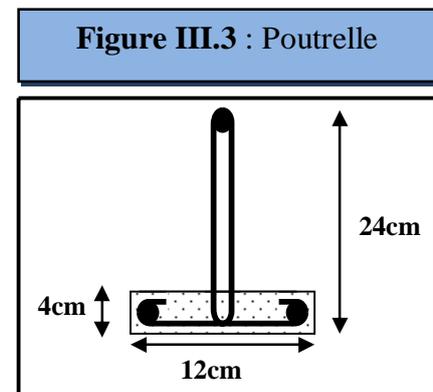
- Poids propre de la poutrelle $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux $0.65 \times 0.95 = 0.6175 \text{ KN/ml}$

D'où : La charge permanente $G = 0,74 \text{ KN/ml}$

✚ Charge d'exploitation :

Charge d'exploitation de la main d'oeuvre :

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$



b) Combinaison des charges :**> à L'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 0.65) = 1.97 \text{ KN/ml}$$

$$\implies q_u = 1.97 \text{ KN/ml}$$

> à L'ELS:

$$q_s = G + Q = 0.74 + 0.65 = 1.39 \text{ KN/ml}$$

$$\implies q_s = 1.39 \text{ KN/ml}$$

c) Calcul des moments :**> à L'ELU :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1.97 \times 4.7^2}{8} = 5.44 \text{ KN.m}$$

> à L'ELS:

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{1.39 \times 4.7^2}{8} = 3.84 \text{ KN.m}$$

d) Calcul des armatures à L'ELU :

La poutrelle travaille en **flexion simple**.

Les poutrelles n'étant pas exposées aux intempéries, le calcul se fait à **L'ELU** car la fissuration est considérée comme peut nuisible (**FPP**).

$$b = 12 \text{ cm} ; h = 4 \text{ cm} ; d = 0,9h = 3.6 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

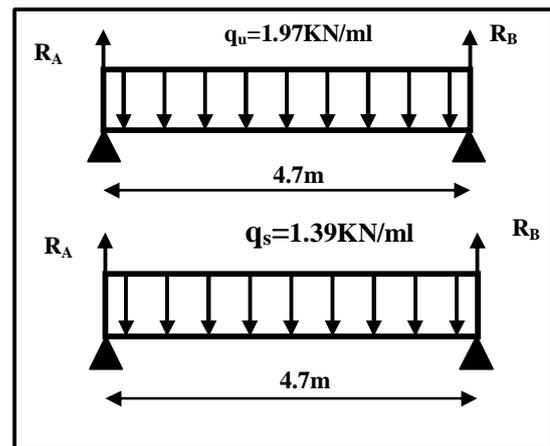
$$\mu = \frac{5.44 \times 10^6}{120 \times (36)^2 \times 14,2} = 2.466 > \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc \implies La section est doublement armée ($A' \neq 0$)

✚ Remarque :

Les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaiments sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant et lors du coulage du béton sans qu'elle fléchisse. La distance entre les étais varie de 80 à 120 cm.

Figure III.4 : Schéma statique de la poutrelle



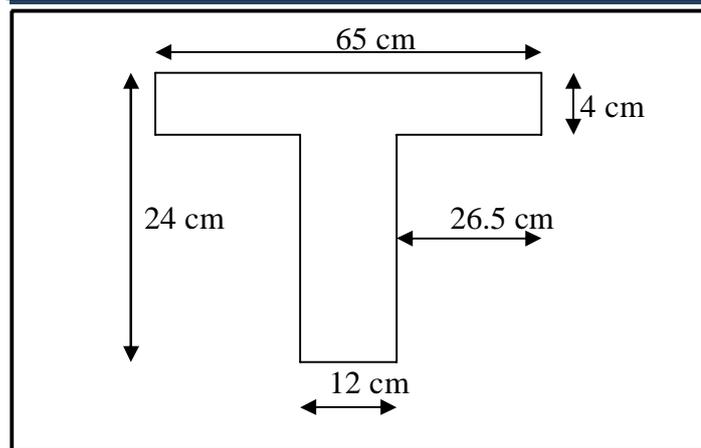
III.2.5) Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher
- Surcharges d'exploitation

Figure III.5 : Section transversales de la poutrelle

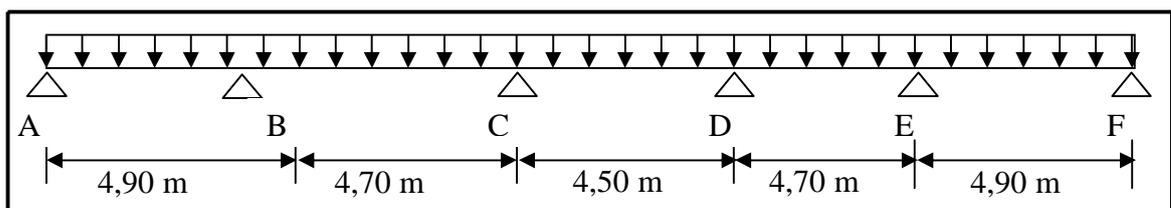


III.2.6) Type des poutrelles :

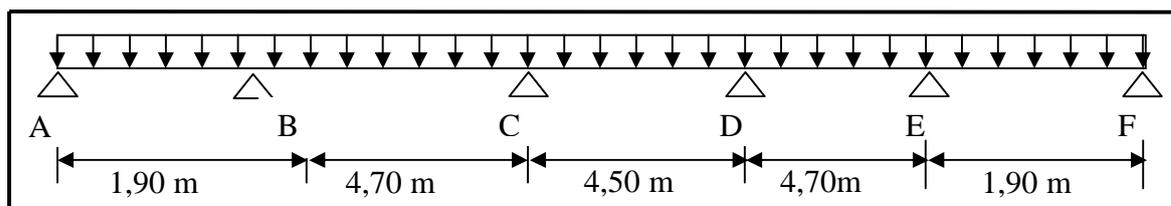
Notre structure comporte **5 types de poutrelles :**

NB : dans les éléments du plancher reposent sur des appuis en béton, la portée à prendre en compte est mesurée entre nus des appuis **BAEL 91/99 (Ch. 3, § V.1)**

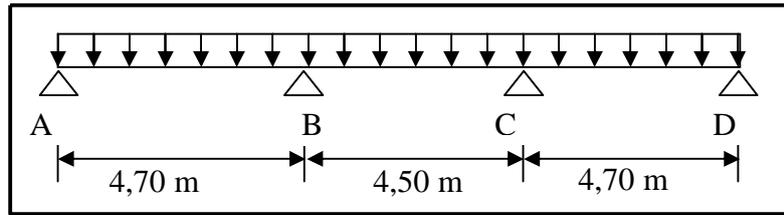
Type 01 :



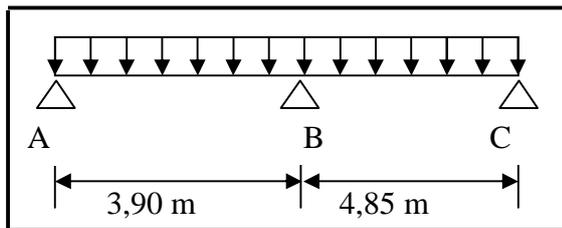
Type02 :



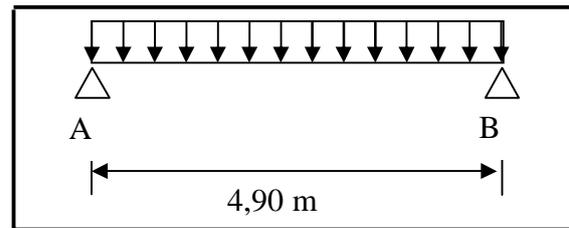
Type03 :



Type 04 :



Type 05 :



III.2.7) Evaluation des charges et surcharges et les combinaisons des charges :

✚ à L'ELU :

$$q_u = b (1.35G + 1.5Q)$$

✚ à L'ELS :

$$q_s = b (G + Q)$$

Tableau III.1 : Tableau récapitulatif d'évaluation des charges

| Niveaux | G (KN/m ²) | Q (KN/m ²) | b (m) | Combinaison des charges | |
|----------------------|---------------------------|---------------------------|----------|-------------------------|------|
| | | | | ELU | ELS |
| Terrace inaccessible | 5.78 | 1 | 0.65 | 6.05 | 4.41 |
| Etage courant | 5.56 | 1.5 | 0.65 | 6.34 | 4.59 |
| Etage service | 5.56 | 2.5 | 0.65 | 7.31 | 5.24 |

NB : Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher étage de service ayant la plus grande sollicitation, et on les généralise pour les autres planchers.

III.2.8) Méthodes de calcul**a) Méthode forfaitaire: (BAEL, art B.6.2.21)**

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

a.1) Domaine d'application :

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$
- Fissuration peu nuisible.

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

a.2) Exposé de la méthode Forfaitaire :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée considéré est soumise aux Mêmes charges (moment isostatique).

M_w, M_e : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches et de droite Pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

M_t : le moment maximal dans la travée considérée.

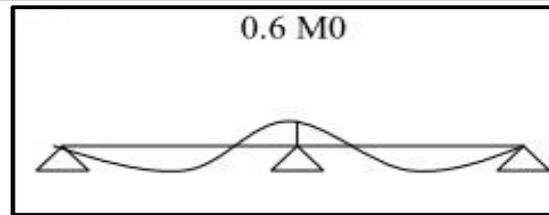
α : le rapport considéré des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

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

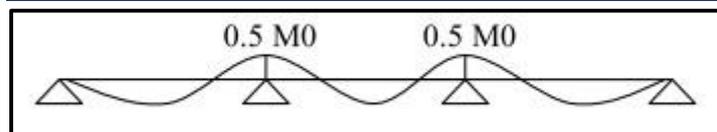
a.3) Conditions à respecter :

Les valeurs prise pour M_t, M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

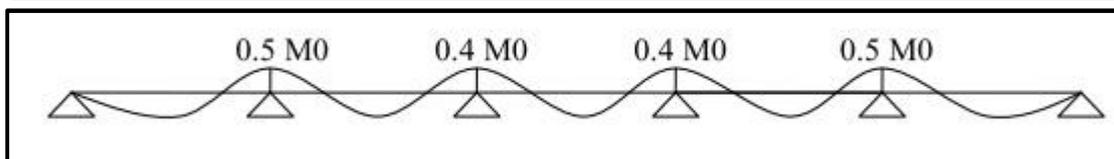
1. $M_T \geq \text{Max} [(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05 M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$
2. $M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire.
3. $M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive.
4. Moment au niveau d'appui de rive égale à 0.
5. $M_e \geq 0.60M_0$ et $M_w \geq 0.60M_0$ sur l'appui intermédiaire d'une poutre à deux travées.

Figure III.6 : Diagramme des moments sur appuis

6. $M_e \geq 0.50M_0$ et $M_w \geq 0.50 M_0$ sur les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

Figure III.7 : Diagramme des moments sur appuis

7. $M_e \geq 0.40M_0$ et $M_w \geq 0.40 M_0$ sur les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

Figure III.8 : Diagramme des moments sur appuis

Avec $M_0 = \max(M_0^i + M_0^{i+1})$

a.4) Calcul des efforts tranchants : (ch. 3 §III.4) BAEL91/99)

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_T}{M_w + M_T}}} \quad \text{et} \quad b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_T}{M_e + M_T}}}$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \quad \text{et} \quad V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$$

b) Méthode de Caquot : (BAEL 99 ; art B.6.2.22)

La méthode de Caquot est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées

$$Q \geq \min(2G ; 5) \text{ KN/m}^2$$

Si une des trois conditions restantes n'est pas satisfaite ; on applique la méthode de Caquot

Minorée, la on remplace la charge permanente G par $G' = \frac{2}{3}G$ pour le calcul des moments au

Niveau des appuis seulement.

b.1) Principe de la méthode :

La méthode proposée par Albert Caquot tient compte : de la variation du moment d'inertie due aux variations de la longueur de la table de compression, en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux que les travées . On utilise la méthode de Caquot si une des conditions de la méthode Forfaitaire n'est pas vérifiée et en réduisant les moments sur appuis dues aux charges permanentes par un coefficient réducteur $\frac{2}{3}$ d'après **BAEL 91 modifié 99**.

b.2) Exposé de calcul de la méthode de Caquot :

Calculer les moments aux niveaux des appuis (M_a) sont données par l'expression suivante :

$$M_a = - \frac{q'_w \text{ réduit } l'_w{}^3 + q'_e \text{ réduit } l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

Avec : M_a = moment aux appuis du aux charges réparties sur les deux travées.

$q'_w \text{ réduit}$; $q'_e \text{ réduit}$: étant le chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

Pour les travées de rive sans porte à faux. $\begin{cases} l'_w = l_w \\ l'_e = l_e \end{cases}$

Pour les travées intermédiaires. $\begin{cases} l'_w = 0.8l_w \\ l'_e = 0.8l_e \end{cases}$

✚ Les moments en travées

$$\Rightarrow M_t = M_w - V_w \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2}$$

M_t = le moment maximal en travée

✚ Position où l'effort tranchant est nul. $\Rightarrow x_0 = -\frac{V_w}{q}$

✚ Efforts tranchants sur travée. $\Rightarrow \begin{cases} V_e = V_w + q \times l \\ V_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \times l}{2} \end{cases}$

V_w : l'effort tranchant sur l'appui gauche.

V_e : l'effort tranchant sur l'appui droit.

III.2.9) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**a) Condition 01 :****✚ Pour l'étage terrasse :**

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

$$G = 5.78 \text{ KN /m}^2 \Rightarrow 2.G = 11.56 \text{ KN /m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN /m}^2 \leq \max \{11.56 \text{ KN /m}^2 ; 5 \text{ KN /m}^2\} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

✚ **Pour l'étage courant :**

$$Q = 1.5 \text{ KN /m}^2$$

$$G = 5.56 \text{ KN /m}^2 \Rightarrow 2.G = 11.12 \text{ KN /m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN /m}^2 \leq \max \{11.12 \text{ KN /m}^2 ; 5 \text{ KN /m}^2\} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

✚ **Pour l'étage service :**

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

$$G = 5.56 \text{ KN /m}^2 \Rightarrow 2.G = 11.56 \text{ KN /m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN /m}^2 \leq \max \{11.56 \text{ KN /m}^2 ; 5 \text{ KN /m}^2\} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

b) Condition 02 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées de continuité \Rightarrow **Condition vérifié {Pour tous les types de poutrelles}**

c) Condition 03 : La fissuration est peu préjudiciable \Rightarrow **Condition vérifié**

d) Condition 04 : Les rapports des portés :

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif de la vérification des rapports des portés

| | Type 01 | Type 02 | Type 03 | Type 04 | Type 05 |
|-------------------------|--|---|--|-----------------------------|----------------------------------|
| Les rapports des portés | $\frac{4.90}{4.70} = 1.04$ $\frac{4.70}{4.70} = 1.04$ $\frac{4.50}{4.50} = 0.96$ $\frac{4.70}{4.70} = 0.96$ $\frac{4.70}{4.90} = 0.96$ | $\frac{1.90}{4.70} = 0.4$ $\frac{4.50}{4.50} = 1.04$ $\frac{4.50}{4.50} = 0.96$ $\frac{4.70}{4.70} = 0.96$ $\frac{4.70}{1.90} = 2.47$ | $\frac{4.70}{4.50} = 1.04$ $\frac{4.50}{4.70} = 0.96$ | $\frac{3.90}{4.85} = 0.804$ | Un seul porté qui égale à 4.90 m |
| L'observation | C.V | C.N.V | C.V | C.V | C.N.V |

Conclusion :

✚ Les rapports des portés sont tous dans l'intervalle (0.8 ; 1.25) dans les types 01 ,03 et 04 donc on va utiliser la méthode Forfaitaire dans ces types.

✚ Les rapports des portés ne sont pas tous dans l'intervalle (0.8 ; 1.25) dans les types 02 et type 05 donc on va utiliser la méthode de Caquot dans ces types.

III.2.10) Exemple de calcul {Méthode Forfaitaire}: (poutrelle type 4, étage service)

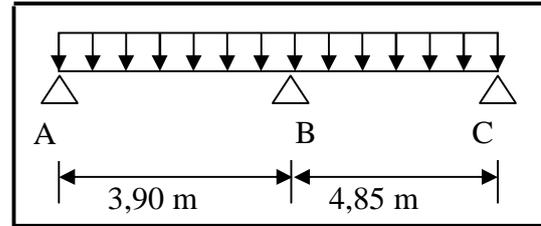
a) A L'ELU:

a.1) Calcul des moments:

➤ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

➤ **Moment en travée**



Travée 1 : $M_{01} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{7.32 \times 3.9^2}{8} = 13.92 \text{ KN/m}$

Travée 2 : $M_{02} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{7.32 \times 4.85^2}{8} = 21.52 \text{ KN/m}$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{2.5}{5.56 + 2.5} = 0.31$$

➤ **Moment en appuis :**

✚ Moment en appui de rive : $M_{u, \text{appui } A} = M_{u, \text{appui } C} = 0$

✚ Moment en appui intermédiaire : $M_{u, \text{appui } B} = 0.6 \max\{M_{01}; M_{02}\} = 12.91 \text{ KN.m}$

a.2) Effort tranchant et Moment en travée :

Travée 1 : L = 3.9 m

Condition 3 : $M_{t1} = M_{01} \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = 13.92 \times \frac{1.2 + 0.3 \times 0.31}{2} = 9 \text{ KN/m}$

Condition 1 : $M_t \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05 M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$

$$M_{t1} \geq (1.093 \times 13.92) - \frac{0 + 12.91}{2} = 8.76 \text{ KN/m}$$

Donc : $M_{t1} = 9 \text{ KN/m}$

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_T}{M_w + M_T}}} = 3.9 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{12.91 + 9}{0 + 9}}} = 1.52 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} = -2 \times \frac{0 + 9}{1.52} = -11.84 \text{ KN}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_T}{M_e + M_T}}} = 3.9 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{0 + 9}{12.91 + 9}}} = 2.38 \text{ m}$$

$$V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b} = 2 \times \frac{12.91 + 9}{2.38} = 18.41 \text{ KN}$$

Travée 2 : L = 4.85 m

Condition 3 : $M_{t2} = M_{02} \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = 21.52 \times \frac{1.2 + 0.3 \times 0.31}{2} = 13.91 \text{ KN/m}$

Condition 1 : $M_t \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05 M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$

$$M_{t2} \geq (1.093 \times 21.52) - \frac{12.91 + 0}{2} = 17.07 \text{ KN/m}$$

Donc : $M_{t2} = 17.07 \text{ KN/m}$

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_T}{M_w + M_T}}} = 4.85 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{0 + 17.07}{12.91 + 17.07}}} = 2.76 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} = -2 \times \frac{12.91 + 17.07}{2.76} = -21.72 \text{ KN}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_T}{M_e + M_T}}} = 4.85 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{12.91 + 17.07}{0 + 17.07}}} = 2.09 \text{ m}$$

$$V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b} = 2 \times \frac{0 + 17.07}{2.09} = 16.33 \text{ KN}$$

b) Sollicitation de calcul à l'ELS :

Tableau III.3: Tableau récapitulatif des moments en travée et appui à l'ELS

| | q_{ser} (KN/ml) | L (m) | M_0 (KN.m) | M_{appui} (KN.m) | M_w (KN.m) | M_e (KN.m) | M_t (KN.m) |
|----------|----------------------|-------|-----------------|-----------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| travée 1 | 5.24 | 3.9 | 9.96 | 0.00 | 0.00 | 9.25 | 6.44 |
| | | | | 9.25 | | | |
| travée 2 | 5.24 | 4.85 | 15.41 | 0.00 | 9.25 | 0.00 | 12.22 |

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés pour les autres types de poutrelles par la méthode forfaitaire.

Tableau III.4: Tableau récapitulatif des sollicitations trouvées

| Niveau | Type des poutrelles | Moments en travée $M_{t \max}$ (KN.m) | | Moments en appuis $M_{A \max}$ (KN.m) | | Efforts tranchants T_{\max} (KN) |
|--|---------------------|--|-------|--|------|---------------------------------------|
| | | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU |
| terrasse inaccessible $\alpha = 0.31$ | 01 | 14.53 | 10.59 | 9.07 | 6.61 | 17.23 |
| | 03 | 13.37 | 9.74 | 8.35 | 6.08 | 16.5 |
| | 04 | 13.34 | 9.72 | 10.66 | 7.78 | 17.27 |
| Etagé courant $\alpha = 0.21$ | 01 | 15.47 | 11.2 | 9.51 | 6.88 | 18.23 |
| | 03 | 14.23 | 10.31 | 8.75 | 6.33 | 17.47 |
| | 04 | 14.23 | 10.31 | 11.18 | 8.1 | 19.32 |
| Etagé service $\alpha = 0.14$ | 03 | 17.04 | 12.2 | 10.10 | 7.24 | 20.72 |
| | 04 | 17.07 | 12.22 | 12.91 | 9.25 | 21.72 |

III.2.11) Exemple de calcul {Méthode de Caquot} :

Evaluation des charges et surcharges et les combinaisons de charge :

❖ À L'ELU :

En appui $q_{u \text{ réduit}} = b \left(1.35 \times \frac{2}{3} \times G + 1.5 \times Q \right)$

En travée $q_{u \text{ réel}} = b (1.35G + 1.5 \times Q)$

❖ À L'ELS :

En appui $q_{s \text{ réduit}} = b \left(\frac{2}{3} G + Q \right)$

En travée $q_{s \text{ réel}} = b (G + Q)$

Tableau III.5 : Tableau récapitulatif d'évaluation des charges

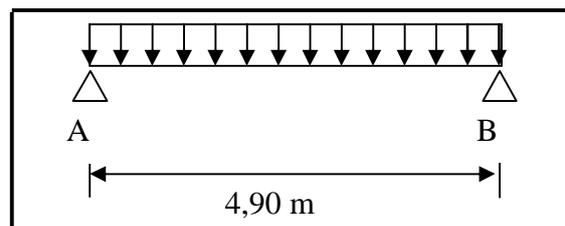
| Niveau | Charges permanentes G (KN/m ²) | | Q (KN/m ²) | b (m) | Combinaisons des charges | | | |
|-----------------------|--|------|------------------------|-------|--------------------------|------|---------------------|------|
| | $\frac{2}{3}G$ | G | | | En appui q réduit | | En travée q réel | |
| | | | | | ELU | ELS | ELU | ELS |
| Terrasse inaccessible | $\frac{2}{3} \times 5.78$ | 5.78 | 1 | 0.65 | 4.36 | 3.15 | 6.05 | 4.41 |
| Etage courant | $\frac{2}{3} \times 5.56$ | 5.56 | 1.5 | 0.65 | 4.71 | 3.38 | 6.34 | 4.59 |
| Etage service | $\frac{2}{3} \times 5.56$ | 5.56 | 2.5 | 0.65 | 5.69 | 4.03 | 7.32 | 5.24 |

Considérons l'exemple détaillé de la poutrelle {type 5, étage service}

• Calcul à l'ELU

➤ Calcul des moments aux appuis :

$$M_a = - \frac{q'_{w \text{ réduit}} l'_w{}^3 + q'_{e \text{ réduit}} l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$



$M_{a1} = M_{a6} = 0$ (Par hypothèse tous les appuis vont être ferrailés par le même ferrailage d'après le moment maximal sur appuis).

➤ Calcul des efforts tranchants :

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \times l}{2} \Rightarrow V_w = \frac{0}{4.90} - \frac{7.32 \times 4.90}{2} = -17.93 \text{ KN}$$

$$V_e = V_w + q \times l \Rightarrow V_e = -17.93 + 7.32 \times 4.90 = 17.93 \text{ KN}$$

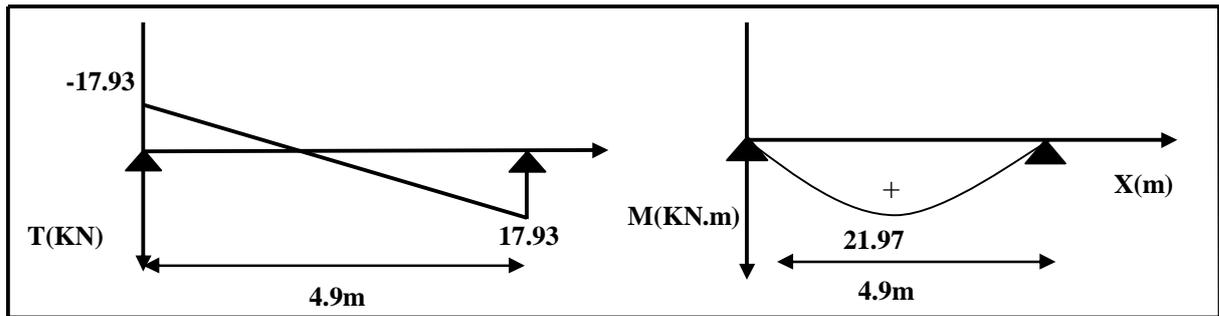
$$x_0 = - \frac{(-17.93)}{7.32} = 2.45 \text{ m}$$

➤ Calcul moment en travée :

$$M_t = M_w - V_w \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2}$$

$$\Rightarrow M_t = 0 + 17.93 \times 2.45 - \frac{7.32 \times 2.45^2}{2} \Rightarrow M_t = 21.97 \text{ KN.m}$$

Figure III.9 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU



• Calcul à l'ELS :

➤ Calcul des moments aux appuis :

$$M_a = - \frac{q'_w \text{ réduit } I'_w{}^3 + q'_e \text{ réduit } I'_e{}^3}{8.5(I'_w + I'_e)}$$

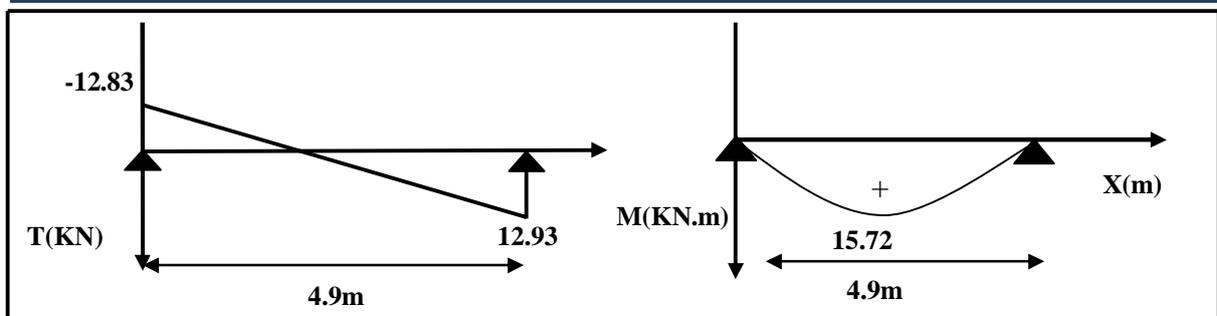
$M_{a1} = M_{a6} = 0$ (Par hypothèse tous les appuis vont être ferrailés par le même ferrailage d'après le moment maximal sur appuis).

➤ Calcul moment en travée :

$$M_t = M_w - V_w \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2}$$

$$\Rightarrow M_t = 0 + 12.83 \times 2.45 - \frac{5.24 \times 2.45^2}{2} \Rightarrow M_t = 15.72 \text{ KN.m}$$

Figure III.10 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS



Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés dans les deux types {2 et 5} :

Tableau III. 6: Tableau récapitulatif des sollicitations trouvées

| Niveau | Type des poutrelles | Moments en travée $M_{t \max}$ (KN.m) | | Moments en appuis $M_{A \max}$ (KN .m) | | Efforts tranchants T_{\max} (KN) | |
|-----------------------|---------------------|--|-------|---|------|---------------------------------------|-------|
| | | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS |
| Terrasse inaccessible | 05 | 18.16 | 13.23 | 0 | 0 | 14.82 | 10.80 |
| Etage courant | 05 | 19.03 | 13.77 | 0 | 0 | 15.53 | 11.24 |
| Etage service | 02 | 12.13 | 8.76 | 9.08 | 6.43 | 17.62 | 12.61 |
| | 05 | 21.97 | 15.72 | 0 | 0 | 17.93 | 12.83 |

III.2.12) Ferrailage des poutrelles :

Nous allons adopter le même ferrailage pour tous les types des poutrelles pour tous les niveaux, le calcul se fera pour les sollicitations les plus défavorables à ELU en flexion simple comme une section en T.

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations les plus défavorables depuis les deux méthodes précédentes {Forfaitaire ; Caquot} qu'on a utilisé :

Tableau III.7: Tableau récapitulatif des sollicitations les plus défavorables

| | ELU | ELS |
|----------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| Sollicitation | $M_{t \max} = 21.97 \text{KN.m}$ | $M_{t \max} = 15.72 \text{KN.m}$ |
| | $M_{a \max} = 12.91 \text{KN.m}$ | $M_{a \max} = 9.25 \text{KN.m}$ |
| | $T_{\max} = 21.72 \text{KN}$ | $T_{\max} = 15.83 \text{KN}$ |

III.2.12.1) Calcul des armatures :**a) En travée :****a.1) A l'ELU:**

le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T, en considérant le moment en travée maximal : $M_{tu \max} = 21.97 \text{KN.m}$

Avec :

b=65cm ; h=24cm ; d=0,9h=21.6cm ; b_o = 12cm

Le calcul des sections en T dépend de la position de l'axe neutre $\alpha_0 = \frac{h_0}{d}$ qui dépend aussi du moment équilibré par la table de compression

✚ **Position de l'axe neutre** : (Ch 9, § V.2)BAEL 91/99

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} \Rightarrow \alpha_0 = \frac{4}{21.6} \Rightarrow 0.18$$

✚ **Le moment réduit**

$$0.167 \leq \alpha_0 \leq 0.259 \Rightarrow \mu_0 = 1.14 \alpha_0 - 0.57 \alpha_0^2 - 0.07$$

D'après le tableau (Ch 9, § V.2)BAEL 91/99

$$\mu_0 = 0.117$$

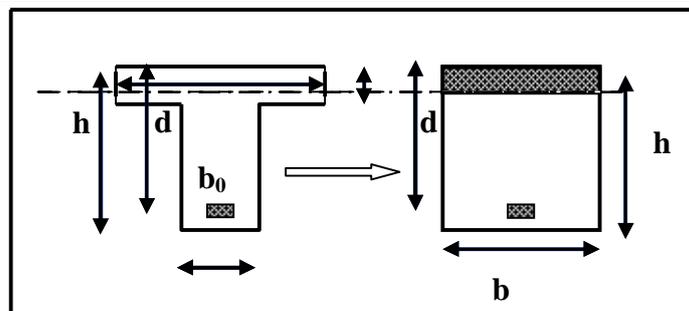
✚ **Calcul de moment équilibré par la table de compression** :

$$\text{On a : } M_T = \mu_0 \times b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$M_T = 0.117 \times 0.65 \times 0.216^2 \times 14.2 \times 10^3 = 50.38 \text{ KN.m}$$

$M_T = 50.38 \text{ KN.m} > M_{tu \max} = 21.97 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre dans la table de compression, elle n'est pas entièrement comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (b*h).

Figure III.11 : Coupe de Section Rectangulaire et Section en T



✚ **A L'ELU** :

• **Calcul du moment réduit** :

$$\mu = \frac{21.97 \times 10^6}{650 \times (216)^2 \times 14.2} = 0.051 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc $A'_s = 0$ armée par des armatures tendues

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.065$$

$$\beta = 1 - 0.40 \alpha = 0.974$$

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

• **Section d'armatures :**

$$A_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{21.97 \times 10^5}{0.974 \times 21.6 \times 348 \times 10^2} = 3 \text{ cm}^2$$

a.2) Vérifications à l'ELS

➤ **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{15.72 \times 10^6}{15086.06 \times 10^4} \times 48.8 = 5.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.09 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Cas de la section en **T** : (Ch. 10, § II.5) BAEL 91/99

✚ **Position de l'axe neutre Y :**

$$b_0 \cdot y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30A_s]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30dA_s] = 0$$

$$12y^2 + 514y - 2792 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 631.04$$

$$Y = 4.88 \text{ cm}$$

✚ **Moment d'inertie I :**

$$I = \frac{b_0 \cdot y^3}{3} + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15[A_s(d - y)^2]$$

$$I = 15086.06 \text{ cm}^4$$

NB : La fissuration étant peu préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (**pas de limite sur la contrainte d'acier**).

a.3) Vérification de la condition de non fragilité :

(Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99):

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 21.6 \times \frac{2.1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

b) Calcul de la section en appuis :

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b = b_0 = 12 \text{ cm}$, $d = 21.6 \text{ cm}$).

b.1) A l'ELU :

$$M_{a \max} = 12.91 \text{ KN.m}$$

• Moment réduit :

$$\mu = \frac{12.91 \times 10^6}{120 \times (216)^2 \times 14,2} = 0.162 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc $A'_s = 0$ (section simplement armée S.S.A).

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,22$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,912$$

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

$$A_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12.91 \times 10^5}{0,912 \times 21,6 \times 348 \times 10^2} = 1.88 \text{ cm}^2$$

b.2) Vérifications à l'ELS :**✚ Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Cas de la section en T : (Ch. 10, § II.5) BAEL 91/99)

✚ Position de l'axe neutre Y :

$$b_0 \cdot y^2 + [2(b - b_0) \cdot h_0 + 30 \cdot A_s] \cdot y - [(b - b_0) \cdot h_0^2 + 30 \cdot d \cdot A_s] = 0$$

✚ Moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0 \cdot y^3}{3} + \frac{(b - b_0) \cdot h_0^3}{12} + (b - b_0) \cdot h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \cdot [A_s (d - y)^2]$$

NB: Ces deux formules ne sont valables que si l'axe neutre est dans la nervure (si la première équation donne $y > h_0$) ; sinon il faut recalculer y puis calculer I par les formules de la section rectangulaire. (Ch. 6, § V.3) BAEL 91/99)

➤ Position de l'axe neutre Y :

$$12y^2 + 480.4y - 2066.24 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 574.42$$

$$Y = 3.92\text{cm} < h_0 = 4\text{cm}$$

$$Y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

➤ Position de l'axe neutre d'une section rectangulaire.

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right] \Rightarrow Y = 8\text{cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A_s' (y - d')^2 \Longrightarrow \eta = 15$$

➤ Moment d'inertie d'une section rectangulaire :

$$I = 7263.87 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.25 \times 10^6}{7263.87 \times 10^4} \times 80 = 10.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.19 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

NB : Les fissurations étant peu préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (**pas de limite sur la contrainte d'acier**).

b.3) Vérification de la condition de non fragilité :

(Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99):

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 21.6 \times \frac{2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

c) Choix des armatures :

Tableau III.8: Tableau récapitulatif des armatures des poutrelles

| | M_u (KN.m) | A_s (cm ²) | A_s' (cm ²) | A_{\min} (cm ²) | A_s adopté (cm ²) | Choix |
|------------------|--------------|--------------------------|---------------------------|-------------------------------|---------------------------------|------------------|
| En travée | 21.97 | 3 | 0 | 1.69 | 3.39 | 3HA12 |
| En appui | 12.91 | 1.88 | 0 | 0.31 | 2.67 | 1HA12 + 1HA14 |

d) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91/99, Art A.5.1.2)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right) = 3,33MPa.$$

$$T_u^{\max} = 21.72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{21.72 \times 10^3}{120 \times 216} = 0.84 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e) Vérification de la contrainte l'adhérence et d'entraînement :

(Art A 6.1.3 BAEL 91/99)

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15MPa$$

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

n : Nombre des barres.

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \varnothing = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{21.72 \times 10^3}{0.9 \times 216 \times 113.04} = 0.99 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

f) Calcul les armatures transversales :

La contrainte de cisaillement est vérifiée alors les armatures de transversales ne sont pas nécessaire, on prévoit des armatures des transversales ayant un rôle constructif.

Selon le BAEL 91/99 :

Dans le cas courant la flexion simple avec des armatures droites ($a = 90^\circ$) :

K= 1, en flexion simple :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28}}{0.9 \sigma_s} \\ S_t \leq \text{Min}\{0.9d; 40\text{cm}\} \end{array} \right\} \quad (\text{Ch 13, § III.3}) \text{BAEL 91/99}$$

La section exigé par la condition de non fragilité : (Ch 13, § III.3) BAEL 91/99

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\phi = \min \begin{cases} \frac{h}{35} = 0.68 \text{ cm} \\ \frac{b}{10} = 2.4 \text{ cm} \\ \phi_l = 1.2 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{Ch 13, § III.3}) \text{BAEL 91/99}$$

ϕ_l Représentant le diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres

Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0$$

On prend : $\phi = 8 \text{ mm}$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante}$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales

Avec :

A_t : Section des armatures transversales

S_t : Espacement entre les armatures transversales

Donc :

$$S_t \leq \text{Min}\{19.44 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 19.44 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{24}{4}; 12 \times 1.2 \right\} = 6 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{24}{2} = 12 \text{ cm en zone courante}$$

Donc on prend :

$$S_t = 6 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t = 12 \text{ cm en zone courante}$$

Et :

$$A_t \geq \frac{b_0 S_t (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9\sigma_s} = \frac{12 \times 12 \times (0.84 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 348} = 0.096 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.003b_0 S_t = 0.003 \times 12 \times 12 = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{La condition de non fragilité : } \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.42 \text{ MPa}$$

$$D'où : A_t \geq \frac{0.42 \times b_0 S_t}{f_e} = \frac{0.42 \times 12 \times 12}{400} = 0.151 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_t = 2\text{HA8} = 1.01 \text{ cm}^2$

NB: Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement. (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003

g) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

(Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99)

✚ Vérification de la contrainte de compression :

$$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 \quad ; a = 0.9d$$

$$V_u \leq 0.4 \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 216 \times 120$$

$$\Rightarrow 21.72 \text{ KN} \leq 155.52 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✚ Vérification des armatures longitudinales :

$$\text{Pour l'appui de rive : } A_{s_a} \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$\Rightarrow 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{21.72 \times 10^3}{400 \times 10^2 / 1.15} \Rightarrow 3.39 \text{ cm}^2 \geq 0.62 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Pour l'appui intermédiaire } A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 2.67 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(21.72 + \frac{12.91}{0.9 \times 0.216} \right) \times 10 = 2.53 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

h) Vérification de la flèche : (Art B.6.5.1) BAEL91/99

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

Les conditions à vérifier d'après le BAEL91/99 :

✓ **On a trois inégalités à vérifier :**

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$b) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t,service}}{M_{0,service}}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec: L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t\text{service}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{0\text{service}}$: Le moment fléchissant maximal à E.L.S dans la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis libre.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

✚ Vérification des conditions :

$$\frac{h}{l} = \frac{24}{490} = 0,049 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow C.N.V$$

$$\frac{A}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 21.6} = 1.31 \times 10^{-2} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{Mpa} \rightarrow C.N.V$$

$$\frac{h}{l} = \frac{24}{490} = 0,049 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{15.72}{15.72} = 0.1 \rightarrow C.N.V.$$

Une des trois inégalités précédentes ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

✚ calcul de la flèche : (Art B.6.5, 2) BAEL91/99

$$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \text{ si } l < 5m; \quad \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{sg} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fgv}}; \quad M_{sg} = \frac{q_{sg} \cdot L^2}{8}; \quad \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{sg}}{I} (d - y_{ser})$$

$$f_{gi} = \frac{M_{sg} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fgi}}; \quad M_{sg} = \frac{q_{sg} \cdot L^2}{8}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{spi} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fpi}}; \quad M_{spi} = \frac{q_{spi} \times L^2}{8}; \quad \sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_{ser})$$

$$f_{ji} = \frac{M_{sji} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fji}}; \quad M_{sji} = \frac{q_{sji} \times L^2}{8}; \quad \sigma_{sj} = 15 \frac{M_{sj}}{I} (d - y_{ser})$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{sji} : 0.65 \times G \text{ (La charge qui revient à la poutrelle sans les revêtements).} \\ q_{sg} : 0.65 \times G \text{ (La charge permanente qui revient à la poutrelle).} \\ q_{spi} : 0.65 \times (G+Q) \text{ (La charge permanente et la charge d'exploitation).} \end{array} \right.$$

- f_{gv} : flèche différée due aux charges permanentes
- f_{gi} : flèche instantanée due aux charges permanentes
- f_{pi} : flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations
- f_{ji} : flèche instantanée due à charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements

➤ **Le moment d'inertie fissurée :**

$$I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

$$I_{Fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu}$$

$$\mu_{ji} = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \delta \times \sigma_{sj} + f_{t28}}$$

$$\mu_{gv} = \mu_{gi} = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \delta \times \sigma_{si} + f_{t28}} \quad ; \quad \mu_{pi} = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \delta \times \sigma_s + f_{t28}}$$

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

Coefficient pour la déformation instantanée.

$$\lambda_v = 0,4 \cdot \lambda_i$$

Coefficient pour la déformation différée.

$$\sigma_s = n \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

Contrainte de traction des armatures tendues.

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}$$

As section des armatures tendues.

Pour une section en T, le béton tendue étant négligé (coté nervuré), on peut considérer une section rectangulaire (bxh) .

➤ **Moment d'inertie de la section rectangulaire:**

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{ij} = 32\,164,20 \text{ MPa.}$$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{vj} = 10\,818,86 \text{ MPa.}$$

Tableau III.9 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

| M_{sg} (KN.m) | M_s (KN.m) | M_{sj} (KN.m) | δ | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{sg} (MPa) | σ_s (MPa) |
|--------------------|-----------------|--------------------|-----------------------|-----------|-------------------------|------------------------|---------------------|
| 10.85 | 15.72 | 6.24 | $1,31 \times 10^{-2}$ | 5.18 | 16692.46 | 160.09 | 231.95 |

| σ_{sj} (MPa) | λ_i | λ_v | μ_g | μ_{pi} | μ_{ji} | I_0 (cm ⁴) | $I_{f_{gv}}$ (cm ⁴) |
|---------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|---------------|------------------|---------------|-----------------------------|---------------------------------|
| 92.07 | 3.14 | 1.26 | 0.65 | 0.74 | 0.47 | 79566.34 | 48115.98 |
| $I_{f_{gi}}$ (cm ⁴) | $I_{f_{pi}}$ (cm ⁴) | $I_{f_{ji}}$ (cm ⁴) | f_{gv} (cm) | f_{gi} (cm) | f_{pi} (cm) | f_{ji} (cm) | \bar{f} (cm) |
| 28780.98 | 26333.79 | 35351.39 | 0.50 | 0.281 | 0.446 | 0.132 | 0.98 |

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = \frac{10.85 \times 10^5 \times (490)^2}{10 \times 10818.86 \times 10^2 \times 48115.98} = 0.50 \text{ cm} \\ f_{gi} = \frac{10.85 \times 10^5 \times (490)^2}{10 \times 32164.2 \times 10^2 \times 28780.98} = 0.281 \text{ cm} \\ f_{pi} = \frac{15.72 \times 10^5 \times (490)^2}{10 \times 32164.2 \times 10^2 \times 26333.79} = 0.446 \text{ cm} \\ f_{ji} = \frac{6.24 \times 10^5 \times (490)^2}{10 \times 32164.2 \times 10^2 \times 35351.39} = 0.132 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Alors : $\Delta f = 0.50 - 0.132 + 0.446 - 0.281 = 0.533 \text{ cm}$

$$\Delta f = 0.553 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = 0.98 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.2.12.2) Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression sera coulée sur place et ferrillée suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations.

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage de laquelle les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser (**art. 68. 423. BAEL91/99**)

Comme suit :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Si :

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e} \quad \text{Avec : } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

Avec :

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 65 \text{ cm}$) .

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A .P)

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A .R)

$$A_2 = A_1 / 2$$

$f_e = 520$ MPa quadrillage de T.S 520

a) Armatures perpendiculaires à la nervure :

On a : $L_1 = 65$ cm

$$\Rightarrow A_1 = 4 \frac{65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit $6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, avec $S_t = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm}$

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

b) Armatures parallèle à la nervure :

$$A_2 = A_1 / 2 \Rightarrow A_2 = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit $6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, avec $S_t = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm}$

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

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, On adopte un treillis soudés $\phi 6$ dont des mailles est égale à 15 cm suivant les deux sens.

III.2.13) Schémas de ferrailage

Figure III.12 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

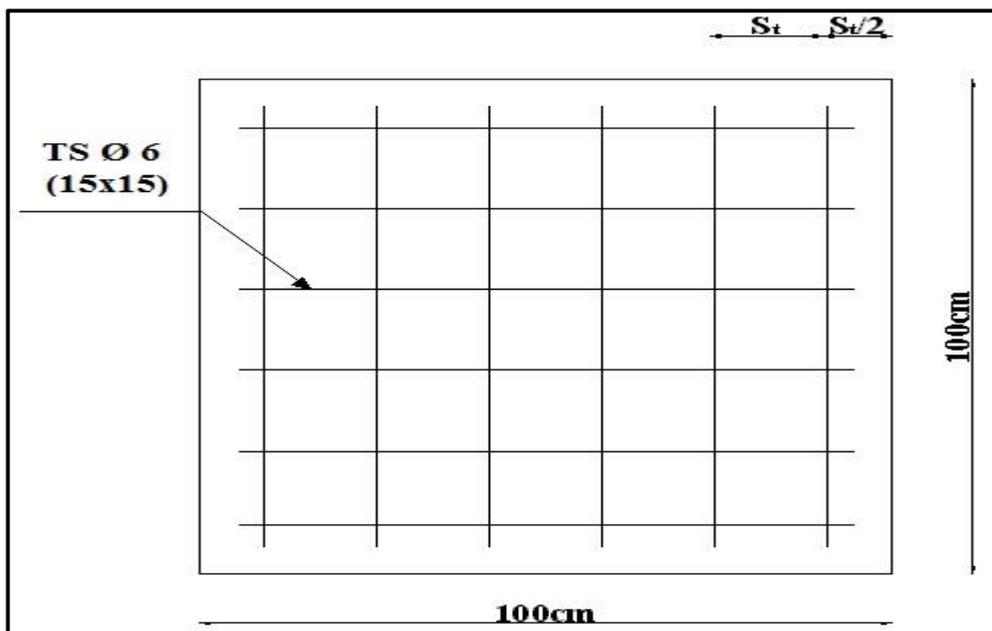
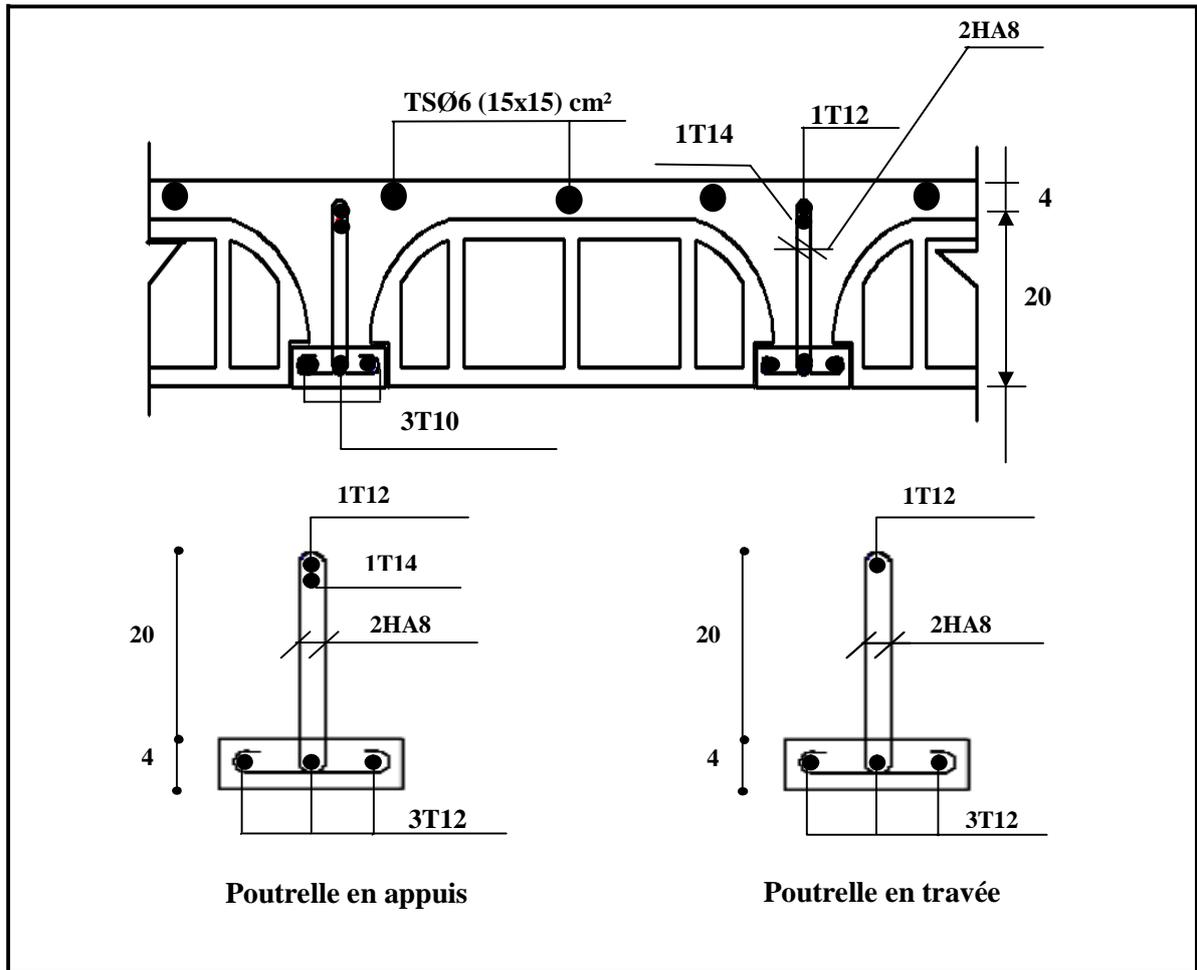


Figure III.13 : Ferrailage du plancher corps creux



III.3) Etude du plancher en dalle pleine :**III.3.1) Introduction :**

Les dalles pleines sont des pièces minces et planes en béton avec armature incorporées, cette dalle peut reposer sur deux, trois ou quatre appuis.

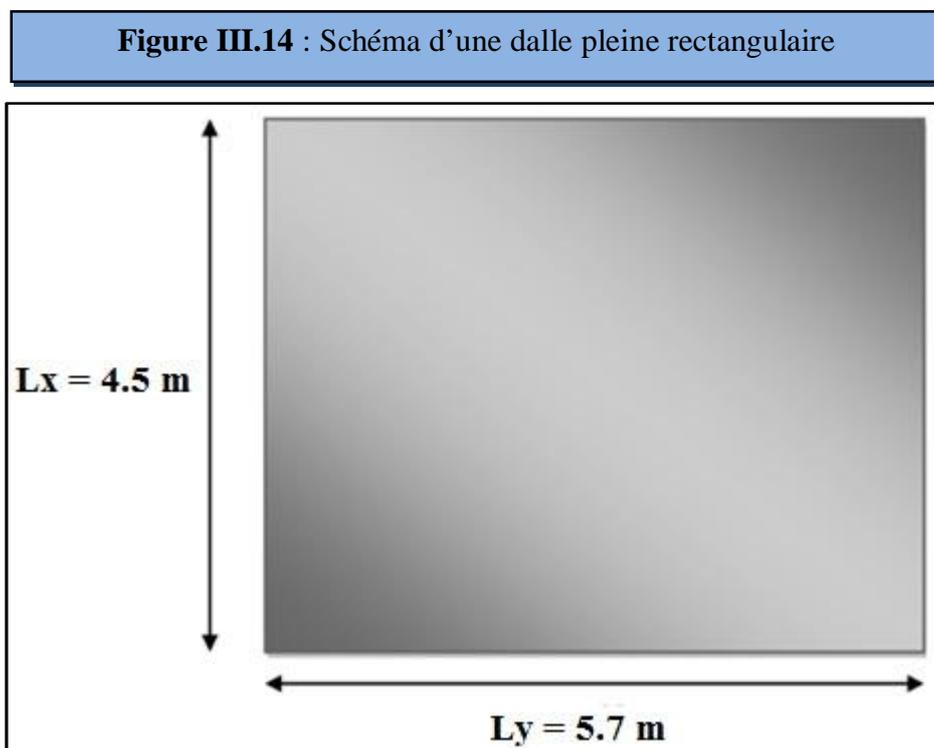
Dans notre ouvrage, on a rencontré deux types des dalles, il s'agit d'une dalle appuyée sur quatre cotés et une autre sur deux appuis.

Pour le ferrailage, nous allons considérée le panneau de la dalle le plus sollicité.

III.3.2) Dalle rectangulaire : (type I : sur 4 appuis) (Sous sol) :

Pour le calcul on choisi le panneau le plus sollicité,

C'est un panneau de rive (4.5m x 5.70m)

**III.3.2.1) Détermination des sollicitations:**

Charges permanentes : $G = 6,27 \text{ KN/m}^2$.

Surcharges d'exploitation : $Q = 4 \text{ KN/m}^2$

III.3.2.2) Calcul des sollicitations:

Le calcul se fera pour une bande de 1m linéaire.

a) Combinaison fondamentale :**L'ELU :**

$$\begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5 Q \\ q_u = 1.35 (6,27) + 1.5 (4) \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad q_u = 14.46 \text{ KN/m}$$

L'ELS:

$$\begin{cases} q_s = G + Q \\ q_s = 6.27 + 4 \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad q_s = 10.27 \text{ KN/m}$$

Le ferrailage sera déterminé à partir des moments isostatiques au centre de la dalle M_x et M_y , correspondant respectivement aux sens L_x et L_y et évalués pour des bandes de 1 m de largeur.

Les portées L_x et L_y d'un «panneau» de dalle sont mesurées entre les nus des appuis :

- ❖ Si $0,40 \leq L_x/L_y \leq 1 \rightarrow$, la dalle est considérée comme portant dans deux directions.
- ❖ Si $\alpha < 0,40$ la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée.
- ❖ L_x : La petite portée du panneau
- ❖ L_y : La grande portée du panneau

• **Détermination des moments :**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.5}{5.7} = 0.78 \Rightarrow \alpha \geq 0.4$$

Donc le panneau porte dans les deux sens ($\alpha \geq 0.4$). Au centre de la dalle et pour une bande de 1 m de largeur on aura :

$$M_{ox} = \mu_x q_u l_x^2 \text{ (bande parallèle } L_x) : \text{ Moment isostatique sens x-x}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} \text{ (bande parallèle } L_y) : \text{ Moment isostatique sens y-y}$$

Le règlement de B.A.E.L.91/99 nous préconise une réduction du moment isostatique d'où,

Les moments en travée et en appuis sont pour un panneau de rive (à l'extrémité de la dalle) :

Pour un panneau rive (**Ch 3, § IV.3**) BAEL 91/99

• **dans le sens de la petite portée (X-X) :**

$$\text{Au centre de la dalle} \quad M_{tx} = 0.85M_{ox}$$

$$\text{Sur le bord continu} \quad M_{acx} = -0.5M_{ox}$$

$$\text{Sur le bord extrémité} \quad M_{aex} = -0.3M_{ox}$$

• **dans le sens de la grande portée (Y-Y) :**

$$\text{Au centre de la dalle} \quad M_{ty} = 0.85M_{oy}$$

$$\text{Sur le bord extrémité} \quad M_{aey} = -0.3M_{ox}$$

$$\text{Sur le bord continu} \quad M_{acy} = -0.5M_{ox}$$

• **Détermination de l'effort tranchant :**

La valeur de l'effort tranchant par unité de longueur sur le contour de la dalle, est évaluée pour : Les charges sont uniformément réparties.

$$\text{Pour : } \alpha \geq 0.4 \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{q \times L_x}{2} + \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = \frac{q \times L_x}{3} \leq V_x \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul:

| Tableau III.10 : Moments et efforts tranchants dans la dalle | | | | | | | | | | | | | |
|--|----------|---------|---------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-------|----------|-----------|-----------|-------|
| | α | μ_x | μ_y | M_{ox} | M_{oy} | Sens X-X | | | | Sens Y-Y | | | |
| | | | | | | M_{tx} | M_{acx} | M_{aex} | V_x | M_{ty} | M_{acy} | M_{aey} | V_y |
| ELU | 0.78 | 0.0584 | 0.5608 | 17.10 | 9.59 | 14.54 | 8.55 | 5.13 | 33.25 | 8.15 | 8.55 | 5.13 | 22.14 |
| ELS | 0.78 | 0.0650 | 0.6841 | 13.52 | 9.25 | 11.49 | 6.76 | 4.06 | 23.83 | 7.86 | 6.76 | 4.06 | 15.41 |

Avant le calcul, il faut vérifier la condition suivante :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25M_o$$

$2Ma = (Mw + Me) \dots$ La somme des valeurs absolues des moments sur l'appuis de gauche et de droite respectivement

M_o : Moment calculée avec l'hypothèse de l'articulation

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

| Tableau III.11 : Moments et efforts tranchants dans la dalle | | | | | | | | | |
|--|------|-----------------|-----------------|--------------|-------|---------------------|---------------------|--------------|--|
| Etat | Sens | M_o (KN.m) | M_t (KN.m) | M_a (KN/m) | | $1,25M_o$ (KN.m) | $M_t + (Mw + Me)/2$ | Vérification | |
| | | | | M_e | M_w | | | | |
| ELU | X-X | 17.10 | 14.54 | 8.55 | 5.13 | 21,375 | 21,38 | CV | |
| | Y-Y | 9.59 | 8.15 | 8.55 | 5.13 | 11,99 | 14,99 | CV | |
| ELS | X-X | 13.52 | 11.49 | 6.76 | 4.06 | 16,9 | 16,9 | CV | |
| | Y-Y | 9.25 | 7.86 | 6.76 | 4.06 | 11,56 | 13,27 | CV | |

III.3.2.3) Ferrailage de la dalle :

$b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=0,9h=13,5\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$;
 $f_{bu}=14,2\text{MPa}$

$\alpha \geq 0,4$: le calcul des armatures de la dalle se fait en flexion simple dans les deux sens.

a) Calcul à l'ELU :**❖ Selon le sens X-X :****• En travée :****✚ Moment réduit**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{14,54 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,2} = 0,056 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc $A'_s = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,072$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,9712$$

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

$$A_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{14,54 \times 10^5}{0,9712 \times 13,5 \times 348 \times 10^2} = 3,18 \text{ cm}^2$$

• En appuis (sur le bord continu) :**• Moment réduit**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{8,55 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,2} = 0,033 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc $A'_s = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,042$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,9832$$

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

$$A_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{8,55 \times 10^5}{0,9832 \times 13,5 \times 348 \times 10^2} = 1,85 \text{ cm}^2$$

- **En appuis (sur le bord extrême) :**
- **Moment réduit**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{5.13 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.2} = 0.020 < \mu_l = 0.392 (\text{acier FeE400})$$

Donc $A'_s = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,025$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,99$$

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

$$A_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{5.13 \times 10^5}{0,99 \times 13.5 \times 348 \times 10^2} = 1.10 \text{ cm}^2$$

NB: De la même manière on détermine le ferrailage dans le sens Y-Y.

b) Vérifications des contraintes à l'E.L.S :

❖ Vérifications des contraintes dans le béton :

D'après les règles de CBA93 et BAEL91, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable

La contrainte de compression dans le béton : on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}^{Max}}{I}$$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A_s + A'_s)y - 15(dA_s + d'A'_s) = 0 \Rightarrow \eta = 15 \quad ; \quad A' = 0$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \quad Y : \text{position de l'axe neutre}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2 \quad (\text{Moment d'inertie})$$

❖ Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

La fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15}$$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans l'acier : σ_s

$$\sigma_s = \eta . K . (d-y) \implies \eta = 15$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Le tableau suivant représente les résultats obtenus :

Tableau III.12 : Vérification des contraintes du béton et d'acier

| | | M_s (KN.m) | A_s (cm ²) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | σ_s (MPa) | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ |
|--------------|---------------------------------------|-----------------|-----------------------------|-----------|-------------------------|------------------------|---------------------|--|
| Selon X-X | En travée | 11.49 | 5.65 | 4.01 | 9782 | 4.71 | 167.20 | Condition vérifier |
| | En appui (sur le bord continu) | 6.76 | 5.65 | 4.01 | 9782 | 2.77 | 98.37 | Condition vérifier |
| | En appuis (sur le bord extrême) | 4.06 | 5.65 | 4.01 | 9782 | 1.66 | 59.08 | Condition vérifier |
| Selon Y-Y | En travée | 7.86 | 5.65 | 4.01 | 9782 | 3.22 | 114.38 | Condition vérifier |
| | En appuis (sur le bord continu) | 6.76 | 5.65 | 4.01 | 9782 | 2.77 | 98.37 | Condition vérifier |
| | En appuis (sur le bord extrême) | 4.06 | 5.65 | 4.01 | 9782 | 1.66 | 59.08 | Condition vérifier |

c) Condition de non fragilité : (Art B.7.4 /BAEL91modifiés 99):

La section minimale pour les dalles dans :

Sens X-X :

$$A_{\min} \geq \rho_0 b h \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

Sens Y-Y :

$$A_{\min} \geq \rho_0 b h$$

Avec : $\rho_0 = 0.0008$ pour feE400

Sens X-X : $A_{\min} = 1.32 \text{ cm}^2$

Sens Y-Y : $A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$ Tapez une équation ici.

Le tableau suivant représente les résultats obtenus :

Tableau III.13: Tableau récapitulatif des sections d'armature de la dalle pleine

| | Selon X-X | | | Selon Y-Y | | |
|-----------------------------------|------------------|---|---|------------------|---|---|
| | En travée | En appuis (sur le bord continu) : | En appuis (sur le bord extrême) : | En travée | En appuis (sur le bord continu) : | En appuis (sur le bord extrême) : |
| $M_u(\text{KN.m})$ | 14.54 | 8.55 | 5.13 | 8.15 | 8.55 | 5.13 |
| μ | 0.056 | 0.033 | 0.020 | 0.031 | 0.033 | 0.020 |
| α | 0.072 | 0.042 | 0.025 | 0.039 | 0.042 | 0.025 |
| β | 0.9712 | 0.9832 | 0.99 | 0.9844 | 0.9832 | 0.99 |
| $A_s(\text{cm}^2)$ | 3.18 | 1.85 | 1.10 | 1.76 | 1.85 | 1.10 |
| $A_{\min}(\text{cm}^2)$ | 1.63 | 1.63 | 1.63 | 1.63 | 1.63 | 1.63 |
| $A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$ | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| Choix des barres | 5T12 e = 20cm | 5T12 e = 20cm | 5T12 e = 20cm | 5T12 e = 20cm | 5T12 e = 20cm | 5T12 e = 20cm |

d) Vérification de disposition d'armature: (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

Selon X-X

$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \implies$ Pour les charges réparties

$$S_t = \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec :

h : l'épaisseur de la dalle = 15cm

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

Selon Y-Y

$S_t \leq \min (4h ; 45\text{cm}) \implies$ Pour les charges réparties

$$S_t = \min (60 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \implies$ C.V

e) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91/99, Art A.5.2.2)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = \max \left\{ 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 0,35 \text{MPa} \right\} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max} \{ V_x; V_y \} = \text{Max} \{ 33,25 ; 22,14 \} = 33,25 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b \times d} = \frac{33,25 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,246 \text{MPa} \implies \text{C.V}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

f) Vérification de la flèche : (Ch 14, § II.4) BAEL 91/99

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

Les conditions à vérifier d'après le **BAEL91/99** :

✚ **On a deux inégalités à vérifier :**

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{t, \text{serv}}}{20 \times M_{0x}}$$

$$\text{b) } \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Avec:

L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b : La largeur de la nervure.

$M_{t, \text{service}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{0, \text{service}}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

❖ **Vérification des conditions :**

$$a) \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{t,ser}}{20 \times M_{0x}} \Rightarrow \frac{15}{450} \geq \frac{11.49}{20 \times 13.52} \Rightarrow 0.033 \geq 0.0425 \rightarrow C.N.V$$

$$b) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13.5} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 4.18 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \rightarrow C.V$$

Une des deux inégalités précédentes n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

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

$$\text{Tel que : } \bar{f} = \frac{L}{500} \dots \dots \dots \text{Si } L < 5,00 \text{ m} \left[\bar{f} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm} \right.$$

• **Moment d'inertie de la section rectangulaire:**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right]$$

• **Moment d'inertie fictive d'après BAEL 91**

$$I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \delta \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$$I_{Fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \delta} \quad \text{: Coefficient pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0,4 \cdot \lambda_i \quad \text{: Coefficient pour la déformation différée.}$$

$$\sigma_s = n \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \quad \text{: Contrainte de traction des armatures tendues.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \quad \text{As section des armatures tendues.}$$

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{ij} = 32\,164,20 \text{ MPa.}$$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{vj} = 10\,818,86 \text{ MPa.}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10.E_i.I_{Fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau qui suit :

| Tableau III.14 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche | | | | | | | | | | |
|---|-----------------------------|-------------|---------------------|-----------------------|-----------------------------|-------|-------------|-------------|--------------------------------|--------------------------------|
| M_{ser} (KN.m) | A_s (cm ²) | Y (cm) | σ_s (MPa) | δ | I_0 (cm ⁴) | μ | λ_i | λ_v | I_{FI} (cm ⁴) | I_{Fv} (cm ⁴) |
| 12.63 | 5.65 | 4.01 | 167.2 | 4.19×10^{-3} | 31176 | 0.25 | 5.01 | 2 | 15224.68 | 22847.17 |

$$\left\{ \begin{aligned} f_i &= \frac{11.49 \times 10^5 \times (450)^2}{10 \times 32164.2 \times 10^2 \times 15224.68} = 0.475 \text{ cm} \\ f_v &= \frac{11.49 \times 10^5 \times (450)^2}{10 \times 10818.86 \times 10^2 \times 22847.17} = 0.941 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

$$\Delta f = f_v - f_i$$

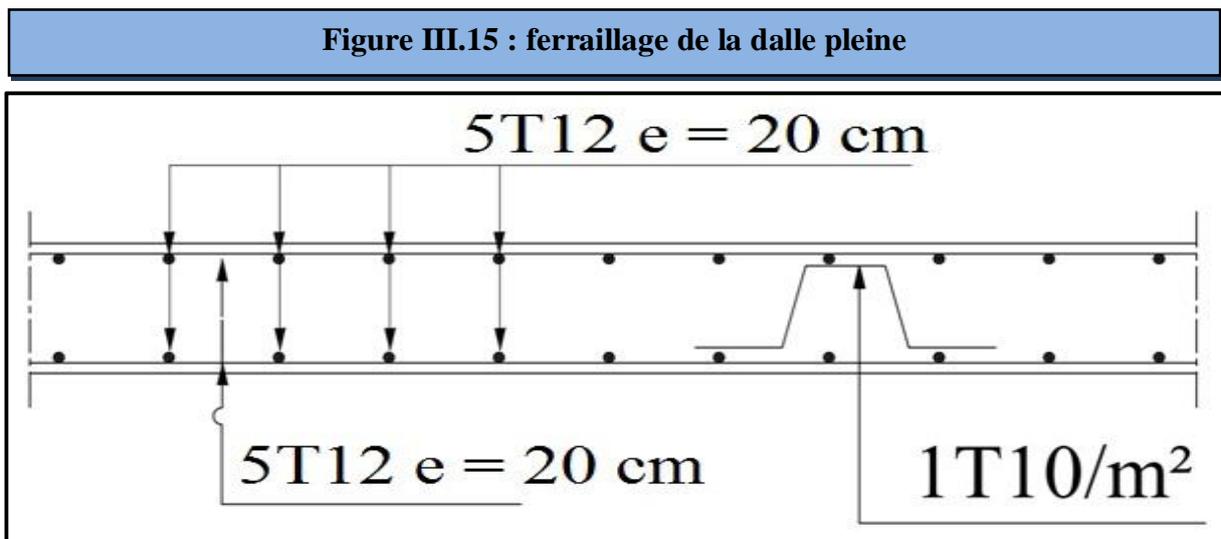
Donc : $\Delta f = 0.941 - 0.475 = 0.466 \text{ cm}$

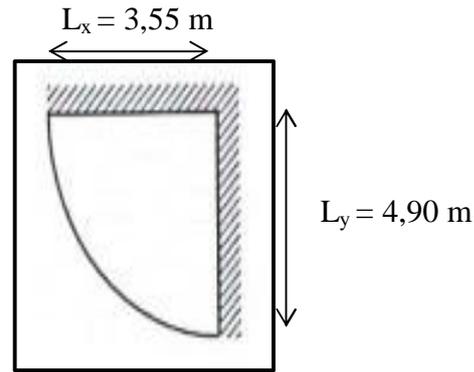
$$\left[\bar{f} = \frac{450}{500} = 0.90 \text{ cm} \right.$$

$\Delta f = 4.66 \text{ mm} < \bar{f} = 9.0 \text{ mm}$ condition vérifiée

❖ **Schémas de ferrailage :**

NB : On prévoit des chaises entre les deux nappes d'armature pour garder l'espacement entre les nappes, soit 1T10/m².



III.3.3) Dalle pleine en forme irrégulière (type II : sur 2 appuis) :**❖ Pré dimensionnement de la dalle :**

Selon le **BAEL91**, le critère de rigidité est :

$$\frac{L_x}{50} \leq h \leq \frac{L_y}{30} \Rightarrow \frac{355}{50} \leq h \leq \frac{490}{30} \Rightarrow 7.1 \text{ cm} \leq h \leq 16.33 \text{ cm}$$

Le R.P.A impose que $h_{\min} \geq 12 \text{ cm}$

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

III.3.3.1) Détermination des sollicitations:

Tableau III.15 : Tableau récapitulatif d'évaluation des charges

| Niveau | Charges permanentes G (KN/m ²) | Charges d'exploitation G (KN/m ²) | Combinaison des charges | |
|-----------------------|---|--|---|--------------------------------------|
| | | | ELU {1.35G+1.5Q} (KN/m ²) | ELS {G+Q} (KN/m ²) |
| Terrasse inaccessible | 6.27 | 1 | 9.96 | 7.27 |
| Etage courant | 6.27 | 1.5 | 10.71 | 7.77 |
| Etage service | 6.27 | 2.5 | 12.21 | 8.77 |

III.3.3.2) Calcul des sollicitations:**a) Détermination des moments :**

Le calcul se fera en considérant 1/4 de cercle de rayon $R = \max \begin{cases} L_x \\ L_y \end{cases}$.

On calcul les moments par la formule donnée par :

« **CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES DE BATIMENT {Tome6}**

HENRY THONIER » Page 89

$$M = \frac{pR^2}{17.5}$$

b) Détermination de l'effort tranchant :

La valeur de l'effort tranchant par unité de longueur sur le contour de la dalle, est évaluée pour : Les charges sont uniformément réparties.

$$\text{Pour : } \alpha \geq 0.4 \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{q \times L_x}{2} + \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = \frac{q \times L_x}{3} \leq V_x \end{array} \right. \quad \text{Avec } \Rightarrow \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.55}{4.9} = 0.72 \Rightarrow \alpha \geq 0.4$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

| Tableau III.16 : Tableau récapitulatif d'évaluation des charges | | | | |
|---|-------------------------|-------|---------------------|---------------------|
| Niveau | M _{max} (KN.m) | | ELU | |
| | ELU | ELS | V _x (KN) | V _y (KN) |
| Terrasse inaccessible | 13.66 | 9.97 | 18.41 | 11.79 |
| Etage courant | 14.69 | 10.66 | 19.74 | 12.67 |
| Etage service | 16.75 | 12.03 | 22.41 | 14.45 |

NB : Les calculs de ferrailage seront fait pour l'étage de service ayant la plus grande sollicitation, et on les généralise pour les autres niveaux.

III.3.3.3) Calcul du ferrailage :

b=100cm ; h=15cm ; d=0,9h=13.5cm ; f_e=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_s=348MPa ; f_{bu}=14,2MPa

❖ Armatures principales :

On considère une bande de largeur 1m :

✓ à L'ELU**Moment réduit :**

$$\mu = \frac{16.75 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14,2} = 0.065 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc A'_s = 0 {section armée par des armatures tendues }

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,084$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,966$$

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

$$A_s = \frac{M^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16.75 \times 10^5}{0,966 \times 13,5 \times 348 \times 10^2} = 3.69 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à L'ELS :**

• **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

D'après les règles de CBA93 et BAEL91, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

La contrainte de compression dans le béton : on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \prec \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A_s + A_s')y - 15(dA_s + d'A_s') = 0 \Rightarrow \eta = 15 \quad ; \quad A' = 0$$

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7,5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right] \quad Y : \text{position de l'axe neutre}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A_s' (y - d')^2 \quad (\text{Moment d'inertie})$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

| Tableau III.17 : Tableau récapitulatif de la vérification à L'ELS | | | | | | |
|---|--------------------------------------|----------------------|--------|-----------------------|------------------------|-------------|
| M _{ser} (KN.m) | A _s (cm ²) | I (cm ⁴) | Y (cm) | σ _{bc} (MPa) | σ̄ _{bc} (MPa) | Observation |
| 12.03 | 3.69 | 6955.47 | 3.35 | 5.79 | 15 | C.V |

NB: Les fissurations étant peu préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

III.3.3.4 Condition de non fragilité : (Art B.7.4) BAEL91/99

La section minimale pour les dalles dans l'est :

Sens X-X :

$$A_{\min} \geq \rho_0 bh \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

Sens Y-Y :

$$A_{\min} \geq \rho_0 bh$$

Avec : ρ₀ = 0.0008 pour feE400

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.18: Tableau récapitulatif des sections d'armature de la

| position | A_{min} (cm ²) | A_s (cm ²) | choix | S_t (cm) | A_s adopté |
|----------|---------------------------------|-----------------------------|-------|---------------|-----------------|
| Sens X-X | 1.36 | 3.69 | 5HA12 | 20 | 5.65 |
| Sens Y-Y | 1.2 | | | | |

❖ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On choisi : 5HA 10=3.93 cm² avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.

III.3.3.5) Vérification de disposition d'armature: (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

a) Armature longitudinale :

$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) \implies$ Pour les charges réparties

$$S_t = \min (45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec : $h = 15 \text{ cm}$

$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies$ condition vérifiée

b) Armature de répartition :

$S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) \implies$ Pour les charges réparties

$$S_t = \min (60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Avec : $h = 15 \text{ cm}$

$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \implies$ condition vérifiée

III.3.3.6) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91/99, Art A.5.2.2)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = \max \left\{ 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 0,35 \text{ MPa} \right\} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max} \{ V_x ; V_y \} = \text{Max} \{ 22,41 ; 14,45 \} = 22,41 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{22,41 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,17 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.3.7) Vérification de la contrainte l'adhérence et d'entraînement :**(Art A.6.1.3 BAEL 91/99) :**

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

n : Nombre des barres.

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \emptyset = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{22.41 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 188.4} = 0.98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

III.3.3.8) Vérification de la flèche : (Ch 14, § II.4) BAEL 91/99

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

Les conditions à vérifier d'après le **BAEL91/99** :

✓ **On a deux inégalités à vérifier :**

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{M_{t,ser}}{20 \times M_0}$$

$$\text{b) } \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Avec:

L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t,service}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{0,service}$: Le moment fléchissant maximal à E.L.S dans la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis libre.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

a) Vérification des conditions :

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{490} = 0,03 \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{20} \times \frac{12,03}{12,03} = 0,05 \rightarrow C.N.V.$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 4,19 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{400} = 0,005 \text{ Mpa} \rightarrow C.V.$$

Une des deux inégalités précédentes n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

b) calcul de la flèche : (Art B.6.5, 2) BAEL91/99)

$$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \text{ si } l < 5m; \quad \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{sg} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fgv}}; \quad M_{sg} = \frac{G \cdot R^2}{17,5}; \quad \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{sg}}{I} (d - y_{ser})$$

$$f_{gi} = \frac{M_{sg} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fgi}}; \quad M_{sg} = \frac{G \cdot R^2}{17,5}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{spi} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fpi}}; \quad M_{spi} = \frac{(G + Q) \times R^2}{17,5}; \quad \sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_{ser})$$

$$f_{ji} = \frac{M_{sji} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fji}}; \quad M_{sji} = \frac{G_j \times R^2}{17,5}; \quad \sigma_{sj} = 15 \frac{M_{sj}}{I} (d - y_{ser})$$

- f_{gv} : flèche différée due aux charges permanentes

- f_{gi} : flèche instantanée due aux charges permanentes

- f_{pi} : flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations

- f_{ji} : flèche instantanée due à charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des cloisons

• Le moment d'inertie fissurée :

$$I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

$$I_{Fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu}$$

$$\mu_{ji} = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \delta \times \sigma_{sj} + f_{t28}}$$

$$\mu_{gv} = \mu_{gi} = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \delta \times \sigma_{si} + f_{t28}}; \quad \mu_{pi} = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \delta \times \sigma_s + f_{t28}}$$

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

$$\lambda_v = 0,4 \cdot \lambda_i \quad \text{Coefficient pour la déformation différée.}$$

$$\sigma_s = n \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \quad \text{Contrainte de traction des armatures tendues.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \quad A_s \text{ section des armatures tendues.}$$

• Moment d'inertie de la section rectangulaire:

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{ij} = 32\,164,20 \text{ MPa.}$$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{vj} = 10\,818,86 \text{ MPa.}$$

Tableau III.19 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

| M_{sg} (KN.m) | M_s (KN.m) | M_{sj} (KN.m) | δ | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{sg} (MPa) | σ_s (MPa) |
|---------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|-----------------------|------------------|---------------------------|-----------------------------|------------------------------|
| 8.60 | 12.03 | 5.15 | 4.19×10^{-3} | 4.01 | 9781.97 | 125.15 | 175.06 |
| σ_{sj} (MPa) | λ_i | λ_v | μ_g | μ_{pi} | μ_{ji} | I_0 (cm ⁴) | I_{fgv} (cm ⁴) |
| 74.94 | 5.01 | 2 | 0.12 | 0.27 | 0.0 | 31176 | 27656.13 |
| $I_{f_{gi}}$ (cm ⁴) | $I_{f_{pi}}$ (cm ⁴) | $I_{f_{ji}}$ (cm ⁴) | f_{gv} (cm) | f_{gi} (cm) | f_{pi} (cm) | f_{ji} (cm) | \bar{f} (cm) |
| 21417.44 | 14576.27 | 34293.6 | 0.44 | 0.207 | 0.328 | 0.103 | 0.98 |

$$\left\{ \begin{aligned} f_{gv} &= \frac{8.60 \times 10^5 \times (490)^2}{10 \times 10818.86 \times 10^2 \times 27656.13} = 0.69 \text{ cm} \\ f_{gi} &= \frac{8.60 \times 10^5 \times (490)^2}{10 \times 32164.2 \times 10^2 \times 21417.44} = 0.3 \text{ cm} \\ f_{pi} &= \frac{12.03 \times 10^5 \times (490)^2}{10 \times 32164.2 \times 10^2 \times 14576.27} = 0.62 \text{ cm} \\ f_{ji} &= \frac{5.15 \times 10^5 \times (490)^2}{10 \times 32164.2 \times 10^2 \times 34293.6} = 0.11 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

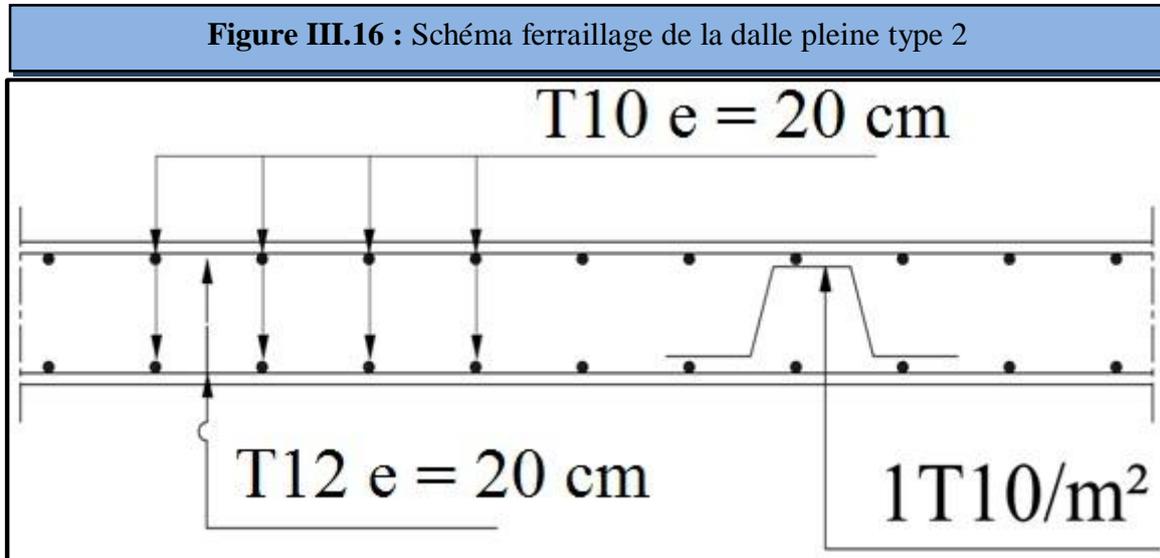
Alors : $\Delta f = 0.69 - 0.11 + 0.62 - 0.3 = 0.9 \text{ cm}$

$$\Delta f = 0.9 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = 0.98 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

✚ **Conclusion** : Ferrailage adoptée

• **Schéma de ferrailage :**

NB : On prévoit des chaises entre les deux nappes d'armature pour garder l'espacement entre les nappes, soit $1T10/m^2$.



III.4) Balcon :**III.4.1) Introduction :**

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine encastree à son extrémité et libre d'un autre.

Le calcul se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1m.

L'épaisseur de la dalle est conditionnée par :

$$e \geq \frac{L}{10}$$

L : largeur du balcon.

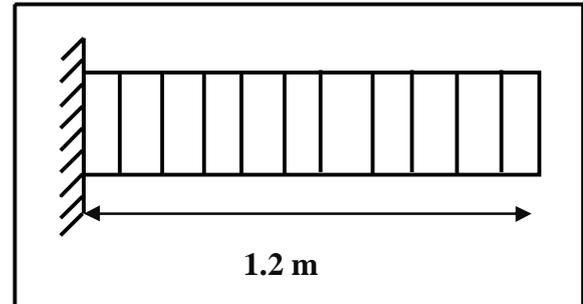
$$e \geq \frac{120}{10} \Rightarrow e \geq 12 \text{ cm}$$

Le R.P.A impose que $h_{\min} \geq 12 \text{ cm}$

Donc on prend comme épaisseur :

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

Figure III.17 : Schéma d'un balcon

**III.4.2) Charges verticales et surcharges :****a) Charges permanentes :**

- Poids propre du balcon : $G_B = 6,27 \text{ KN/ m}^2$.
- Gard corps : $G_{GC} = 1 \text{ KN/ml}$

b) Surcharges sur le balcon :

Les balcons sont soumis à des charges d'exploitations plus importantes que dans les locaux courant, du fait de la concentration possible des personnes. La valeur de la charge d'exploitation est prise égale à 3.5 KN/m^2 .

$$Q = 3,5 \text{ KN/ m}^2.$$

III.4.3) Calcul des sollicitations:

Le calcul se fera pour une bande de 1m linéaire.

a) Combinaison fondamentale :**L'ELU :****• Pour la dalle :**

$$\begin{cases} q_u = 1.35G_B + 1.5 Q \\ q_u = 1.35 (6,27) + 1.5 (3.5) \end{cases} \Longrightarrow q_u = 13.71 \text{ KN/m}$$

$$\bullet \text{ Pour le garde corps : } \Longrightarrow P_u = 1.35G_{GC} = 1.35 \text{ KN}$$

L'ELS:**• Pour la dalle :**

$$\begin{cases} q_s = G_B + Q \\ q_s = 6.27 + 3.5 \end{cases} \Longrightarrow q_s = 9.77 \text{ KN/m}$$

$$\bullet \text{ Pour le garde corps : } \Longrightarrow P_s = G_{GC} = 1.35 \text{ KN}$$

b) Schéma statique de calcul :

Figure III.18: schéma statique à l'ELU

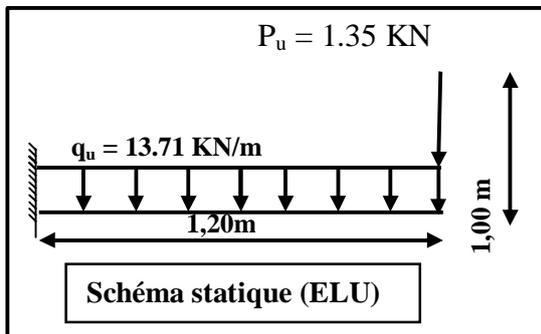
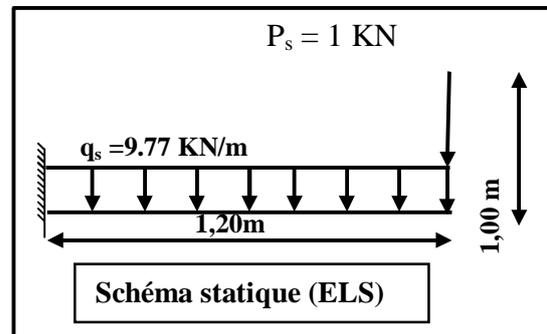


Figure III.19: schéma statique à l'ELS

c) Calcul des moments et Les efforts tranchants :A l'ELU :• Moment du au à la charge répartie

$$M_{qu} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{13.71 \times 1.2^2}{2} = 9.87 \text{ KN.m}$$

• Moment du au garde corps

$$M_{Pu} = P_u L = 1.35 \times 1.2 = 1.62 \text{ KN.m}$$

$$M_U = M_{qu} + M_P$$

$$M_U = 11.49 \text{ KN.m}$$

• L'effort tranchant

$$T_U = (q_u \times l) + P_u = (13.71 \times 1.2) + 1.35 = 17.80 \text{ KN}$$

$$T_U = 17.80 \text{ KN}$$

A l'ELS :• Moment du au à la charge répartie

$$M_{qs} = \frac{q_s l^2}{2} = \frac{9.77 \times 1.2^2}{2} = 7.03 \text{ KN.m}$$

• Moment du au garde corps

$$M_{Ps} = P_s L = 1 \times 1.2 = 1.2 \text{ KN.m}$$

$$M_S = M_{qs} + M_{Ps}$$

$$M_S = 8.23 \text{ KN.m}$$

d) Diagramme des moments et des efforts tranchant :A l'ELU :

Figure III.20 Diagramme du moment à ELU

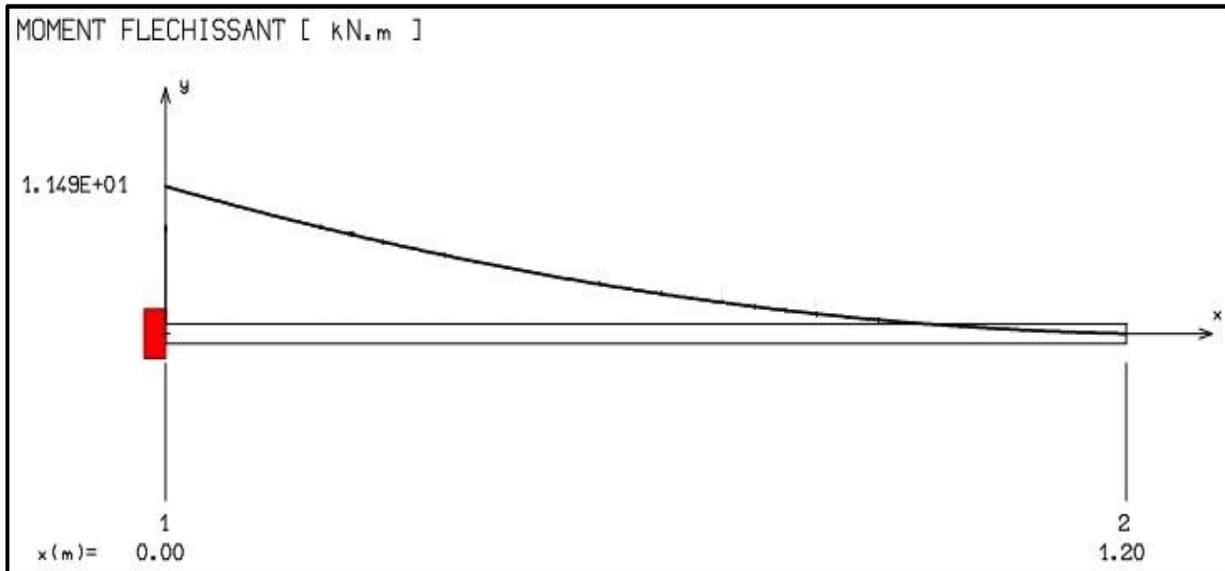
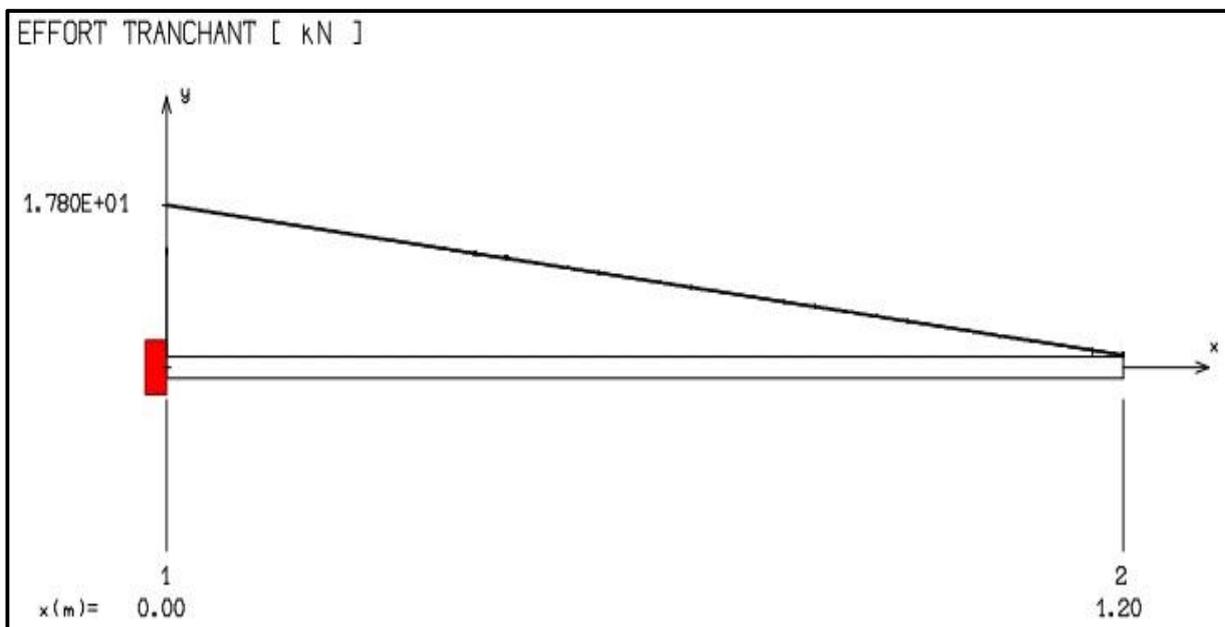
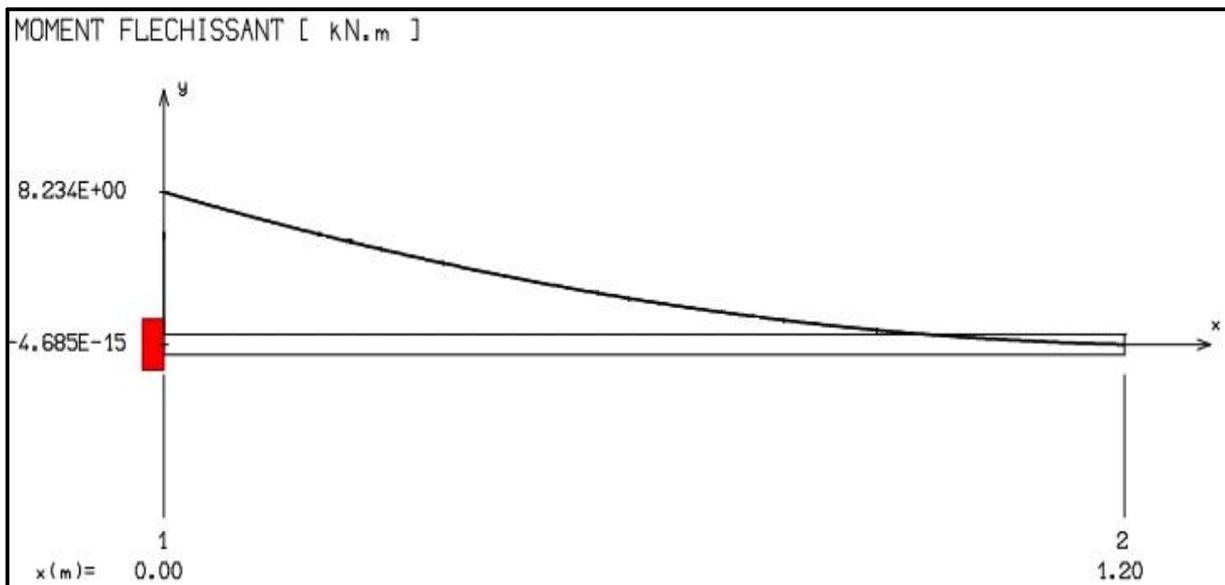


Figure III.21 Effort tranchant à ELU



A l'ELS :**Figure III.22 Diagramme du moment à ELS**

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.20 les sollicitations de calcul

| | ELU | ELS |
|-------------------------|-------|------|
| $M_{\max}(\text{KN.m})$ | 11.49 | 8.23 |
| $T_{\max}(\text{KN})$ | 17.80 | / |

III.4.4) Calcul du ferrailage :**a) Armatures principales :**

$b = 1 \text{ m}$, $h = 15 \text{ cm}$, $d = 0.9 h = 13,5 \text{ cm}$, $\gamma_s = 1.15$, $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

$M_u = 11.49 \text{ KN.m}$

• Moment réduit

$$\mu = \frac{11.49 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14.2} = 0.044 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A'_s = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,056$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,978$$

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

$$A_s = \frac{M^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11.49 \times 10^5}{0,978 \times 13,5 \times 348 \times 10^2} = 2.50 \text{ cm}^2$$

On choisi : **5HA12 = 5.65 cm²** \implies **A_u = 5.65 cm²**

Avec : **S_t = 20 cm**

b) Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On choisi : **5HA 10=3.93 cm²** avec : **S_t = 20 cm.**

III.4.4.1) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99):

Le ferrailage du balcon doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{\min}$

$$\begin{cases} A_u \geq A_{\min} \\ A_r \geq A_{\min} \end{cases}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_u = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V} \\ A_r = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V} \end{cases}$$

b) Vérification de disposition d'armature: (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

❖ Armature longitudinale :

$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \implies$ Pour les charges réparties

$S_t = \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Avec :

h : l'épaisseur du balcon = 15cm

$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$

❖ Armature de répartition :

$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) \implies$ Pour les charges réparties

$S_t = \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \implies \text{C.V}$

c) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91/99, Art A.5.1.2)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa. } \{\text{La fissuration est préjudiciable}\}$$

$T_u^{\max} = 17.80 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{17.80 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.13 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{C.V}$$

d) Vérification de la contrainte l'adhérence et d'entraînement :

(Art A 6.1.3 BAEL 91)

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

n : Nombre des barres.

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \emptyset = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.80 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 188.4} = 0.78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

III.4.4.2) Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

La contrainte de compression dans le béton : on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

• Position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} + 15(A_s + A_s')y - 15(dA_s + d'A_s') = 0 \quad \Rightarrow \quad \eta = 15 \quad ; \quad A' = 0$$

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

• Moment d'inertie

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

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.21 : Vérification des contraintes de compression dans le béton

| Mser (KN.m) | As (cm ²) | I (cm ⁴) | Y (cm) | K (N/mm ³) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Observation |
|----------------|--------------------------|-------------------------|--------|------------------------|---------------------|---------------------------|-------------|
| 8.23 | 5.65 | 9782 | 4.01 | 0.0719 | 3.37 | 15 | C.V |

b) Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ {La fissuration est préjudiciable}

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \{0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 266.67 \text{ MPa} ; 201.6 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans l'acier : σ_s

$$\sigma_s = \eta .K. (d-y) \quad \Longrightarrow \quad \eta = 15$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.22 : Vérification des contraintes maximales dans l'acier

| Mser (KN.m) | As (cm ²) | I (cm ⁴) | Y (cm) | K (N/mm ³) | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | Observation |
|----------------|--------------------------|-------------------------|--------|------------------------|------------------|------------------------|-------------|
| 8.23 | 5.65 | 9782 | 4.01 | 0.0719 | 119.76 | 201.6 | C.V |

III.4.4.3) Vérification de la flèche : (Art B.6.5.1) BAEL91/99)

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

Les conditions à vérifier d'après le **BAEL91/99** :

➤ On a trois inégalités à vérifier

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

$$b) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t\text{service}}}{M_{0\text{service}}}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t\text{service}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{0\text{service}}$: Le moment fléchissant maximal à E.L.S dans la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis libre.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

❖ Vérification des conditions :

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0,125 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow C.V.$$

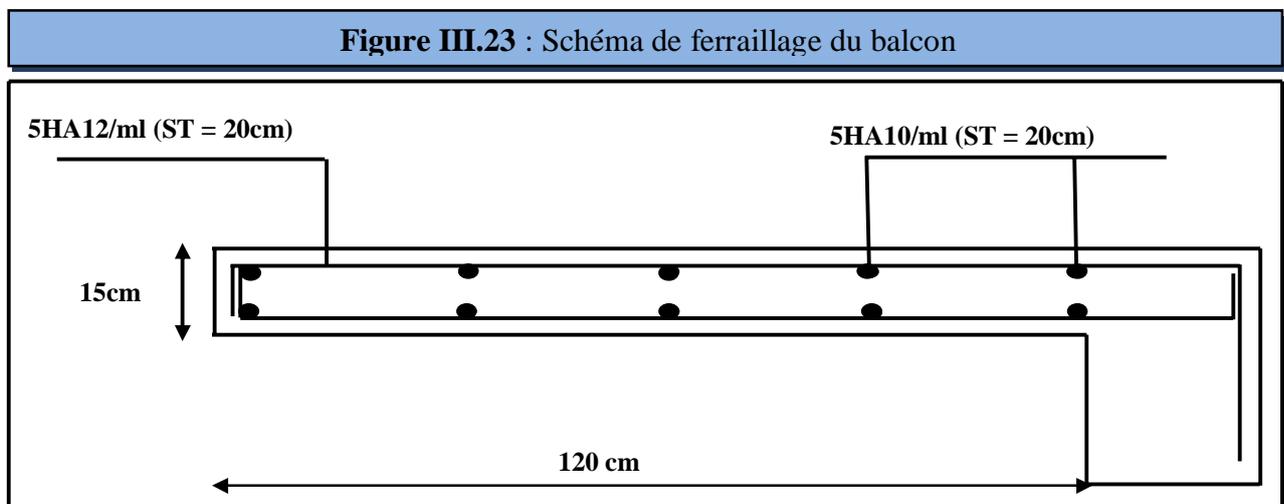
$$\frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 4.19 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ Mpa} \rightarrow C.V.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0,125 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{8.23}{8.23} = 0.1 \rightarrow C.V.$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ Schéma de ferrailage



III.5) Etude de l'acrotère :

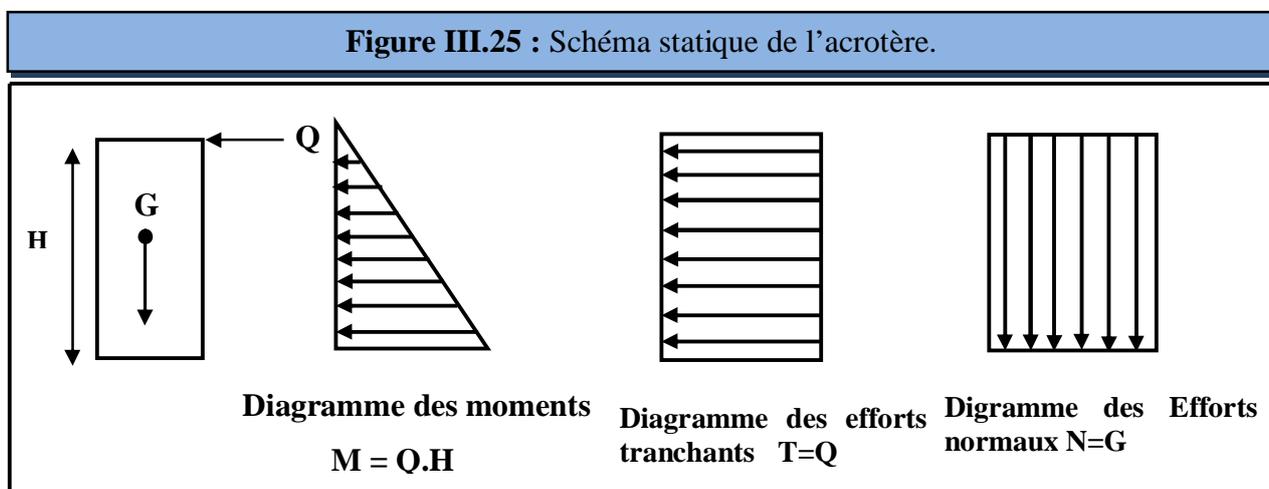
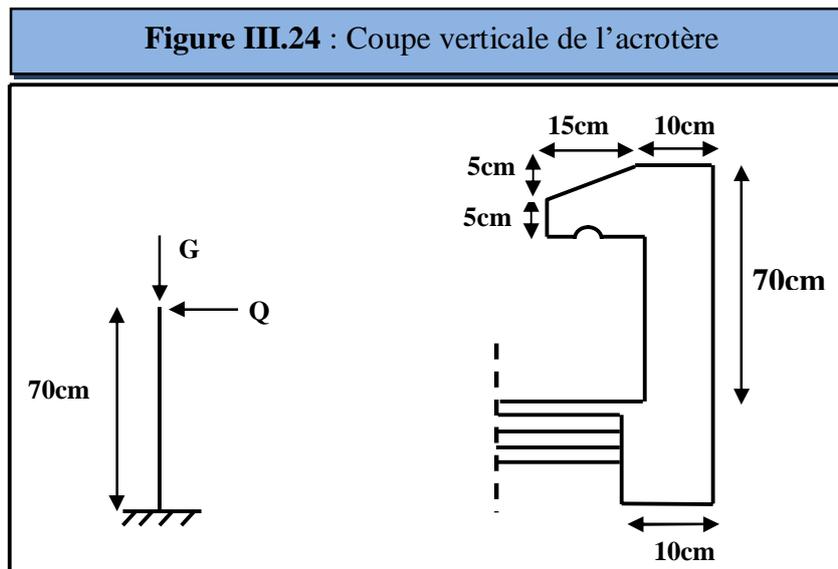
III.5.1) Introduction:

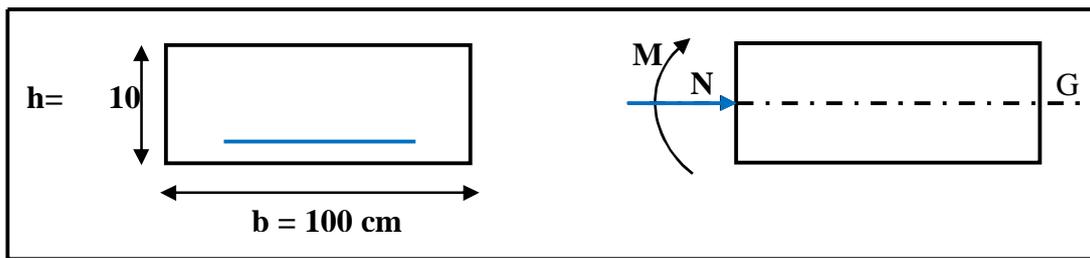
L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasses, destiné à assurer la sécurité des personnes contre la chute et à éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il est considéré comme une console encastrée à sa base, son ferrailage se calcule sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre **G** et la poussée **Q** due à la main courante provoquant ainsi un moment de renversement **M** dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

❖ **Dimension de l'acrotère:**



III.5.2) Evaluation des charges :**a) Charges permanentes :**

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho \text{ béton} \times S$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 25 \text{ KN/ml} \\ S = 0,8125 \text{ m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow G = 2,03125 \text{ KN/ml}$$

Enduit en ciment (2cm) : $G = 0.36 \text{ KN/ml}$

• Poids total de l'acrotère :

$$W_P = 2,39 \text{ KN/ml}$$

Effort normal dû au poids propre G : $N_G = W_P \times 1 = 2,39 \text{ KN}$

b) Charge d'exploitation :

Main courante : $Q = \max(1 \text{ KN/m}, F_p)$

c) Action sismique :

D'après le RPA99V2003 (Article 6.2.3) les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

Ou :

A : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage approprié.

C_p : Facteur de force horizontale.

W_p : Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas on a :

$A = 0.15$ (zone sismique II_a ; groupe d'usage 2).

$C_p = 0.8$ (tableau 6.1, RPA99/2003).

$W_p = 2.39 \text{ KN/ml}$.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.39 = 1.14 \text{ KN/ml}$$

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M_Q = Q \times H \times 1 = 0.70 \text{ KN}$

III.5.3) Calcul des sollicitations :**A L'ELU:**

$$\begin{cases} N_U = 1.35 \times G = 3.22 \text{ KN} \\ M_u = 1.5 \times Q = 1.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

A L'ELS :

$$\begin{cases} N_s = N_G = 2.39 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.23 : Calcul des sollicitations

| | N (KN) | M (KN. m) |
|----------------------------|--------|-----------|
| Etat limite ultime | 3.22 | 1.05 |
| Etat limite service | 2.39 | 0.70 |

III.5.4) Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par Mètre linéaire (1ml). Celui-ci devra assurer la résistance d'une pièce rectangulaire (b x h) cm² soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : **10 cm.**

b : largeur de la section : **100 cm.**

c et c' : Enrobage : **2 cm.**

d = h - c : Hauteur ultime.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

III.5.4.1) Calcul des armatures à L'ELU:**a) Position du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_U}$$

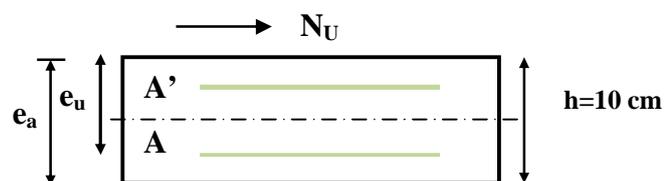
$$e_u = \frac{1.05 \times 10^2}{3.22} = 32.61 \text{ cm}$$

$$e_u = 32.61 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c < e_u$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.



Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

b) Calcule en flexion simple

• Moment fictif :

$$M_f = N_u \times e_f \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} N_u = 3.22 \text{ KN} \\ e_f = e_u + h/2 - c = 0.3261 + 0.03 = 0.3561 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_f = 3.22 \times 0.3561 = 1.15 \text{ KN.m}$$

• Moment réduit :

$$\mu = \frac{1.15 \times 10^6}{1000 \times (80)^2 \times 14,2} = 0.013 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A'_s = 0$ {section armée par des armatures tendues}

• Section fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,016$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,994$$

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

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1.15 \times 10^5}{0,994 \times 8 \times 348 \times 10^2} = 0.42 \text{ cm}^2$$

c) Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{St}} = 0.45 - \frac{3.22 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.32 \text{ cm}^2$$

d) Vérification à L'ELU :

❖ Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99):

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{\min}$.

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 (f_{c28}) = 2,1 \text{ MPa}$$

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

Donc :

$$A_s = 0,32 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 0,97 \text{ cm}^2 \implies \text{Les armatures vérifiant la condition de non}$$

Fragilité sont supérieures à celles calculées à L'ELU, alors on adoptera :

$$\implies A_s = A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2$$

e) Le choix d'armatures :

• Armatures principales :

$$A_s = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies \text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_r = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \implies \text{Repartie sur 70 cm de hauteur, avec un espacement :}$$

$$S_t = \frac{70}{4} = 17.5 \text{ cm, on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

f) Vérification de disposition d'armature : (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

• Armature longitudinale :

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \implies \text{Pour les charges réparties}$$

$$S_t = \min(30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Avec :

$$h : \text{l'épaisseur de l'acrotère} = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

• Armature de répartition :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) \implies \text{Pour les charges réparties}$$

$$S_t = \min(40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

g) Vérification au cisaillement: (BAEL91/99, Art A.5.1.2)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

Avec : $V_U = Q \times 1.5 = 1 \times 1.5 = 1.5 \text{ KN.}$ (La fissuration est préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{V_u \max}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.019 \text{ MPa} \implies \text{conditions vérifiées}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

h) Vérification de la contrainte l'adhérence et d'entraînement : (Art A.6.1.3 BAEL91/99)

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe 400 haute adhérence).

$\sum U_i$ = Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

n : Nombre des barres

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.48} = 0.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

III.5.4.2) Vérification à l'ELS

a) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

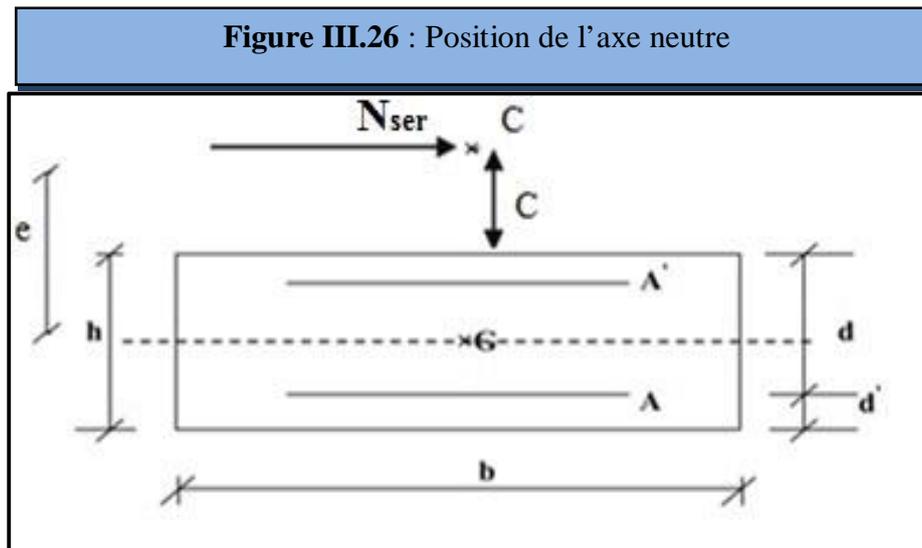
Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = \frac{Z \times M_{SER}}{I} \times Y_{ser}$

• Position de l'axe neutre

Sollicitation à l'ELS : $N_{ser} = 2.39 \text{ KN}$

$$M_{ser} = 0.70 \text{ KN.m}$$

Figure III.26 : Position de l'axe neutre



$$\text{Axe : } e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.7}{2.39} = 0.2929 \text{ m} = 29.29 \text{ cm}$$

$$c = \frac{h}{2} - e = -24.29 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} p = -3c^2 - 90A'_s \frac{(c-d')}{b} + 90A_s \frac{d-c}{b} \\ q = -2c^3 - 90A'_s \frac{(c-d')^2}{b} - 90A_s \frac{(d-c)^2}{b} \end{cases}$$

$$\begin{cases} p = -1760.71 \text{ cm}^2 \\ q = 28362.12 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = -4.24 \times 10^6 < 0 \Rightarrow 3 \text{ Solution } Z_1, Z_2, Z_3$$

$$a = 2 \sqrt{-\frac{p}{3}} = 48.45 \text{ cm}$$

$$\cos \phi = \frac{3 \times q}{2 \times p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.99 \Rightarrow \phi = 171.89^\circ$$

$$\begin{cases} Z_1 = a \times \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 26.17 \text{ cm} \\ Z_2 = a \times \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) = -48.40 \text{ cm} \\ Z_3 = a \times \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) = 22.22 \text{ cm} \end{cases} + \begin{cases} y_{ser} = Z_1 + C = 1.88 \text{ cm} \\ y_{ser} = Z_2 + C = -72.69 \text{ cm} < 0 \\ y_{ser} = Z_3 + C = -2.07 \text{ cm} < 0 \end{cases}$$

On garde la solution qui vérifié : $0 \leq y_{ser} \leq d$

pour $\Delta < 0$ on choisit $0 \leq y_{ser} \leq d$

Donc $y_{ser} = 1.88 \text{ cm}$ et $Z = 26.17 \text{ cm}$

• Moment d'inertie

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - d')^2 \right]$$

$$I = \frac{100 \times 0.92^3}{3} + 15 \left[0.32 (8 - 0.92)^2 \right] = 401.27 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Z \times N_{SER}}{I} \times Y_{ser} = \frac{252.3 \times 2.39 \times 10^3}{266.56 \times 10^4} \times 9.2 = 1.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.43 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad C.V$$

b) Vérification de la contrainte de traction dans l'acier :

Dans l'acier on doit vérifier que : {La fissuration est préjudiciable}

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right] = 201.6 \text{ [MPa]}.$$

$$\sigma_s = 15 \frac{Z \times N_{SER}}{I} \times (d - Y_{ser}) = 15 \times \frac{261.7 \times 2.39 \times 10^3}{401.27 \times 10^4} \times (80 - 18.8) = 143.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 143.08 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.6 \text{ MPa} \quad CV$$

• **Vérification au flambement:**

D'après l'article **B.8.3.2 de CBA93**

❖ **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{i}$$

Avec :

λ : Elancement de l'élément.

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section.

A : Section de l'élément.

$$A = 0.1 \times 1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$L_f = 2 L_0 = 2H = 2(0.7) = 1.4 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{1.4\sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \times 10^{-5}}} = 48.50$$

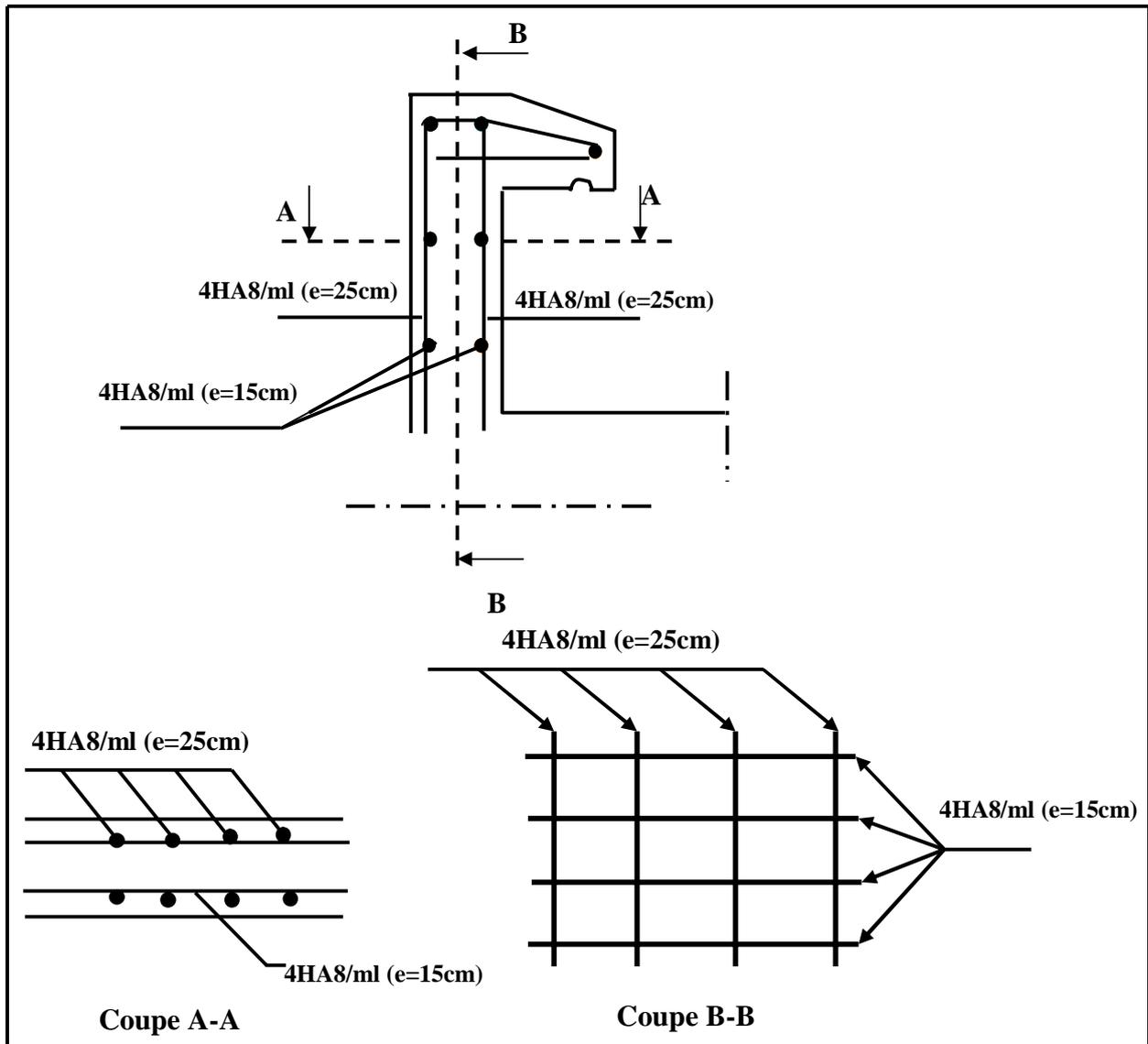
❖ **Vérification à l'élanement :**

$$\lambda \leq \max [50; \min (\frac{67e_u}{h} ; 100)] = \max [50 ; \min (245.49 ; 100)]$$

$$\lambda = 48.50 \leq \max (50 ; 100) = 100 \implies \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Schéma de ferrailage :**

Figure III.27: Schémas de ferrailage de l'acrotère



III.6) Etude d'escaliers :

III.6.1) Définition

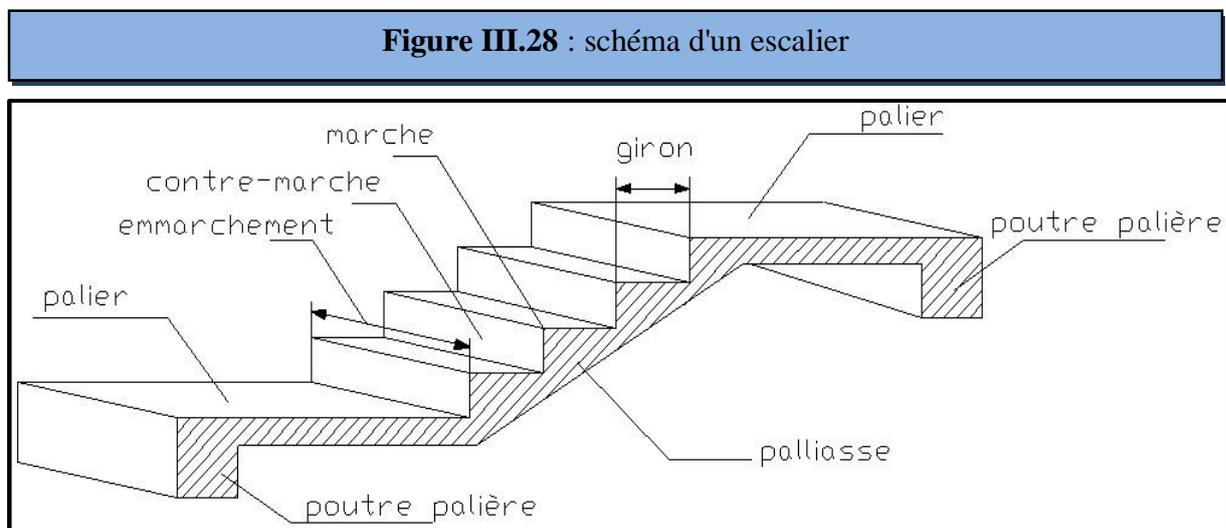
L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

La fissuration est considérée comme peu nuisible car les escaliers ne sont pas soumis aux intempéries. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1 m**.

Notre ouvrage est composé de quatre types d'escaliers.

III.6.2) Terminologie :



• Le palier :

C'est la partie horizontale d'un escalier, le palier qui se retrouve entre deux volées s'appelle palier de repos, et le palier qui se retrouve aux deux extrémités d'un escalier s'appelle: palier d'arrivée ou palier de départ.

• Les marches :

C'est la partie horizontale où l'on marche.

• La contre marche :

C'est la partie verticale contre la marche.

• La paillasse :

C'est la dalle de la partie pleine inférieure du volée d'un escalier qui supporte les marches et les contre marches.

• Emmarchement :

C'est la dimension du passage libre, utile l'escalier c'est à dire la largeur des marches.

• Le giron ou la foulée :

C'est la ligne, conventionnelle que figure la trajectoire moyenne des pas d'une personne montant un escalier.

• La poutre palière :

Est une poutre attache l'escalier avec le mur.

• La volée :

On appelle une volée, une succession des marches et des contre marches.

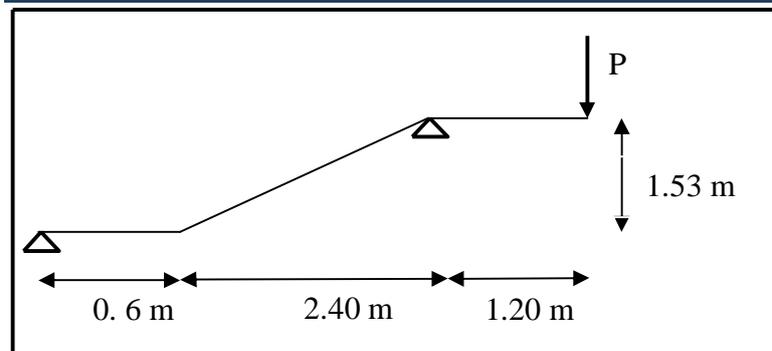
• Le nez d'une marche :

Arrêt ou partie saillante de la marche

III.6.3) Calcul de l'escalier type 1 :

L'escalier type 1 a deux volées avec palier intermédiaire, permet d'accéder de 2^{ème} étage jusqu'au dernier étage.

Figure III.29 : Schéma statique d'escalier type 01



a) Pré-dimensionnement :

Caractéristiques géométriques :

Hauteur : $H = 3,06$ m.

Giron : $g = 30$ cm.

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

h : varié de 16 cm à 18cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

$$\frac{2H}{n} + \frac{L}{n-1} - 64 = 0$$

$$64n^2 - \{2H + L + 64\}n + 2H = 0$$

$$h = \frac{H}{n} \quad \{16 \text{ à } 18 \text{ cm}\}$$

$$g = \frac{L}{n-1} \quad \{22 \text{ à } 33 \text{ cm}\}$$

On prend $g = 30$ cm

$$2h + g - 64 = 0$$

$$2h + 30 - 64 = 0 \Rightarrow 2h - 34 = 0 \Rightarrow h = \frac{34}{2} = 17 \text{ cm}$$

Donc le nombre de contremarches égale :

$$n_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

Soit 9 contremarches par volée

$$n = n_c - 1 = 8 \text{ marches}$$

b) Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\text{Tg}\alpha = h' / L'$$

$$\text{Hauteur réelle de paillasse } h' = N_c \times h = 9 \times 17 = 1.53 \text{ m}$$

$$\text{Ligne de foulée } L' = (n - 1) \times g = (9 - 1) \times 30 = 2.40 \text{ m}$$

$$\text{Tg}\alpha = 1.53 / 2.4 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\text{La longueur de la volée est : } L_o = 1.53 / \sin\alpha \Rightarrow L = 2.85 \text{ m}$$

L : La longueur de la paillasse + palier de départ

$$L = 2.85 + 0.6 = 3.45 \text{ m}$$

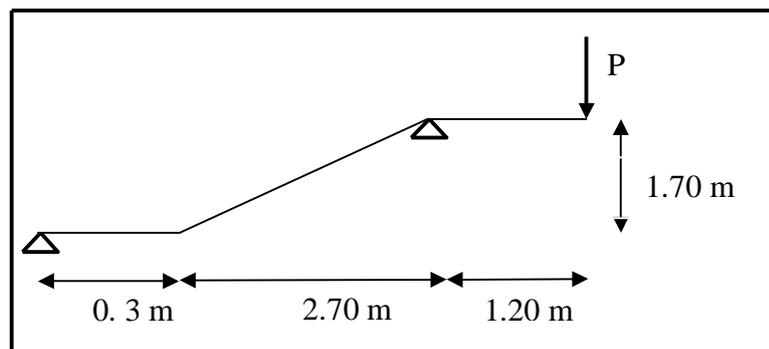
$$L/30 < e < L/20 \Rightarrow 11.5 < e < 17.25$$

Donc on prend l'épaisseur de l'escalier : **e = 15 cm**

III.6.4) Calcul de l'escalier type 2 :

L'escalier type 2 a deux volées avec palier intermédiaire, permet d'accéder de 1^{er} étage jusqu'au deuxième étage.

Figure III.30 : Schéma statique d'escalier type 02



a) Pré-dimensionnement :

Caractéristiques géométriques :

$$\text{Hauteur : } H = 3,40 \text{ m.}$$

$$\text{Giron : } g = 30 \text{ cm.}$$

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

$$h : \text{varié de } 16 \text{ cm à } 18 \text{ cm.}$$

$$g : \text{varié de } 22 \text{ cm à } 33 \text{ cm.}$$

$$\frac{2H}{n} + \frac{L}{n-1} - 64 = 0$$

$$64n^2 - \{2H + L + 64\}n + 2H = 0$$

$$h = \frac{H}{n} \quad \{16 \text{ à } 18 \text{ cm}\}$$

$$g = \frac{L}{n-1} \quad \{22 \text{ à } 33 \text{ cm}\}$$

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

$$2h + g - 64 = 0$$

$$2h + 30 - 64 = 0 \Rightarrow 2h - 34 = 0 \Rightarrow h = \frac{34}{2} = 17 \text{ cm}$$

Donc le nombre de contremarches égale :

$$n_c = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} = 20$$

Soit 10 contremarches par volée

$$n = n_c - 1 = 9 \text{ marches}$$

b) Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\text{Tg}\alpha = h' / L'$$

$$\text{Hauteur réelle de paillasse } h' = N_C \times h = 10 \times 17 = 1.70 \text{ m}$$

$$\text{Ligne de foulée } L' = (n - 1) \times g = (10 - 1) \times 30 = 2.70 \text{ m}$$

$$\text{Tg}\alpha = 1.70 / 2.70 \Rightarrow \alpha = 32.20^\circ.$$

$$\text{La longueur inclinée de la volée est : } L_o = 1.70 / \sin\alpha \Rightarrow L = 3.19 \text{ m}$$

L : La longueur de la paillasse + palier de départ

$$L = 3.19 + 0.3 = 3.49 \text{ m}$$

$$L/30 < e < L/20 \Rightarrow 11.63 < e < 17.45$$

Donc on prend l'épaisseur de l'escalier : **e = 15 cm**

✚ Evaluation des charges :

❖ Sur paillasse :

Tableau III.24: charge permanente de la volée de l'escalier

| Désignation | Epaisseur (m) | Masse volumique (KN/m ³) | Masse surfacique (KN/m ²) |
|-------------------------|---------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| Revêtement en carrelage | 0.2 | 20 | 0.4 |
| Mortier de pose | 0.2 | 20 | 0.4 |
| Lit de sable | 0.2 | 18 | 0.36 |

| | | | |
|-------------------------------------|----------------|----|------|
| Poids propre de la paillasse | 0.15/cos32.20° | 25 | 4.43 |
| Poids propre des marches | 0.17/2 | 25 | 2.13 |
| Enduit en Ciment | 0.2 | 18 | 0.36 |
| Garde- corps | / | / | 1 |

✚ Charge permanente : $G=9,08 \text{ KN/m}^2$.

✚ Surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

❖ Palier de repos :

Tableau III.25: charge permanente du palier de repos

| Désignation | Epaisseur (m) | Masse volumique (KN/m ³) | Masse surfacique (KN/m ²) |
|--------------------------------|---------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| Revêtement en carrelage | 0.2 | 20 | 0.4 |
| Mortier de pose | 0.2 | 20 | 0.4 |
| Lit de sable | 0.2 | 18 | 0.36 |
| Poids propre du palier | 0.15 | 25 | 3.75 |
| Enduit en Ciment | 0.2 | 18 | 0.36 |
| Garde- corps | / | / | 1 |

❖ Charges réparties :

✚ Charge permanente : $G=6,27 \text{ KN/m}^2$.

✚ Surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

❖ Charges concentrées

Charges concentrée due au mur {mur au maçonnerie} : $P = 1 \text{ KN/ml}$

✚ Combinaisons des charges :

➤ à L'ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{Paillasse : } P_{u \text{ Paillasse}} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 9.08) + (1.5 \times 2.5) = 16.01 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier de repos : } P_{u \text{ palier}} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 6.27) + (1.5 \times 2.5) = 12.21 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Pour le mur du maçonnerie : } P_u = 1.35 P = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN}$$

➤ à L'ELS :

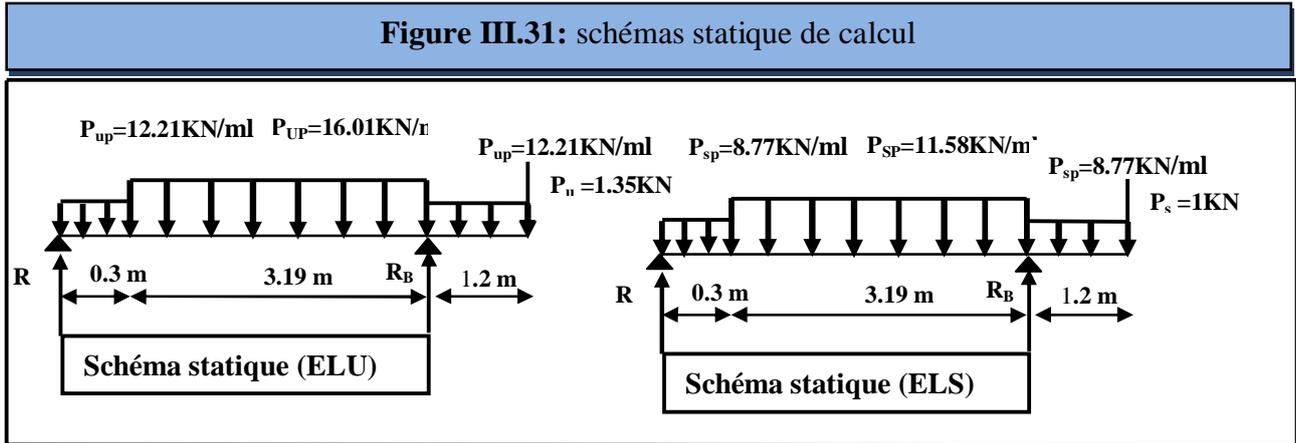
$$P_s = G + Q$$

$$\text{Paillasse : } P_{s \text{ Paillasse}} = G + Q = 9.08 + 2.5 = 11.58 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier de repos : } P_{s \text{ palier}} = G + Q = 6.27 + 2.5 = 8.77 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Pour le mur du maçonnerie : } P_s = P = 1 \text{ KN}$$

✚ Schéma statique de calcul :



✚ Calcul des sollicitations :

➤ à L'ELU :

• Calcul des réactions d'appuis :

$$\begin{aligned} \sum F_y = 0 &\implies R_A + R_B = P_{up} \times 0.3 + P_{UP} \times 3.19 + P_{up} \times 1.2 + P_u \\ &\implies R_A + R_B = (12.21 \times 0.3) + (16.01 \times 3.19) + (12.21 \times 1.2) + 1.35 = 70.74 \text{ KN} \\ &\implies \mathbf{R_A + R_B = 70.74 \text{ KN}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M / A = 0 &\implies R_B = \left[\frac{(0.3)^2}{2} P_{up} + 3.19 \left(\frac{3.19}{2} + 0.3 \right) P_{UP} + 1.2 \left(\frac{1.2}{2} + 3.19 + 0.3 \right) P_{up} + P_u \times 4.69 \right] / 3.49 \\ &\implies \mathbf{R_B = 46.87 \text{ KN}} \\ &\implies \mathbf{R_A + R_B = 70.74 \text{ KN}} \\ &\implies \mathbf{R_A = 23.87 \text{ KN}} \end{aligned}$$

• Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

- Tronçon : $0 \leq x \leq 0.3 \text{ m}$:

$$\begin{cases} T(x) = R_A - P_{up} x \\ M(x) = R_A x - P_{up} \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

- Tronçon : $0.3 \leq x \leq 3.19 \text{ m}$:

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 0.3 P_{up} - P_{UP} (x - 0.3) \\ M(x) = R_A x - 0.3 \left(x - \frac{0.3}{2} \right) P_{up} - \frac{(x - 0.3)^2}{2} P_{UP} \end{cases}$$

- Tronçon : $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$:

$$\begin{cases} T(x) = P_{up} x + P_u \\ M(x) = -P_{up} \frac{x^2}{2} - P_u x \end{cases}$$

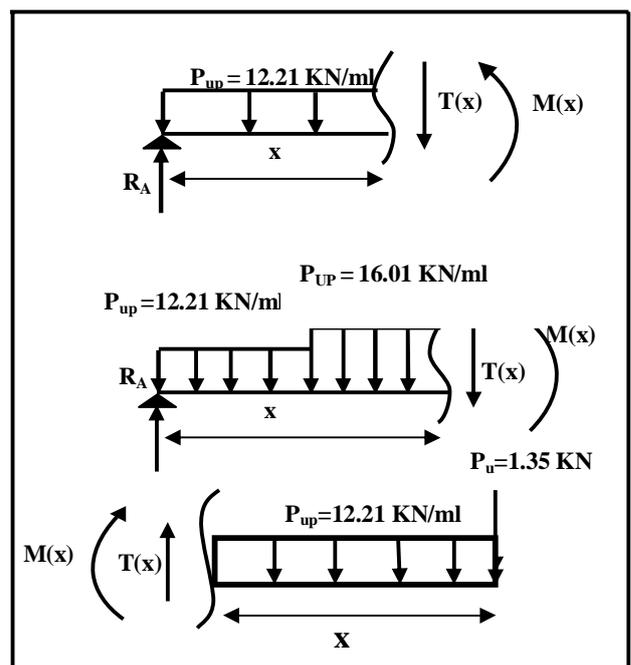
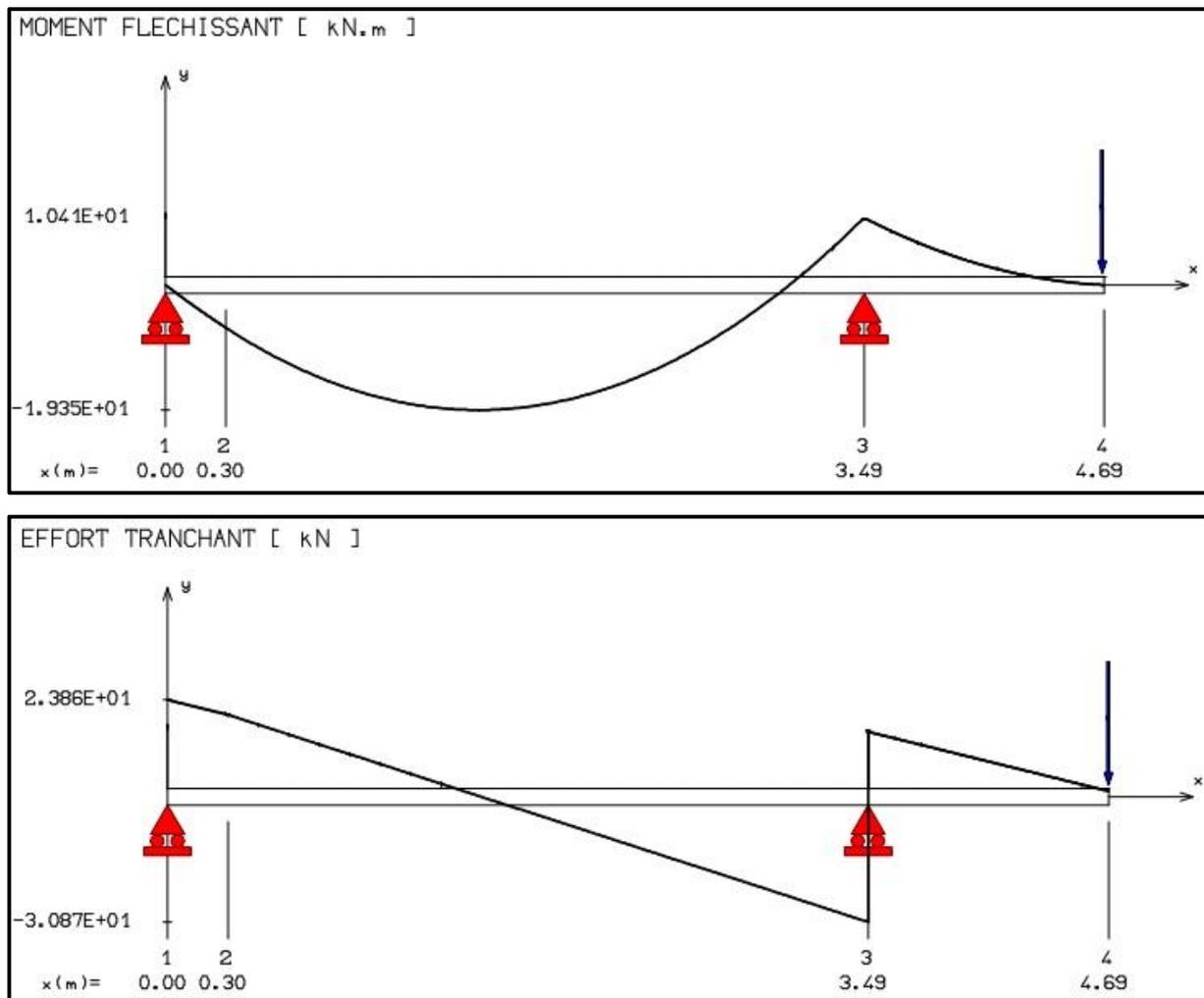


Figure III.32: Diagramme de moment et d'effort tranchant (ELU)



➤ à L'ELS :

• Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0 \implies R_A + R_B = P_{sp} \times 0.3 + P_{SP} \times 3.19 + P_{sp} \times 1.2 + P_s$$

$$\implies R_A + R_B = (8.77 \times 0.3) + (11.58 \times 3.19) + (8.77 \times 1.2) + 1 = 51.10 \text{ KN}$$

$$\implies \mathbf{R_A + R_B = 51.10 \text{ KN}}$$

$$\sum M / A = 0 \implies R_B = \left[\frac{(0.3)^2}{2} P_{sp} + 3.19 \left(\frac{(3.19)}{2} + 0.3 \right) P_{SP} + 1.2 \left(\frac{(1.2)}{2} + 3.19 + 0.3 \right) P_{sp} + P_s \times 4.69 \right] / 3.49$$

$$\implies \mathbf{R_B = 33.85 \text{ KN}}$$

$$\implies \mathbf{R_A + R_B = 51.10 \text{ KN}}$$

$$\implies \mathbf{R_A = 17.25 \text{ KN}}$$

• Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

- Tronçon : $0 \leq x \leq 0.3 \text{ m}$:

$$\begin{cases} T(x) = R_A - P_{sp} x \\ M(x) = R_A x - P_{sp} \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

- Tronçon : $0.3 \leq x \leq 3.19 \text{ m}$:

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 0.3P_{sp} - P_{SP}(x-0.3) \\ M(x) = R_A x - 0.3 \left(x - \frac{0.3}{2} \right) P_{sp} - \frac{(x-0.3)^2}{2} P_{SP} \end{cases}$$

- Tronçon : $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$:

$$\begin{cases} T(x) = P_{SP} x + P_s \\ M(x) = -P_{SP} \frac{x^2}{2} - P_s x \end{cases}$$

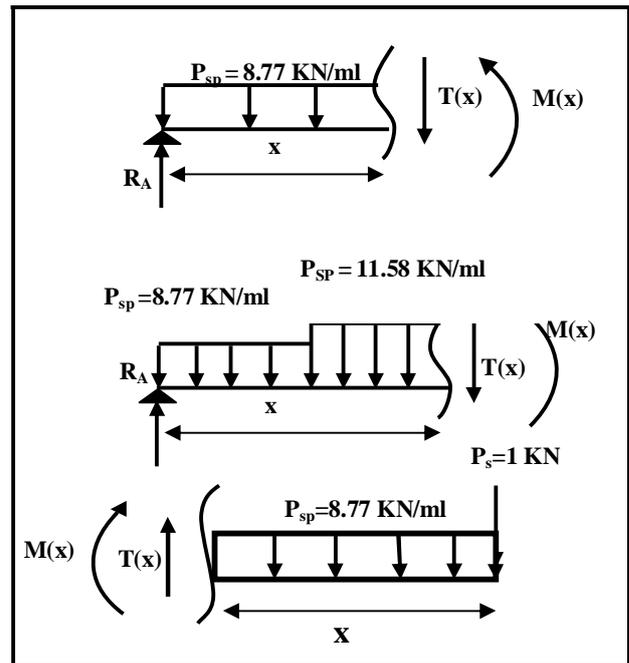
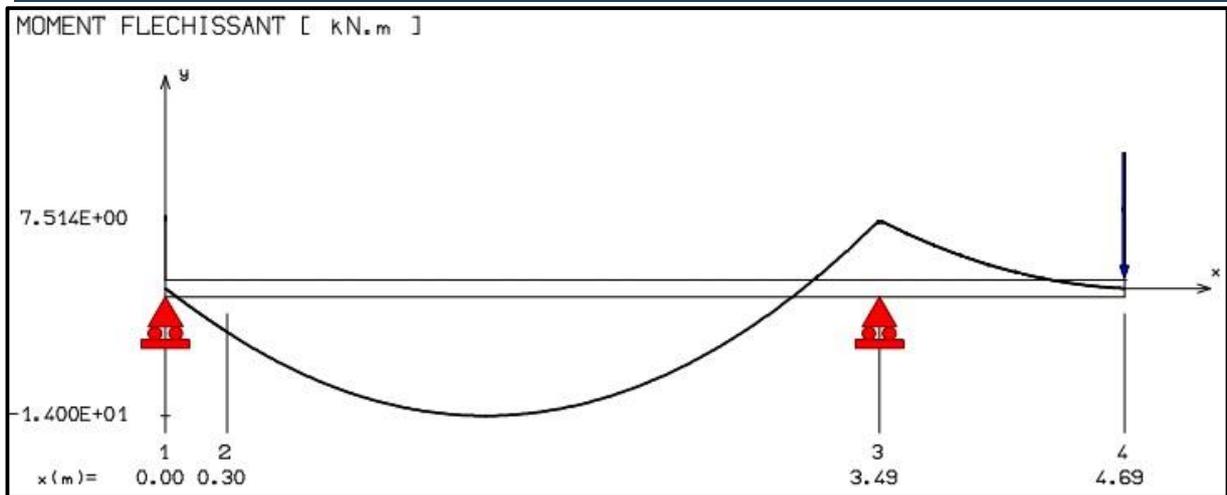


Figure III.33: Diagramme de moment et d'effort tranchant (ELS)



• Evaluation des sollicitations de calcul

Tableau III.26 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts

| x | ELU | | | | ELS | | |
|------|---------------|-------------------------|-----------------------|-----------------|---------------|-------------------------|-----------------|
| | Réaction (KN) | M _{max} (KN.m) | T _{max} (KN) | M. sur appuis B | Réaction (KN) | M _{max} (KN.m) | M. sur appuis B |
| 0 | 23.87 | 19.35 | 30.87 | / | 17.25 | 14 | / |
| 0.3 | / | | | / | / | | |
| 3.49 | 46.87 | | | 10.41 | 33.87 | | 7.51 |
| 4.69 | / | | | / | / | | / |

Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments M_{max} au niveau des appuis et en travée.

- à l'ELU : En travée $M_{tu} = 0.85M_{max}$
En appuis $M_{au} = -0.3M_{max}$
- à l'ELS : En travée $M_{ts} = 0.85M_{max}$
En appuis $M_{as} = -0.3M_{max}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.27 : Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul

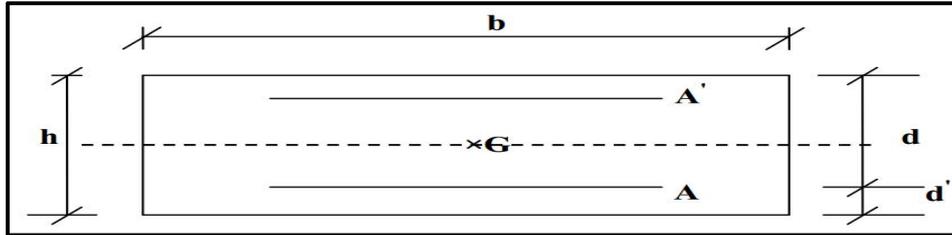
| | M _{max} (KN.m) | M _{t max} (KN.m) | Moment en appuis A (KN.m) (M _a =-0.3M ₀) | Moment en appuis B (KN.m) | T _{max} (KN) |
|------------|-------------------------|---------------------------|---|---------------------------|-----------------------|
| ELU | 19.35 | 16.45 | 5.81 | 10.41 | 30.87 |
| ELS | 14 | 11.9 | 4.2 | 7.51 | / |

III.6.4.1) Ferrailage de l'escalier :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1m**. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (**FPP**). La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

$b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=0,9h=13.5\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$;
 $\sigma_s=348\text{MPa}$; $f_{bu}=14,2\text{Mpa}$

Figure III.34: Section de calcul d'escalier type 2



a) Armatures principales :

❖ à L'ELU :

✓ En travée :

Moment réduit

$$\mu = \frac{16.45 \times 10^6}{100 \times (135)^2 \times 14,2} = 0.064 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc $A'_s = 0$ {section armée par des armatures tendues }

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,083$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,967$$

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

Section d'armatures

$$A_s = \frac{M_i^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16.45 \times 10^5}{0,967 \times 13,5 \times 348 \times 10^2} = 3.62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ En appui A :

Moment réduit

$$\mu = \frac{5.81 \times 10^6}{100 \times (135)^2 \times 14,2} = 0.022 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc $A'_s = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,028$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,989$$

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

Section d'armatures

$$A_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5.81 \times 10^5}{0,989 \times 13,5 \times 348 \times 10^2} = 1.25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **En appui B :****Moment réduit**

$$\mu = \frac{10.41 \times 10^6}{100 \times (135)^2 \times 14,2} = 0.04 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc $A'_s = 0$ {section armée par des armatures tendues }

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,051$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,98$$

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

Section d'armature :

$$A_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10.41 \times 10^5}{0,98 \times 13,5 \times 348 \times 10^2} = 2.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Vérification à l'ELS :• **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A_s + A'_s)y - 15(dA_s + d'A'_s) = 0 \Rightarrow \eta = 15 \quad ; \quad A' = 0$$

$$Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \quad Y : \text{position de l'axe neutre}$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5A_s}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2 \Longrightarrow \eta = 15 \quad (\text{Moment d'inertie})$$

Tableau III.28 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS

| | M_s (KN.m) | A_s (cm ²) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ |
|--------------------|-----------------|-----------------------------|-----------|-------------------------|------------------------|--------------------------------------|
| En travée | 11.9 | 3.62 | 3.32 | 6847.04 | 5.78 | Condition vérifiée |
| En appuis A | 4.2 | 1.25 | 2.07 | 2745.25 | 3.18 | Condition vérifiée |
| En appuis B | 7.51 | 2.26 | 2.71 | 4610.19 | 4.41 | Condition vérifiée |

NB : La fissuration étant peu préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

c) Vérification de la condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99):

▪ **Armatures minimale**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2 < A_{st} = 3,62 \text{ cm}^2 \quad C.V$$

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 < A_{s_{aA}} = 1,25 \text{ cm}^2 \quad C.N.V \Rightarrow \text{donc on prend } A_{s_{aA}} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 < A_{s_{aB}} = 2,26 \text{ cm}^2 \quad C.V$$

✚ **Choix d'armatures :**

• **Armatures longitudinal :**

▪ **En travée :**

Choix : 5T12 = 5.65 cm² avec : Esp = 20 cm

▪ **En appuis A :**

Choix : 5T10 = 3.93 cm² avec : Esp = 20 cm

▪ **En appuis B :**

Choix : 5T10 = 3.93 cm² avec : Esp = 20 cm

• **Armatures de répartition :**

▪ **En travée :**

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Ar : 4T10 → Ar = 3.14 cm²/ml

▪ **En appuis A :**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Ar : 4T10 → Ar = 3.14 cm²/ml

▪ **En appuis B :**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Ar : 4T10 → Ar = 3.14 cm²/ml

d) Vérification de disposition d'armature: (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

✚ **Armature longitudinale :**

$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) \implies$ Pour les charges réparties

$S_t = \min (45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Avec : h = 15cm

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sur travée : } S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \\ \text{Sur appui A : } S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \\ \text{Sur appui B : } S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ Armature de répartition :

$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) \Longrightarrow$ Pour les charges réparties

$$S_t = \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Avec : $h = 15 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sur travée : } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \\ \text{Sur appui A : } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \\ \text{Sur appui B : } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

e) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91/99, Art A.5.1.2)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$T_u^{\max} = 30.87 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{30.87 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.23 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc il y a pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

f) Vérification de la contrainte l'adhérence et d'entraînement :

(Art A 6.1.3 BAEL91/99)

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

n : Nombre des barres .

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \emptyset = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{30.87 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 188.4} = 1.35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

g) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

(Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99)

✚ Vérification de la contrainte de compression :

$$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 \quad ; a = 0.9d$$

$$V_u \leq 0.4 \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 135 \times 1000$$

$$\Rightarrow 30.87 \text{ KN} \leq 810 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✚ Vérification des armatures longitudinales :

$$\text{Pour l'appui de rive : } A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$\text{Avec : } A_s = \min \{ A_{sappuiA}, A_{sappuiB} \}$$

$$\Rightarrow 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{30.87 \times 10^3}{400 \times 10^2 / 1.15} \Rightarrow 3.39 \text{ cm}^2 \geq 0.89 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

h) Vérification de la flèche : (Art B.6.5.1) BAEL91/99

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

Les conditions à vérifier d'après le **BAEL91/99** :

✓ On a trois inégalités à vérifier :

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t \text{ service}}}{M_{0 \text{ service}}}$$

$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec: L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t \text{ service}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{0service}$: Le moment fléchissant maximal à E.L.S dans la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis libre.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

✚ Vérification des conditions :

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{349} = 0,043 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow C.N.V$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 4.19 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 Mpa \rightarrow C.V.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{349} = 0,043 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{12.36}{14.54} = 0.085 \rightarrow C.N.V.$$

Une des trois inégalités précédentes ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

✚ Calcul de la flèche :(Art B.6.5, 2) BAEL91/99

$$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \text{ si } l < 5m; \quad \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{sg} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} ; \quad M_{sg} = \frac{G \cdot L^2}{8} ; \quad \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{sg}}{I} (d - y_{ser})$$

$$f_{gi} = \frac{M_{sg} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{gi}}} ; \quad M_{sg} = \frac{G L^2}{8}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{spi} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{pi}}} ; \quad M_{spi} = \frac{(G + Q) \times L^2}{8}; \quad \sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_{ser})$$

$$f_{ji} = \frac{M_{sji} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ji}}} ; \quad M_{sji} = \frac{G_j \times L^2}{8}; \quad \sigma_{sj} = 15 \frac{M_{sj}}{I} (d - y_{ser})$$

- f_{gv} : flèche différée due aux charges permanentes
- f_{gi} : flèche instantanée due aux charges permanentes
- f_{pi} : flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations
- f_{ji} : flèche instantanée due à charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements.

✚ Le moment d'inertie fissurée :

$$I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

$$I_{Fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu}$$

$$\mu_{ji} = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \delta \times \sigma_{sj} + f_{t28}}$$

$$\mu_{gv} = \mu_{gi} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \delta \times \sigma_{si} + f_{t28}} \quad ; \quad \mu_{pi} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \delta \times \sigma_s + f_{t28}}$$

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

$$\lambda_v = 0,4 \cdot \lambda_i \quad \text{Coefficient pour la déformation différée.}$$

$$\sigma_s = n \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \quad \text{Contrainte de traction des armatures tendues.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \quad \text{As section des armatures tendues.}$$

✚ Moment d'inertie de la section rectangulaire:

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{ij} = 32\,164,20 \text{ MPa.}$$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{vj} = 10\,818,86 \text{ MPa.}$$

Tableau III.29 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

| M _{sg} (KN.m) | M _s (KN.m) | M _{sj} (KN.m) | δ | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ _{sg} (MPa) | σ _s (MPa) |
|--|--|--|-------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------------------|--|
| 9.38 | 11.9 | 7.32 | 4.19 × 10 ⁻³ | 4.01 | 9781.97 | 136.49 | 173.16 |
| σ _{sj} (MPa) | λ _i | λ _v | μ _g | μ _{pi} | μ _{ji} | I ₀ (cm ⁴) | I _{fgv} (cm ⁴) |
| 106.52 | 5.01 | 2 | 0.16 | 0.26 | 0.054 | 31176 | 25980 |
| I _{fgi} (cm ⁴) | I _{fpi} (cm ⁴) | I _{fji} (cm ⁴) | f _{gv} (cm) | f _{gi} (cm) | f _{pi} (cm) | f _{ji} (cm) | f̄ (cm) |
| 19035.08 | 14893.42 | 26991.36 | 0.41 | 0.187 | 0.303 | 0.103 | 0.698 |

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = \frac{9.38 \times 10^5 \times (349)^2}{10 \times 10818.86 \times 10^2 \times 25980} = 0.41 \text{ cm} \\ f_{gi} = \frac{9.38 \times 10^5 \times (349)^2}{10 \times 32164.2 \times 10^2 \times 19035.08} = 0.187 \text{ cm} \\ f_{pi} = \frac{11.9 \times 10^5 \times (349)^2}{10 \times 32164.2 \times 10^2 \times 14893.42} = 0.303 \text{ cm} \\ f_{ji} = \frac{7.32 \times 10^5 \times (349)^2}{10 \times 32164.2 \times 10^2 \times 26991.36} = 0.103 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Alors : $\Delta f = 0.41 - 0.103 + 0.303 - 0.187 = 0.423 \text{ cm}$

$$\Delta f = 0.423 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = 0.698 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

i) Vérification de la flèche dans la console : (Art B.6.5.1) BAEL91/99)

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0,125 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{C.V.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3.93}{100 \times 13.5} = 2.91 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ Mpa} \rightarrow \text{C.V.}$$

Avec : $M_t = M_0 = M_{\text{Psp}}$

$$M_{\text{Psp}} = \frac{\text{Psp} \times L^2}{2} = \frac{8.77 \times (1.2)^2}{2} = 6.31 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0,125 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{6.31}{6.31} = 0.1 \rightarrow \text{C.V.}$$

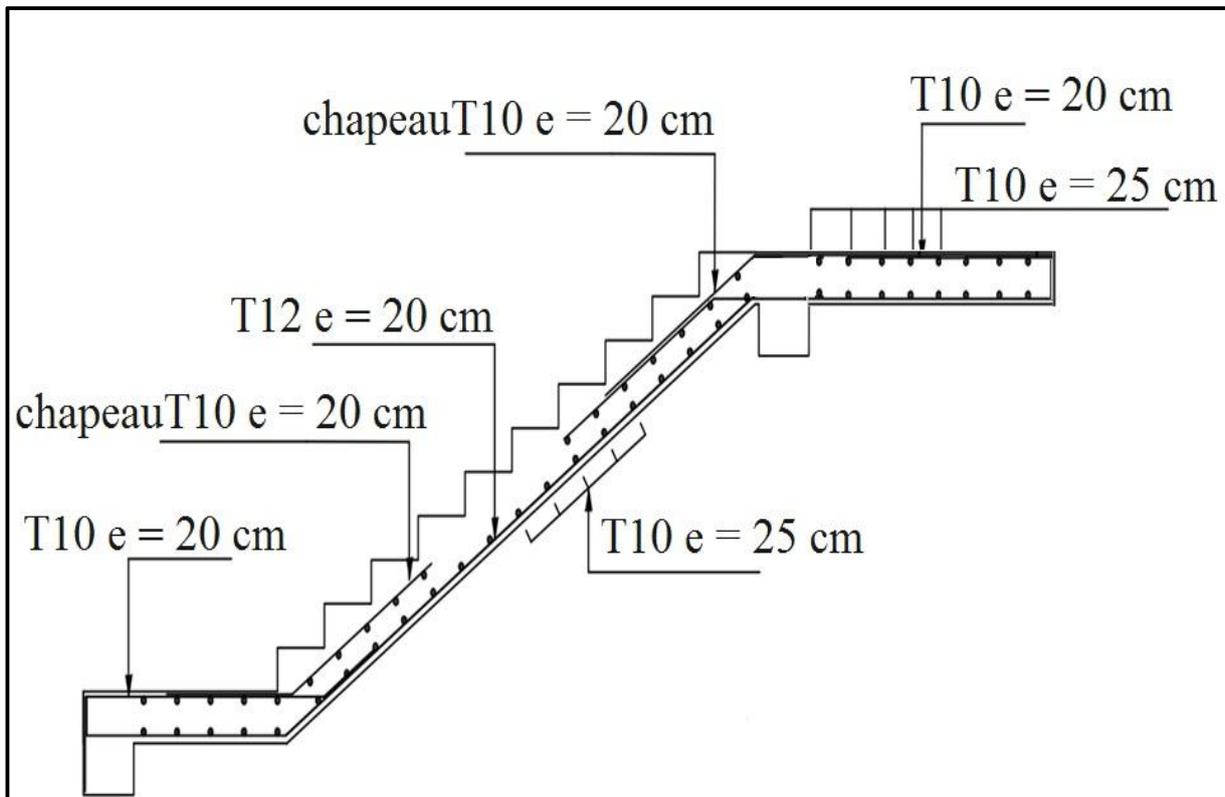
Donc :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion : ferrailage adopté.

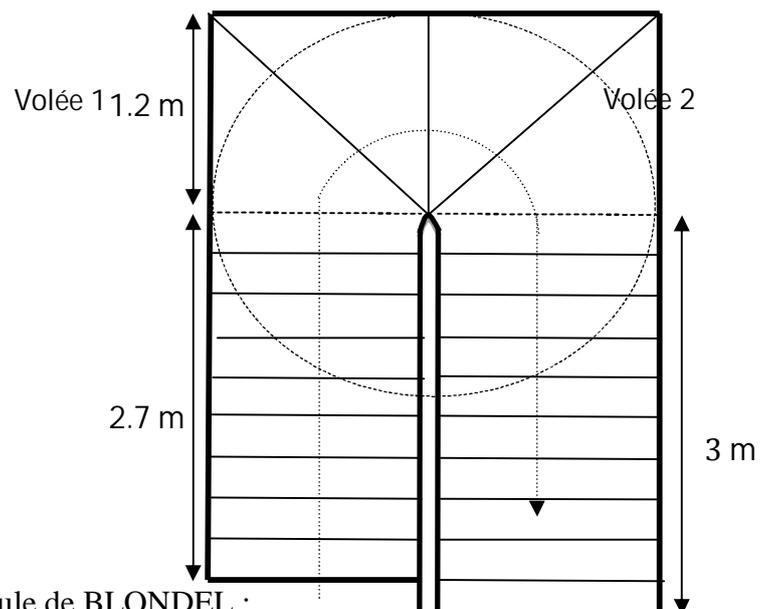
j) Schéma de ferrailage de l'escalier :

Figure III.35: Schéma de ferrailage d'escalier type 02

III.6.5) Calcul de l'escalier type 3 (Balancé) :

L'escalier type 3 (Balancé) a trois volées, permet d'accéder de RDC jusqu'au 1 étage.

Figure III.36 : Schéma d'escalier type

a) Pré-dimensionnement :

Caractéristiques géométriques :

Hauteur : $H = 4.59$ m.

Giron : $g = 30$ cm.

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

h : varié de 16 cm à 18cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

$$\frac{2H}{n} + \frac{L}{n-1} - 64 = 0$$

$$64n^2 - \{2H + L + 64\}n + 2H = 0$$

$$h = \frac{H}{n} \quad \{16 \text{ à } 18 \text{ cm}\}$$

$$g = \frac{L}{n-1} \quad \{22 \text{ à } 33 \text{ cm}\}$$

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

$$2h + g - 64 = 0$$

$$2h + 30 - 64 = 0 \Rightarrow 2h - 34 = 0 \Rightarrow h = \frac{34}{2} = 17 \text{ cm}$$

Donc le nombre de contremarches égale :

$$n_c = \frac{H}{h} = \frac{459}{17} = 27$$

On aura 27 contre marche

$$n = n_c - 1 = 26 \text{ marches}$$

b) Détermination de l'épaisseur de la paille :

Dans le deuxième volée

$$\text{Tg}\alpha = h' / L'$$

$$\text{Hauteur réelle de paille } h' = N_c \times h = 11 \times 17 = 1.87 \text{ m}$$

$$\text{Ligne de foulée } L' = (n - 1) \times g = (11 - 1) \times 30 = 3.00 \text{ m}$$

$$\text{Tg}\alpha = 1.87 / 3 \Rightarrow \alpha = 31.94^\circ$$

$$\text{La longueur de la volée est : } L_o = 1.87 / \sin\alpha \Rightarrow L = 3.53 \text{ m}$$

$$L : \text{La longueur de la paille + palier d'arrivée} \Leftrightarrow L = 1.2 + 3.53 + 1 = 5.73 \text{ m}$$

$$L/30 < e < L/20 \Rightarrow 19.1 < e < 28.65$$

Donc on prend l'épaisseur de l'escalier : $e = 25 \text{ cm}$

✚ Evaluation des charges :

❖ Paille

Tableau III.30: charge permanente du paille

| Désignation | Epaisseur (m) | Masse volumique (KN/m ³) | Masse surfacique (KN/m ²) |
|-------------------------|---------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| Revêtement en carrelage | 0.2 | 20 | 0.4 |
| Mortier de pose | 0.2 | 20 | 0.4 |
| Lit de sable | 0.2 | 18 | 0.36 |

| | | | |
|-------------------------------------|---------------|----|------|
| Poids propre de la paillasse | 0.25/cos31.94 | 25 | 7.37 |
| Poids propre des marches | 0.17/2 | 25 | 2.13 |
| Enduit en Ciment | 0.2 | 18 | 0.36 |
| Garde- corps | / | / | 1 |

✚ Charge permanente : $G=12.02 \text{ KN/m}^2$.

✚ Surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

❖ Palier

Tableau III.31: charge permanente du palier

| Désignation | Epaisseur (m) | Masse volumique (KN/m ³) | Masse surfacique (KN/m ²) |
|--------------------------------|---------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| Revêtement en carrelage | 0.2 | 20 | 0.4 |
| Mortier de pose | 0.2 | 20 | 0.4 |
| Lit de sable | 0.2 | 18 | 0.36 |
| Poids propre du palier | 0.25 | 25 | 6.25 |
| Enduit en Ciment | 0.2 | 18 | 0.36 |
| Garde- corps | / | / | 1 |

✚ Charge permanente : $G=8,77 \text{ KN/m}^2$.

✚ Surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

NB : Pour le calcul du ferrailage des aciers ; nous considérons la volée la plus importante en portées et nous uni fermerons par la suite le ferrailage pour les autres volées escaliers

✚ Combinaisons des charges :

➤ à L'ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{Paillasse : } P_{u \text{ paillasse}} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 12.02) + (1.5 \times 2.5) = 19.98 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Palier de repos : } P_{u \text{ palier}} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 8.77) + (1.5 \times 2.5) = 15.59 \text{ KN/m.}$$

➤ à L'ELS :

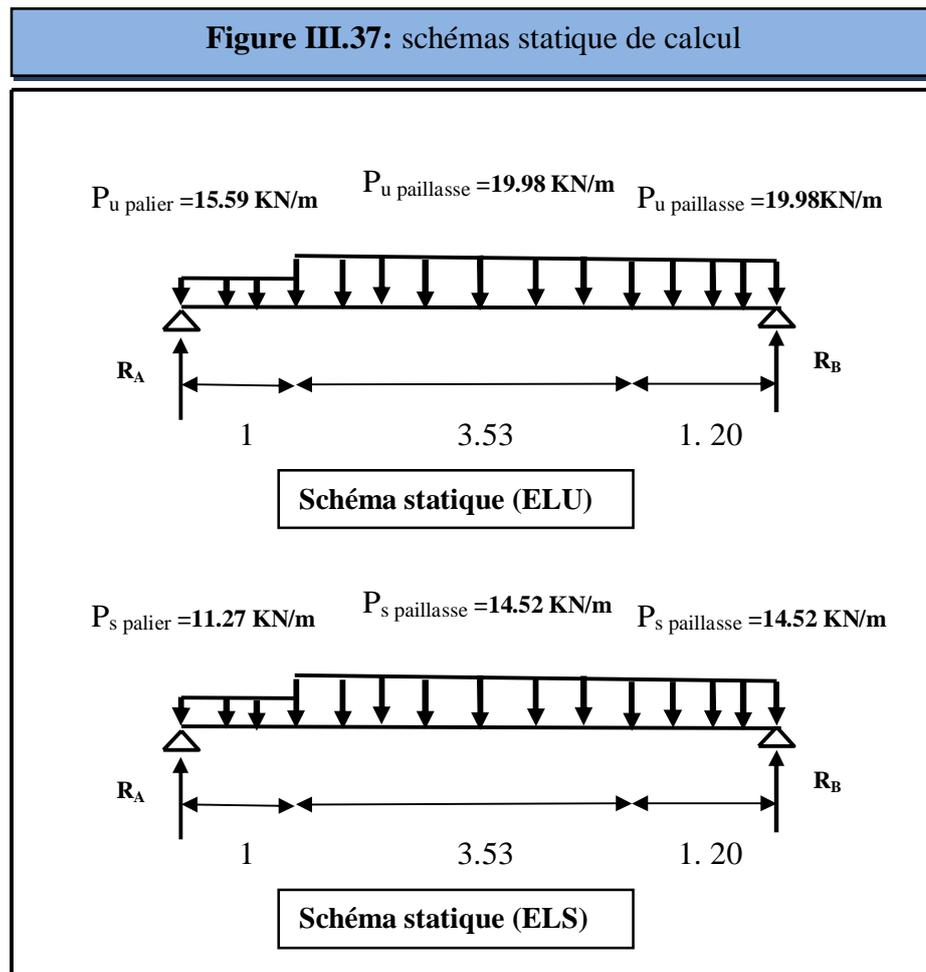
$$P_s = G + Q$$

$$\text{Paillasse : } P_{s \text{ paillasse}} = G + Q = 12.02 + 2.5 = 14.52 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Palier de repos : } P_{s \text{ palier}} = G + Q = 8.77 + 2.5 = 11.27 \text{ KN/m.}$$

• **Deuxième volée :**

❖ **Schéma statique de calcul :**



✚ **Calcul des sollicitations**

❖ **Calcul des réactions d'appuis :**

➤ **à L'ELU :**

$$\begin{aligned} \sum F_y = 0 & \implies R_A + R_B = P_{up} \times 1 + P_{uv} \times 4.73 \\ & \implies R_A + R_B = (15.59 \times 1) + (19.98 \times 4.73) = 110.01 \text{ KN} \\ & \implies \mathbf{R_A + R_B = 110.01 \text{ KN}} \end{aligned}$$

$$\sum M /_A = 0 \implies R_B = \left[\frac{(1)^2}{2} 15.59 + 4.73 \left(\frac{(4.73)}{2} + 1 \right) 19.98 \right] / 5.73$$

$$\begin{aligned} & \implies \mathbf{R_B = 56.86 \text{ KN}} \\ & \implies \mathbf{R_A + R_B = 110.01 \text{ KN}} \\ & \implies \mathbf{R_A = 53.15 \text{ KN}} \end{aligned}$$

➤ **à L'ELS :**

$$\begin{aligned} \sum F_y = 0 & \implies R_A + R_B = P_{up} \times 1 + P_{uv} \times 4.73 \\ & \implies R_A + R_B = (11.27 \times 1) + (14.52 \times 4.73) = 79.95 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 79.95 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(1)^2}{2} 11.27 + 4.73 \left(\frac{(4.73)}{2} + 1 \right) 14.52 \right] / 5.73$$

$$\Rightarrow R_B = 41.32 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 79.95 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 38.63 \text{ KN}$$

❖ Calcul des moments et les efforts tranchants :

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

❖ Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Figure III.38: Diagramme de moment fléchissant de l'escalier à l'ELU

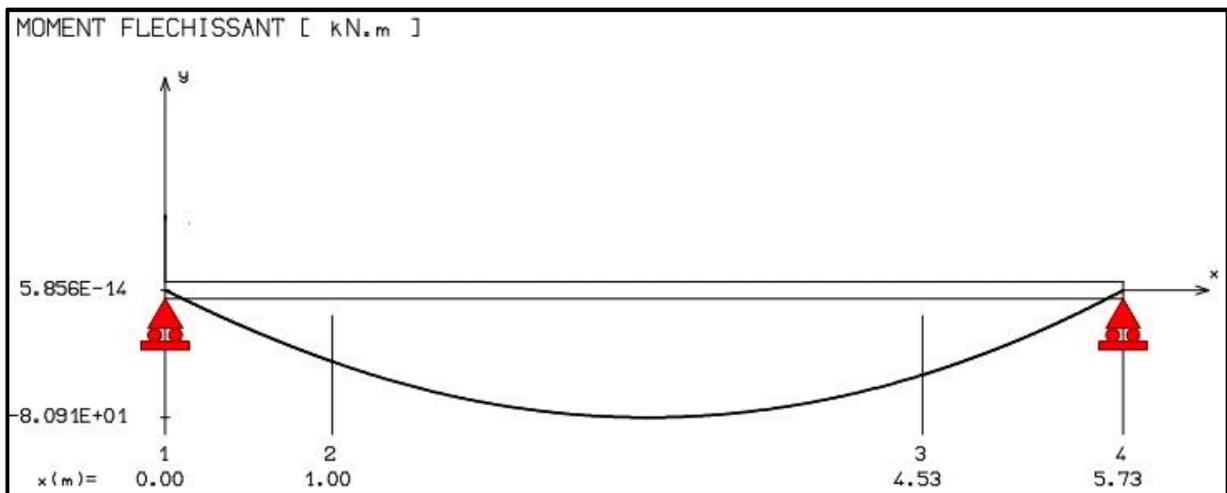


Figure III.39: Diagramme de l'effort tranchant de l'escalier à l'ELU

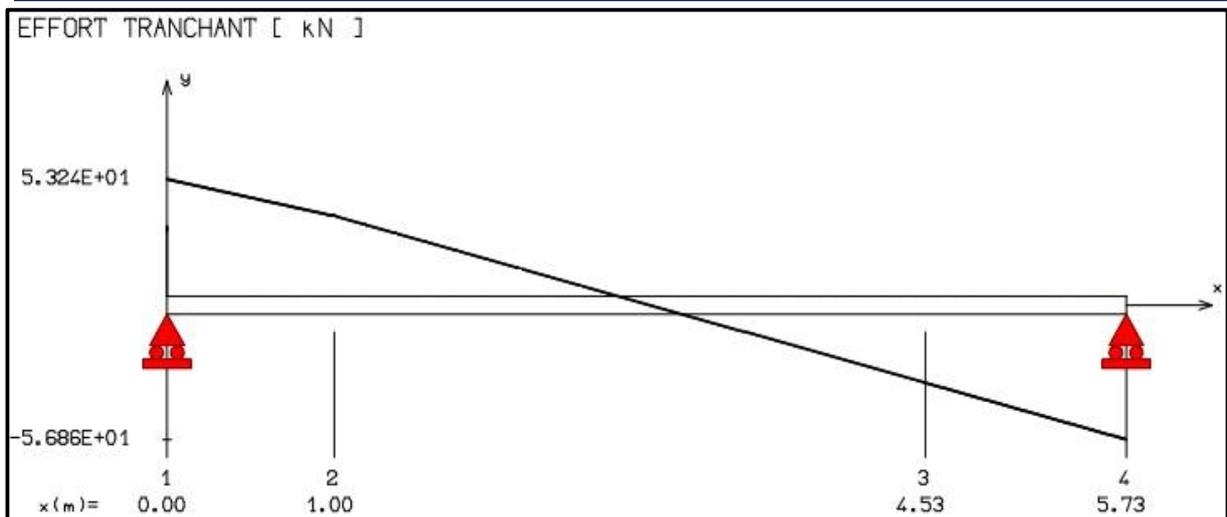
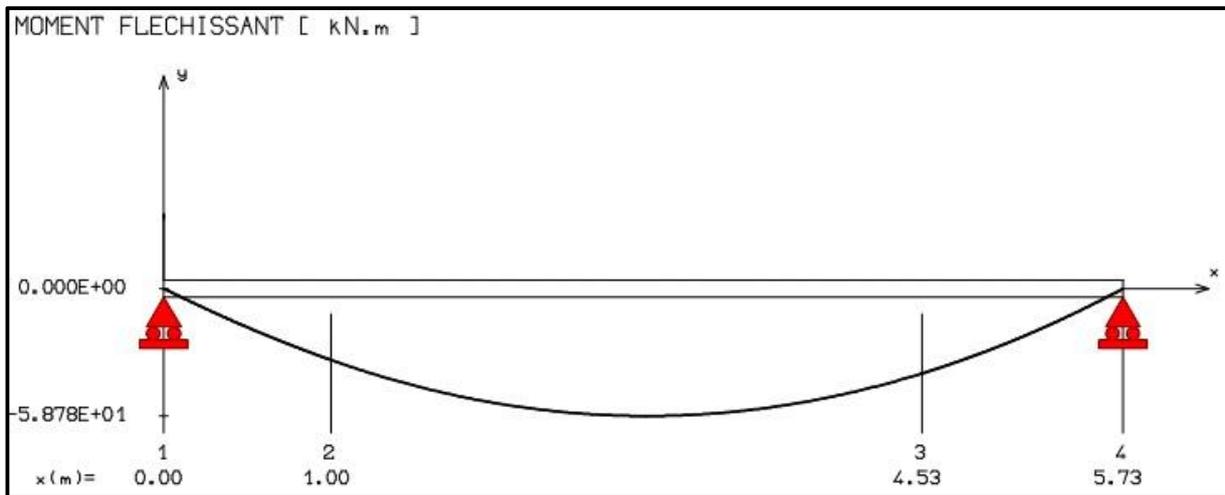


Figure III.40: Diagramme de moment fléchissant de l'escalier à l'ELS



Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

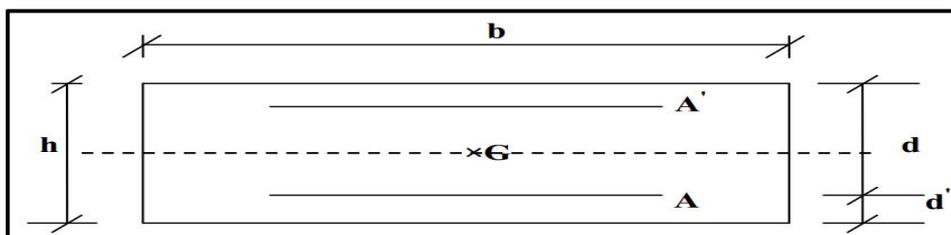
Tableau III.32 : Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul

| | ELU | ELS |
|---|-------------|-------------|
| $M_{0 \max}$ | 80.91 KN .m | 58.78 KN .m |
| $M_{\text{travée max}} (M_t = 0.85M_0)$ | 68.77 KN .m | 49.96 KN .m |
| $M_{\text{appui max}} (M_a = -0.3M_0)$ | 24.27 KN .m | 17.63 KN .m |
| T_{\max} | 56.86 KN | / |

III.6.5.1) Ferrailage de l'escalier : RDC

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 mètre avec $b=100\text{cm}$; $h=25\text{cm}$; $d=0,9h=23\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $f_{bu}=14,2\text{Mpa}$; $d'=C'=2\text{ cm}$.

Figure III.41: Section de calcul d'escalier type 3



a) Calcul à l'ELU :**Tableau III.33 :** Tableau récapitulatif du calcul des armatures à l'ELU

| | M_u (KN.m) | μ | $\mu l = 0.392$ | A'_s (cm ²) | β | A_s (cm ²) | A_{min} (cm ²) |
|-----------|--------------|-------|-----------------|---------------------------|---------|--------------------------|------------------------------|
| En travée | 68.77 | 0.092 | $\mu < \mu l$ | 0 | 0.952 | 9.03 | 2.78 |
| En appui | 24.27 | 0.032 | $\mu < \mu l$ | 0 | 0.984 | 3.08 | 2.78 |

b) Vérification à l'ELS :**Tableau III.34 :** Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS

| | M_{ser} (KN.m) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | observation |
|-----------|------------------|----------|------------------------|---------------------|---------------------------|-------------|
| En travée | 49.96 | 6.65 | 46011.49 | 7.22 | 15 | C.V |
| En appui | 17.63 | 4.17 | 18798.14 | 3.91 | 15 | C.V |

NB : La fissuration étant peu préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

c) Choix et vérification des armatures :**Tableau III.35 :** Tableau récapitulatif des choix et vérification des armatures

| | Armatures Longitudinales | Vérification de l'espacement | Armatures de répartition | Vérification de l'espacement |
|-----------|---|--|--|--|
| En travée | 7HA14 $A_{s\ ad}=10.78\ cm^2$ Esp =15cm | $S_t \leq \min(3h;33cm)$ $15\ cm \leq 33\ cm$ C.V | 4HA10 $A_{s\ ad}=3.14\ cm^2$ Esp =25cm | $S_t \leq \min(4h;45cm)$ $25\ cm \leq 45\ cm$ C.V |
| En appui | 5HA10 $A_{s\ ad}=3.93\ cm^2$ Esp =20cm | $S_t \leq \min(3h;33cm)$ $20\ cm \leq 33\ cm$ C.V | 4HA10 $A_{s\ ad}=3.14\ cm^2$ Esp =25cm | $S_t \leq \min(4h;45cm)$ $25\ cm \leq 45\ cm$ C.V |

d) Vérification à l'ELU :**Tableau III.36 :** Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELU

| | T max (KN) | Contrainte de cisaillement | | | Contrainte d'adhérence | | | |
|-----------|---------------|----------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------|----------------------|---------------------------------|------------------------------------|
| | | τ_u (MPa) | $\overline{\tau_u}$ (MPa) | Obs | $\sum U_i$ (mm) | τ_{Se} (MPa) | $\overline{\tau_{Se}}$ (MPa) | Obs |
| En travée | 56.86 | 0.25 | 3.33 | $\tau_u < \overline{\tau_u}$ | 307.72 | 0.89 | 3.15 | $\tau_{Se} < \overline{\tau_{Se}}$ |
| En appui | | | | C.V | | | | C.V |

e) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

(Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99)

✚ Vérification de la contrainte de compression :

$$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 \quad ; a = 0.9d$$

$$V_u \leq 0.4 \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 230 \times 1000$$

$$\Rightarrow 56.86 \text{ KN} \leq 1380 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✚ Vérification des armatures longitudinales :

$$\text{Pour l'appui de rive : } A_{s \text{ appui}} \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$\text{Avec : } A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{56.86 \times 10^3}{400 \times 10^2 / 1.15} \Rightarrow 3.39 \text{ cm}^2 \geq 1.63 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

f) Vérification de la flèche : (Art B.6.5.1) BAEL91/99)

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

Les conditions à vérifier d'après le BAEL91/99 :

✓ On a trois inégalités à vérifier :

$$\frac{h}{l} = \frac{25}{573} = 0,044 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{C.N.V}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{10.78}{100 \times 23} = 4.69 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ Mpa} \rightarrow \text{C.V.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{25}{573} = 0,044 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{49.96}{58.78} = 0.085 \rightarrow C.N.V.$$

Une des trois inégalités précédentes n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

✚ **calcul de la flèche** :(Art B.6.5, 2) BAEL91/99)

Tableau III.37 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

| M_{sg} (KN.m) | M_s (KN.m) | M_{sj} (KN.m) | δ | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{sg} (MPa) | σ_s (MPa) |
|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|-----------------------|------------------|-------------------------|-----------------------------|---------------------------------|
| 41.24 | 49.96 | 32.45 | 4.69×10^{-3} | 7.16 | 52806.83 | 185.56 | 224.79 |
| σ_{sj} (MPa) | λ_i | λ_v | μ_g | μ_{pi} | μ_{ji} | I_0 (cm ⁴) | I_{fgv} (cm ⁴) |
| 146.01 | 4.48 | 1.79 | 0.34 | 0.42 | 0.24 | 148035.76 | 101230.47 |
| $I_{f_{gi}}$ (cm ⁴) | $I_{f_{pi}}$ (cm ⁴) | $I_{f_{ji}}$ (cm ⁴) | f_{gv} (cm) | f_{gi} (cm) | f_{pi} (cm) | f_{ji} (cm) | \bar{f} (cm) |
| 64536.83 | 56510.04 | 78469.23 | 1.236 | 0.652 | 0.902 | 0.422 | 1.088 |

$$\left\{ \begin{aligned} f_{gv} &= \frac{41.24 \times 10^5 \times (573)^2}{10 \times 10818.86 \times 10^2 \times 101230.47} = 1.236 \text{ cm} \\ f_{gi} &= \frac{41.24 \times 10^5 \times (573)^2}{10 \times 32164.2 \times 10^2 \times 64536.83} = 0.652 \text{ cm} \\ f_{pi} &= \frac{49.96 \times 10^5 \times (573)^2}{10 \times 32164.2 \times 10^2 \times 56510.04} = 0.902 \text{ cm} \\ f_{ji} &= \frac{32.45 \times 10^5 \times (573)^2}{10 \times 32164.2 \times 10^2 \times 78469.23} = 0.422 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

Alors : $\Delta f = 1.236 - 0.422 + 0.902 - 0.652 = 1.064 \text{ cm}$

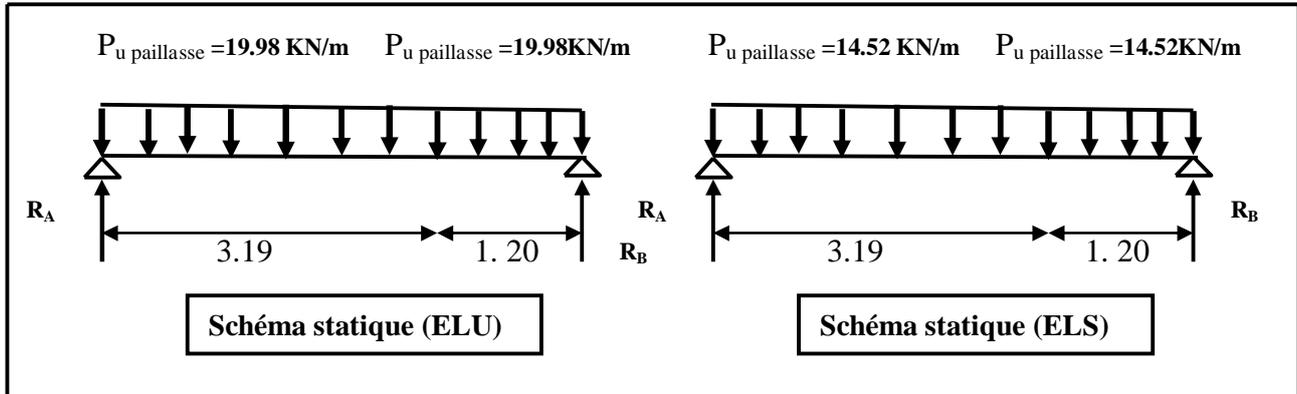
$$\Delta f = 1.064 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0.5 = 1.073 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Premier volée :**

On va calculer les réactions des appuis du premier volée de l'escalier RDC , pour que nous puissions ferrailer le voile au niveau d'appui A .

❖ Schéma statique de calcul :

Figure III.42: schémas statique de calcul

❖ Calcul des sollicitations✚ Calcul des réactions d'appuis :

➤ à L'ELU :

$$\begin{aligned} \sum F_y = 0 &\implies R_A + R_B = P_u \text{ paillasse} \times 4.39 \\ &\implies R_A + R_B = (19.98 \times 4.39) = 87.71 \text{ KN} \\ &\implies \mathbf{R_A + R_B = 87.71 \text{ KN}} \end{aligned}$$

$$\sum M /_A = 0 \implies R_B = \left[\frac{(4.39)^2}{2} 19.98 \right] / 4.39$$

$$\begin{aligned} &\implies \mathbf{R_B = 43.86 \text{ KN}} \\ &\implies \mathbf{R_A + R_B = 87.71 \text{ KN}} \\ &\implies \mathbf{R_A = 43.85 \text{ KN}} \end{aligned}$$

➤ à L'ELS :

$$\begin{aligned} \sum F_y = 0 &\implies R_A + R_B = P_s \text{ paillasse} \times 4.39 \\ &\implies R_A + R_B = (14.52 \times 4.39) = 63.74 \text{ KN} \\ &\implies \mathbf{R_A + R_B = 63.74 \text{ KN}} \end{aligned}$$

$$\sum M /_A = 0 \implies R_B = \left[\frac{(4.39)^2}{2} 14.52 \right] / 4.39$$

$$\begin{aligned} &\implies \mathbf{R_B = 31.87 \text{ KN}} \\ &\implies \mathbf{R_A + R_B = 63.87 \text{ KN}} \\ &\implies \mathbf{R_A = 31.87 \text{ KN}} \end{aligned}$$

III.6.6) Calcul de l'escalier type 4 :

L'escalier type 4 a deux volées et deux palier de repos, permet d'accéder du RDC jusqu'au Sous sol

Figure III.43 : Schéma d'escalier type 04

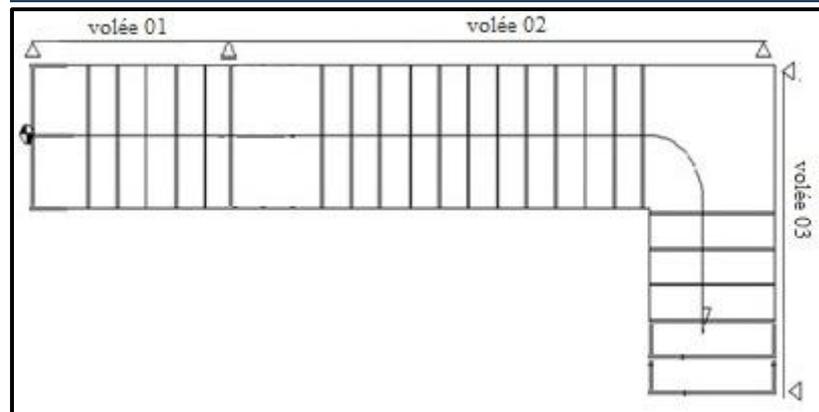
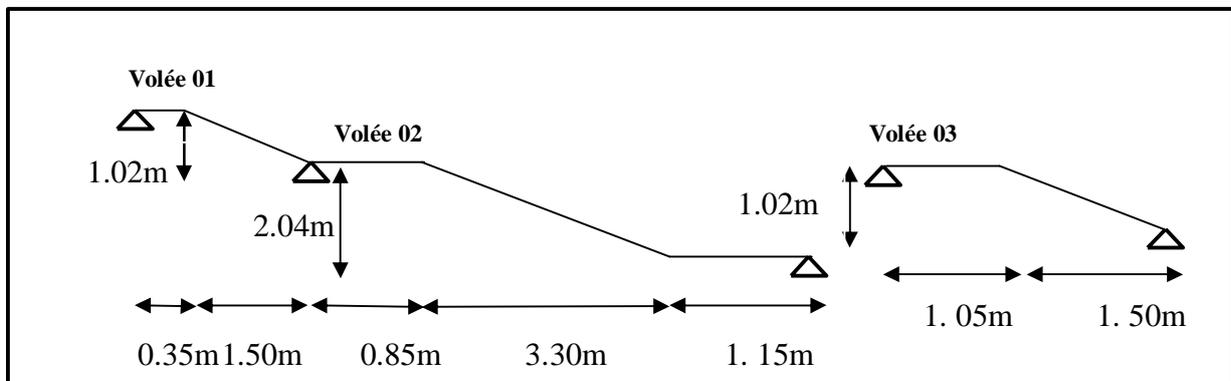


Figure III.44 : Schéma statique d'escalier type 04



a) Pré-dimensionnement :

✚ Volée 01 :

Caractéristiques géométriques :

Hauteur : $H = 1.02 \text{ m}$.

Giron : $g = 30 \text{ cm}$.

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

h : varié de 16 cm à 18cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

$$\frac{2H}{n} + \frac{L}{n-1} - 64 = 0$$

$$64n^2 - \{2H + L + 64\}n + 2H = 0$$

$$h = \frac{H}{n} \{16 \text{ à } 18 \text{ cm}\}$$

$$g = \frac{L}{n-1} \{22 \text{ à } 33 \text{ cm}\}$$

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

$$2h + g - 64 = 0$$

$$2h + 30 - 64 = 0 \Rightarrow 2h - 34 = 0 \Rightarrow h = \frac{34}{2} = 17 \text{ cm}$$

Donc le nombre de contremarches égale :

$$n_c = \frac{H}{h} = \frac{1.02}{17} = 6$$

On aura 6 contre marche

$$n = n_c - 1 = 5 \text{ marches}$$

Volée 03 :

Caractéristiques géométriques :

Hauteur : $H = 1.02 \text{ m}$.

Giron : $g = 30 \text{ cm}$.

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

h : varié de 16 cm à 18cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

$$\frac{2H}{n} + \frac{L}{n-1} - 64 = 0$$

$$64n^2 - \{2H + L + 64\}n + 2H = 0$$

$$h = \frac{H}{n} \{16 \text{ à } 18 \text{ cm}\}$$

$$g = \frac{L}{n-1} \{22 \text{ à } 33 \text{ cm}\}$$

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

$$2h + g - 64 = 0$$

$$2h + 30 - 64 = 0 \Rightarrow 2h - 34 = 0 \Rightarrow h = \frac{34}{2} = 17 \text{ cm}$$

Donc le nombre de contremarches égale :

$$n_c = \frac{H}{h} = \frac{1.02}{17} = 6$$

On aura 6 contre marche

$$n = n_c - 1 = 5 \text{ marches}$$

Volée 02 :

Caractéristiques géométriques :

Hauteur : $H = 2.04 \text{ m}$.

Giron : $g = 30 \text{ cm}$.

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

h : varié de 16 cm à 18cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

$$\frac{2H}{n} + \frac{L}{n-1} - 64 = 0$$

$$64n^2 - \{2H + L + 64\}n + 2H = 0$$

$$h = \frac{H}{n} \quad \{16 \text{ à } 18 \text{ cm}\}$$

$$g = \frac{L}{n-1} \quad \{22 \text{ à } 33 \text{ cm}\}$$

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

$$2h + g - 64 = 0$$

$$2h + 30 - 64 = 0 \Rightarrow 2h - 34 = 0 \Rightarrow h = \frac{34}{2} = 17 \text{ cm}$$

Donc le nombre de contremarches égale :

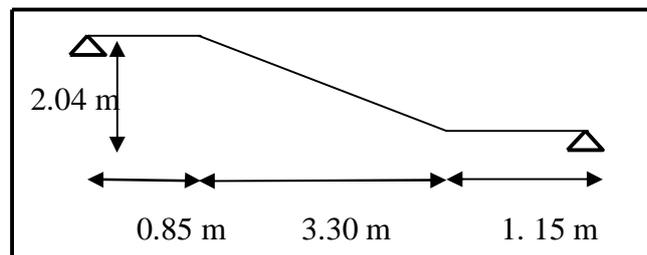
$$n_c = \frac{H}{h} = \frac{2.04}{17} = 12$$

On aura 12 contre marche

$$n = n_c - 1 = 11 \text{ marches}$$

b) Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

✚ Dans le volée 02 :



$$\text{Tg}\alpha = h' / L'$$

$$\text{Hauteur réelle de paillasse } h' = N_c \times h = 12 \times 17 = 2.04 \text{ m}$$

$$\text{Ligne de foulée } L' = (n - 1) \times g = (12 - 1) \times 30 = 3.30 \text{ m}$$

$$\text{Tg}\alpha = 2.04 / 3.30 \Rightarrow \alpha = 31.72^\circ$$

$$\text{La longueur inclinée de la volée est : } L_o = 2.04 / \sin\alpha \Rightarrow L = 3.88 \text{ m}$$

L : palier départ + La longueur de la paillasse + palier d'arrivée

$$L = 1.15 + 3.3 + 0.85 = 5.30 \text{ m}$$

$$L/30 < e < L/20 \Rightarrow 19.6 < e < 294$$

L'épaisseur du paillasse est la même que celle du palier

Donc on prend l'épaisseur du l'escalier : $e = 25 \text{ cm}$

✚ Evaluation des charges :

❖ Paillasse

Tableau III.38: charge permanente du paillasse

| Désignation | Epaisseur (m) | Masse volumique (KN/m ³) | Masse surfacique (KN/m ²) |
|------------------------------|---------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| Revêtement en carrelage | 0.2 | 20 | 0.4 |
| Mortier de pose | 0.2 | 20 | 0.4 |
| Lit de sable | 0.2 | 18 | 0.36 |
| Poids propre de la paillasse | 0.25/cos31.72 | 25 | 7.35 |
| Poids propre des marches | 0.17/2 | 25 | 2.13 |
| Enduit en Ciment | 0.2 | 18 | 0.36 |
| Garde- corps | / | / | 1 |

✚ Charge permanente : $G=12.00 \text{ KN/m}^2$.

✚ Surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

❖ Palier

Tableau III.39: charge permanente du palier

| Désignation | Epaisseur (m) | Masse volumique (KN/m ³) | Masse surfacique (KN/m ²) |
|-------------------------|---------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| Revêtement en carrelage | 0.2 | 20 | 0.4 |
| Mortier de pose | 0.2 | 20 | 0.4 |
| Lit de sable | 0.2 | 18 | 0.36 |
| Poids propre du palier | 0.25 | 25 | 6.25 |
| Enduit en Ciment | 0.2 | 18 | 0.36 |
| Garde- corps | / | / | 1 |

✚ Charge permanente : $G=8,77 \text{ KN/m}^2$.

✚ Surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

NB : Pour le calcul du ferrailage des armatures; nous considérons la volée la plus importante en portées et nous uni fermerons par la suite le ferrailage pour les autres volées escaliers.

✚ Combinaisons des charges :

➤ à L'ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{Paillasse : } P_{u \text{ paillasse}} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 12) + (1.5 \times 2.5) = 19.95 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Palier de repos : } P_{u \text{ palier}} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 8.77) + (1.5 \times 2.5) = 15.59 \text{ KN/m}$$

➤ à L'ELS :

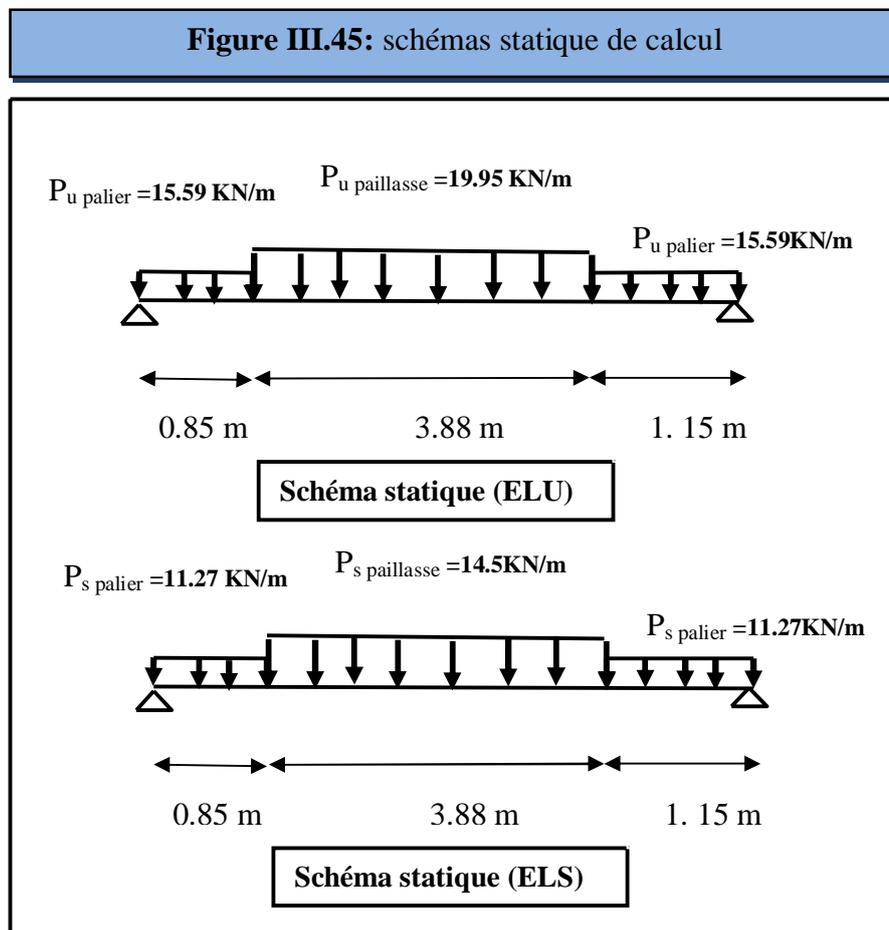
$$P_s = G + Q$$

$$\text{Paillasse : } P_{s \text{ paillasse}} = G + Q = 12 + 2.5 = 14.5 \text{ KN/m}$$

$$\text{Palier de repos : } P_{s \text{ palier}} = G + Q = 8.77 + 2.5 = 11.27 \text{ KN/m}$$

❖ Volée 02 :

❖ Schéma statique de calcul :



❖ Calcul des moments et les efforts tranchants :

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

✓ Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Figure III.46: Diagramme de moment fléchissant de l'escalier à l'ELU

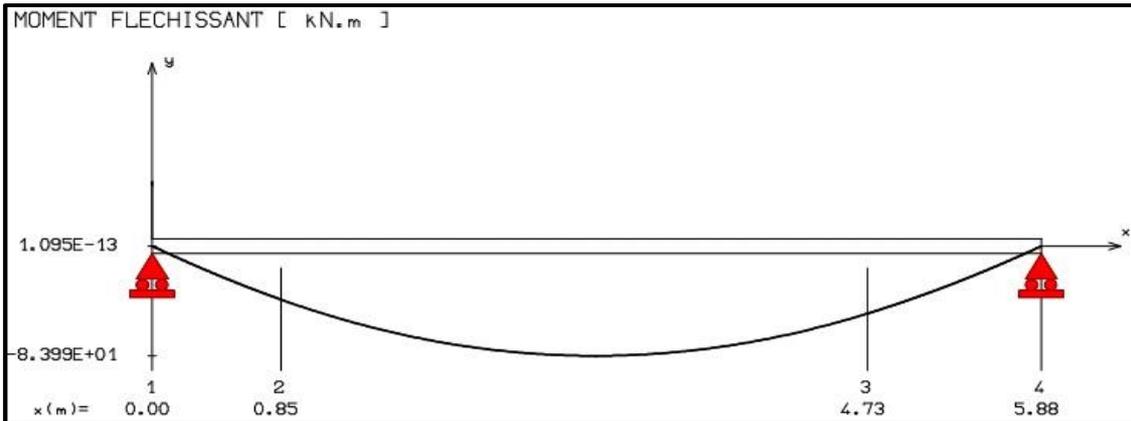


Figure III.47: Diagramme de l'effort tranchant de l'escalier à l'ELU

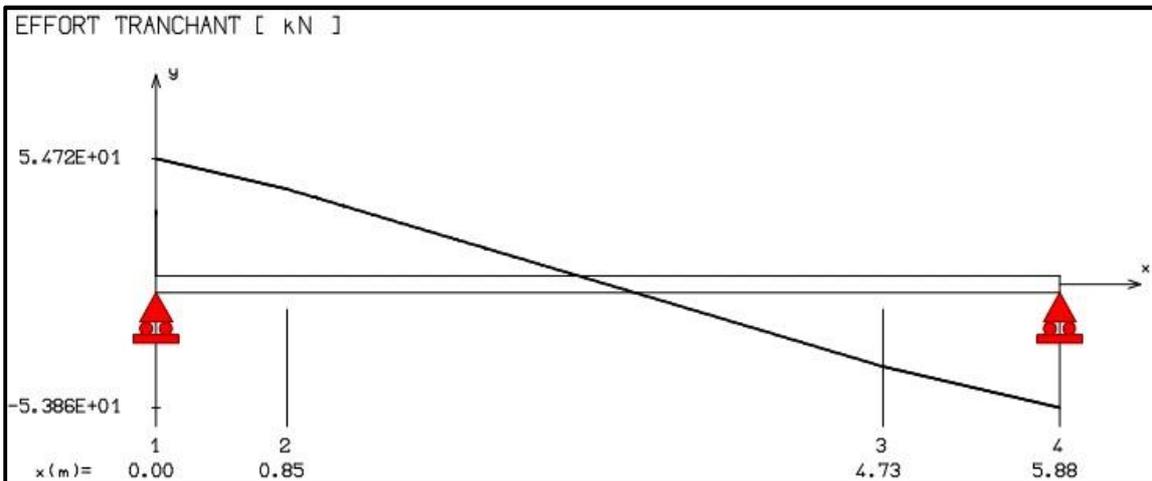
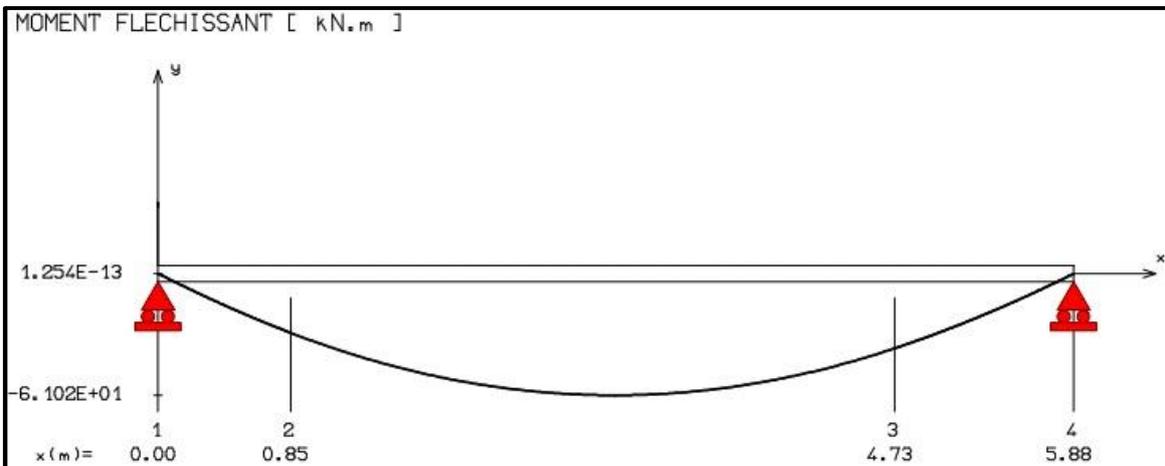


Figure III.48: Diagramme de moment fléchissant de l'escalier à l'ELS



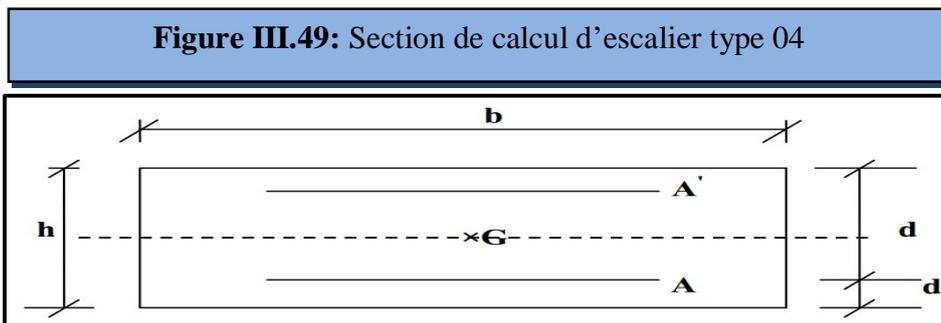
Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

| Tableau III.40 : les sollicitations de calcul | | |
|---|-------------|-------------|
| | ELU | ELS |
| $M_0 \text{ max}$ | 83.99 KN .m | 61.02 KN .m |
| $M \text{ travée max}(M_t = 0.85M_0)$ | 71.39 KN .m | 51.87 KN .m |
| $M \text{ appui max } (M_a = -0.3M_0)$ | 25.18 KN .m | 18.31 KN .m |
| $T \text{ max}$ | 54.72 KN | / |

III.6.6.1) Ferrailage de l'escalier :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 mètre avec

$b=100\text{cm}$; $h=25\text{cm}$; $d=0,9h=23\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $f_{bu}=14,2\text{Mpa}$; $d'=C'=2 \text{ cm}$.



a) Calcul à l'ELU :

Tableau III.41 : Tableau récapitulatif du calcul des armatures à l'ELU

| | $M_u(\text{KN.m})$ | μ | $\mu_l = 0.392$ | $A'_s (cm^2)$ | β | $A_s (cm^2)$ | $A_{\text{min}} (cm^2)$ |
|-----------|--------------------|-------|-----------------|---------------|---------|--------------|-------------------------|
| En travée | 71.39 | 0.095 | $\mu < \mu_l$ | 0 | 0.95 | 9.39 | 2.78 |
| En appui | 25.20 | 0.034 | $\mu < \mu_l$ | 0 | 0.983 | 3.08 | 2.78 |

b) Vérification à l'ELS :**Tableau III.42 :** Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS

| | M_{ser} (KN.m) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | observation |
|-----------|------------------|--------|----------------------|---------------------|---------------------------|-------------|
| En travée | 51.87 | 6.76 | 47444.63 | 7.39 | 15 | C.V |
| En appui | 18.31 | 4.17 | 18798.14 | 4.06 | 15 | C.V |

NB : LA fissuration étant peu préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

c) Choix et vérification des armatures :**Tableau III.43 :** Tableau récapitulatif des choix et vérification des armatures

| | Armatures Longitudinales | Vérification des espacement | Armatures de répartition | Vérification des espacement |
|-----------|--|--|--|--|
| En travée | 9HA14 $A_{s ad}=13.85 \text{ cm}^2$ Esp =10 cm | $S \leq \min(3h;33\text{cm})$ $10 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ C.V | 5HA10 $A_{s ad}=3.93 \text{ cm}^2$ Esp =20cm | $S_t \leq \min(4h;45\text{cm})$ $20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ C.V |
| En appui | 5HA12 $A_{s ad}=5.65 \text{ cm}^2$ Esp =20cm | $S \leq \min(3h;33\text{cm})$ $20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ C.V | 5HA10 $A_{s ad}=3.93 \text{ cm}^2$ Esp =20cm | $S_t \leq \min(4h;45\text{cm})$ $20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ C.V |

d) Vérification à l'ELU :**Tableau III.44 :** Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELU

| | T_{max} | Contrainte de cisaillement | | | Contrainte d'adhérence | | | |
|-----------|-----------|----------------------------|----------------------|--------------------------------|------------------------|-------------------|-------------------------|--------------------------------------|
| | | τ_u (MPa) | $\bar{\tau}_u$ (MPa) | Obs | $\sum U_i$ (mm) | τ_{se} (MPa) | $\bar{\tau}_{se}$ (MPa) | Obs |
| En travée | 54.72 | 0.24 | 3.33 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ C.V | 395.64 | 0.67 | 3.15 | $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ C.V |
| En appui | | | | | | | | |

e) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

(Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 /99)

✚ Vérification de la contrainte de compression :

$$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 \quad ; a = 0.9d$$

$$V_u \leq 0.4 \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 230 \times 1000$$

$$\Rightarrow 54.72 \text{ KN} \leq 1380 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✚ Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(54.72 + \frac{25.20}{0.9 \times 0.23} \right) \times 10 = 5.07 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

f) Vérification de la flèche : (Art B.6.5.1) BAEL91/99

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

Les conditions à vérifier d'après le BAEL91/99 :

✓ On a trois inégalités à vérifier :

$$\frac{h}{l} = \frac{25}{588} = 0,042 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \rightarrow \quad \text{C.N.V}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{13.85}{100 \times 23} = 6.2 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad \text{C.V.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{25}{588} = 0,042 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{51.87}{61.02} = 0.085 \quad \rightarrow \quad \text{C.N.V.}$$

Une des trois inégalités précédentes n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

✚ calcul de la flèche :(Art B.6.5, 2) BAEL91/99)

Tableau III.45 : Tableau récapitulatif des calculs de la flèche

| M_{sg} (KN.m) | M_s (KN.m) | M_{sj} (KN.m) | δ | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{sg} (MPa) | σ_s (MPa) |
|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|-----------------------|------------------|---------------------------|--------------------------|---------------------------------|
| 42.68 | 51.87 | 33.42 | 6.02×10^{-3} | 7.92 | 63803.45 | 151.31 | 183.89 |
| σ_{sj} (MPa) | λ_i | λ_v | μ_g | μ_{pi} | μ_{ji} | I_0 (cm ⁴) | I_{fgv} (cm ⁴) |
| 118.48 | 3.49 | 1.4 | 0.36 | 0.44 | 0.26 | 153112.77 | 111984.07 |
| $I_{f_{gi}}$ (cm ⁴) | $I_{f_{pi}}$ (cm ⁴) | $I_{f_{ji}}$ (cm ⁴) | f_{gv} (cm) | f_{gi} (cm) | f_{pi} (cm) | f_{ji} (cm) | \bar{f} (cm) |
| 74642.81 | 66423.74 | 88300.33 | 1.218 | 0.615 | 0.839 | 0.407 | 1.088 |

$$\left\{ \begin{aligned} f_{gv} &= \frac{42.68 \times 10^5 \times (588)^2}{10 \times 10818.86 \times 10^2 \times 111984.07} = 1.218 \text{ cm} \\ f_{gi} &= \frac{42.68 \times 10^5 \times (588)^2}{10 \times 32164.2 \times 10^2 \times 74642.81} = 0.615 \text{ cm} \\ f_{pi} &= \frac{51.87 \times 10^5 \times (588)^2}{10 \times 32164.2 \times 10^2 \times 66423.74} = 0.839 \text{ cm} \\ f_{ji} &= \frac{33.42 \times 10^5 \times (588)^2}{10 \times 32164.2 \times 10^2 \times 88300.33} = 0.407 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

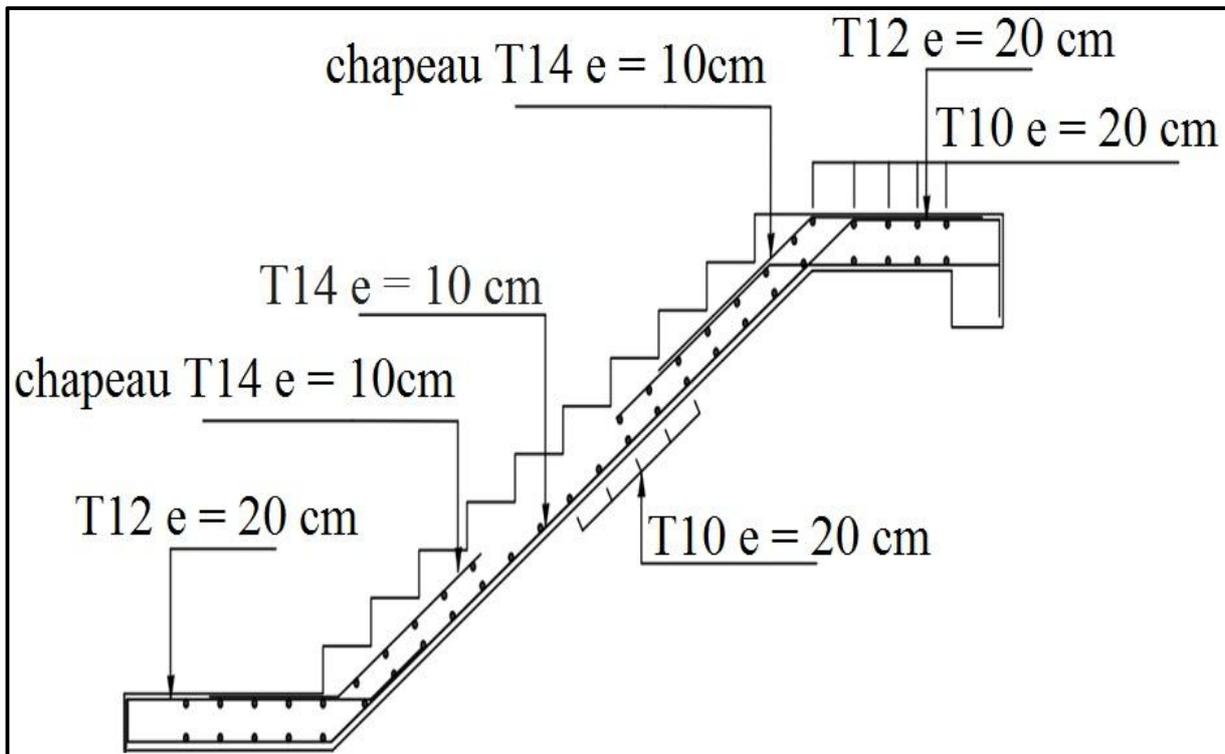
Alors : $\Delta f = 1.218 - 0.407 + 0.839 - 0.615 = 1.035 \text{ cm}$

$$\Delta f = 1.035 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0.5 = 1.088 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion : ferrailage adopté.

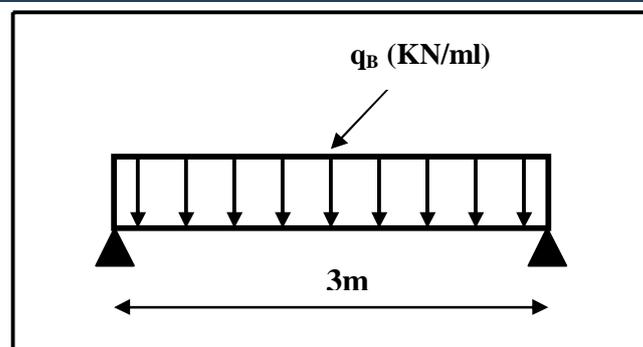
g) Schéma de ferrailage de l'escalier :

Figure III.50: Schéma de ferrailage d'escalier type 04

**III.6.7) Etude de la poutre palière :****III.6.7.1) Introduction :**

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées, (réaction B calculée précédemment).

Figure III.51 : schéma statique de la poutre

**a) Pré dimensionnement de la poutre palière :**

Selon le **BAEL91**, le critère de rigidité est :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} & \text{on prend: } h = 35\text{cm} \\ 0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 14 \leq b \leq 28 & \text{on prend: } b = 30\text{cm} \end{cases}$$

b) Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} & 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} & \iff 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 & \frac{35}{30} = 1.17 < 4 \implies \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

On adopte: (b x h) = (30x35).

c) Charge revenant à la poutre:

Poids propre de la poutre palier : $G_{PP} = 0,3 \times 0,35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$

Réaction du palier : $R_{UB} = 46.87 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier : $R_{SB} = 33.85 \text{ KN/ml}$

d) Combinaison d'action :

✓ À l'ELU :

$$q_u = 1.35 G_{PP} + R_{UB} = 1.35 (2.625) + 45.87 = 50.41 \text{ KN/ml.}$$

✓ À l'ELS :

$$q_s = G_{PP} + R_{SB} = 2.625 + 33.85 = 36.48 \text{ KN/ml.}$$

e) Sollicitations de calcul :

✓ À l'ELU :

• Moment isostatique:

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 50.41 \times \text{Erreur ! Signet non défini.} \frac{(3)^2}{8} = 56.71 \text{ KN.m}$$

• Effort tranchant:

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{50.41 \times 3}{2} = 75.62 \text{ KN}$$

En tenant compte de semi encastrement

$$\text{Sur travée: } M_t = 0.85 M_0 = 48.20 \text{ KN.m} \implies M_t = 48.20 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appuis: } M_a = -0.3 M_0 = -17.01 \text{ KN.m} \implies M_a = -17.01 \text{ KN.m}$$

✓ À l'ELS:

• Moment isostatique:

$$M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 36.48 \times \text{Erreur ! Signet non défini.} \frac{(3)^2}{8} = 41.04 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement

$$\text{Sur travée: } M_t = 0.85 M_0 = 34.88 \text{ KN.m} \implies M_t = 34.88 \text{ KN.m}$$

Sur appuis: $M_a = -0.3 M_0 = -12.31 \text{ KN.m} \iff M_a = -12.31 \text{ KN.m}$

Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

Figure III.52: Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

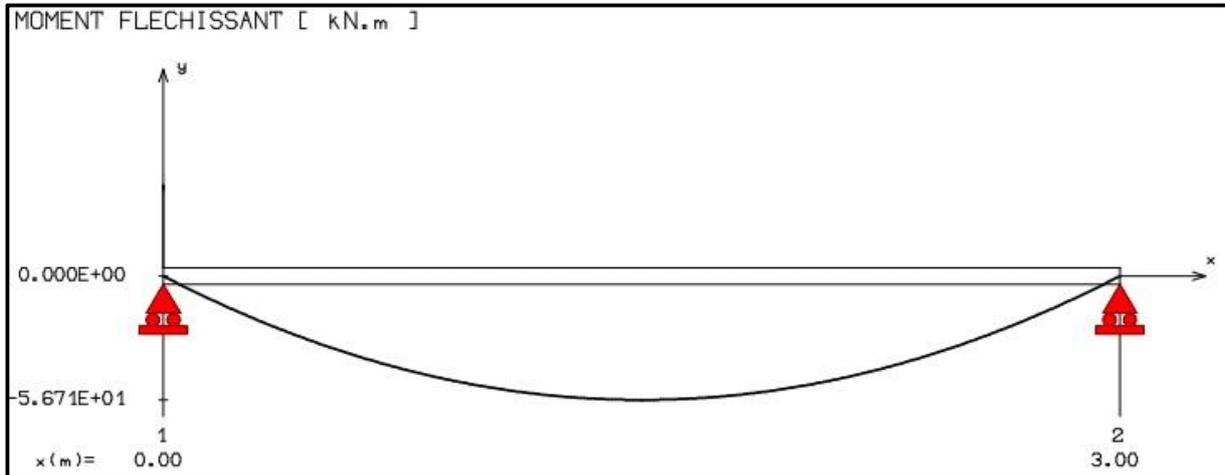


Figure III.53: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

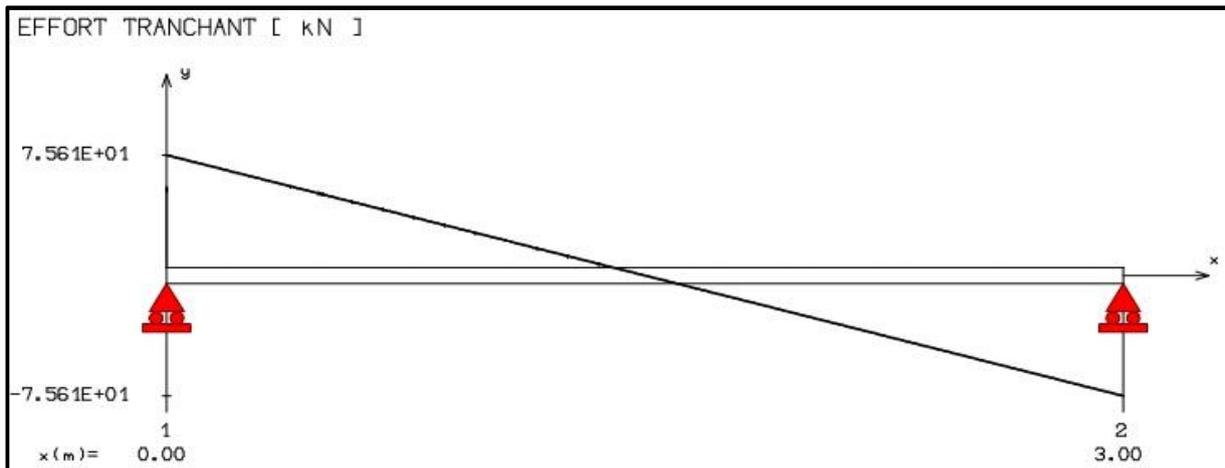
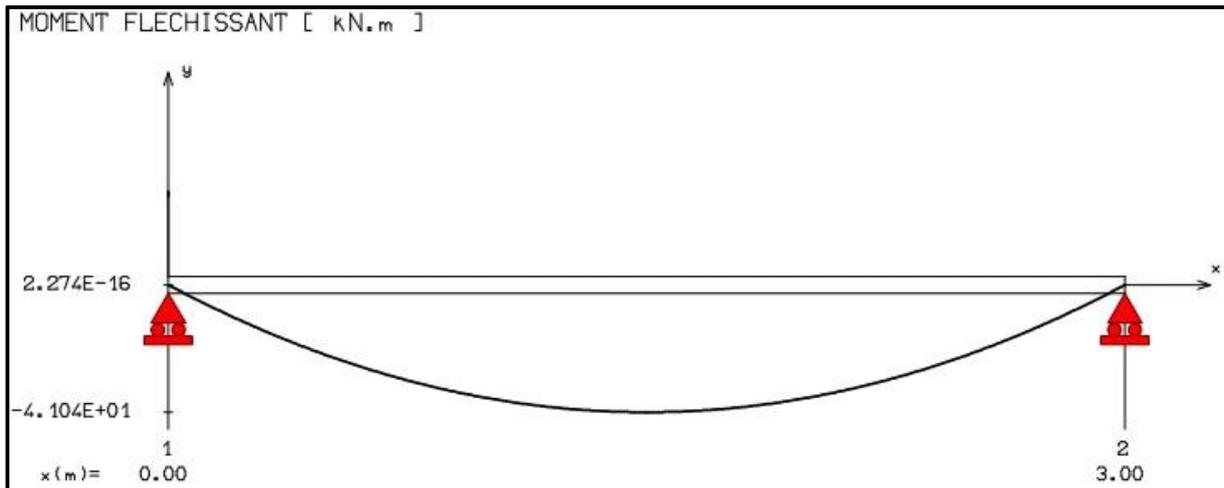


Figure III.54: Diagramme de moment fléchissant à l'ELS



Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.46: les sollicitations de calcul

| | ELU | ELS |
|---------------------------|-------|-------|
| $M_{t \max}(\text{KN.m})$ | 48.20 | 34.88 |
| $M_a \max(\text{KN.m})$ | 17.01 | 12.31 |
| $T_{\max}(\text{KN})$ | 75.62 | / |

III.6.7.2) Ferrailage de la poutre palier :

On fait les calculs à la flexion simple et la fissuration est considérée peu nuisible avec :

$b=30\text{cm}$; $h=35\text{cm}$; $d=0,9h=31.5\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$;

$\sigma_s=348\text{MPa}$; $f_{bu}=14,2\text{Mpa}$

a) à l'ELU :

✚ En travée :

• Moment réduit :

$$\mu = \frac{48.20 \times 10^6}{300 \times (315)^2 \times 14,2} = 0.11 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc $A'_s = 0$ {section armée par des armatures tendues }

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,146$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,942$$

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

• **Section d'armature:**

$$A_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{48.20 \times 10^5}{0,942 \times 31,5 \times 348 \times 10^2} = 4.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✚ **En appui :**

• **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{17.01 \times 10^6}{300 \times (315)^2 \times 14,2} = 0.040 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc $A'_s = 0$ {section armée par des armatures tendues }

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,05$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,98$$

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

• **Section d'armatures:**

$$A_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17.01 \times 10^5}{0,98 \times 31,5 \times 348 \times 10^2} = 1.58 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Vérification à l'ELS :

✚ **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A_s + A'_s)y - 15(dA_s + d'A'_s) = 0 \Rightarrow \eta = 15 \quad ; \quad A' = 0$$

$$Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \quad Y : \text{position de l'axe neutre}$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5A_s}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2 \implies \eta = 15 \quad (\text{Moment d'inertie})$$

Tableau III.47: Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS

| | M_s (KN.m) | A_s (cm ²) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ |
|------------------|-----------------|-----------------------------|-----------|-------------------------|------------------------|---|
| En travée | 34.88 | 4.29 | 9.87 | 42380.51 | 8.24 | Condition vérifiée |
| En appuis | 12.31 | 1.58 | 6.31 | 17550.90 | 4.42 | Condition vérifiée |

NB : La fissuration étant peu préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

c) Vérification de la condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91/ 99):

▪ **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,14 \text{ cm}^2 < A_s = 4,67 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **En appuis :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,14 \text{ cm}^2 < A_s = 1,58 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Choix d'armatures :

✚ **Armatures longitudinal :**

▪ **En travée :**

$$\text{Choix : } 3T14 + 3T12 = 8,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **En appuis :**

$$\text{Choix : } 3T14 + 3T12 = 8,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

NB : Pour la section d'armature longitudinal adopté en appuis et en travée on prend 3HA14 comme des barres filantes

- 3HA12 comme des chapeaux en appui dans les armatures longitudinales de la nappe supérieur de longueur :

$$\frac{L}{4} = \frac{300}{4} = 0,75 \text{ m}$$

- 3HA12 comme des chapeaux en travée dans les armatures longitudinales de la nappe inférieurs de longueur :

$$\frac{8L}{10} = \frac{8 \times 300}{10} = 2,40 \text{ m}$$

e) Vérification à l'ELU :

Tableau III.48: Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELU

| | T max (KN) | Contrainte de cisaillement | | | Contrainte d'adhérence | | | |
|-----------|------------|----------------------------|---------------------------|-------------------------------------|------------------------|-------------------|------------------------------|---|
| | | τ_u (MPa) | $\overline{\tau_u}$ (MPa) | Obs | $\sum U_i$ (mm) | τ_{se} (MPa) | $\overline{\tau_{se}}$ (MPa) | Obs |
| En travée | 75.62 | 0.80 | 3.33 | $\tau_u < \overline{\tau_u}$ C.V | 244.92 | 1.09 | 3.15 | $\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$ C.V |
| En appui | | | | | | | | |

f) Calcul des armatures transversales:➤ Selon le BAEL 91/99 :

Dans le cas courant la flexion simple avec des armatures droites ($a = 90^\circ$) :

$K=1$, en flexion simple :

$$\left. \begin{aligned} \frac{A_t}{b_0 S_t} &\geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28}}{0.9 \sigma_s} \\ S_t &\leq \text{Min}\{0.9d; 40\text{cm}\} \end{aligned} \right\} \quad (\text{Ch 13, § III.3})\text{BAEL 91/99}$$

La section exigé par la condition de non fragilité : (Ch 13, § III.3) BAEL 91/99)

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa} \right\}$$

$$\phi = \min \begin{cases} \frac{h}{35} = 1\text{cm} \\ \frac{b}{10} = 3\text{cm} \\ \phi_\ell = 1.2\text{cm} \end{cases} \quad (\text{Ch 13, § III.3})\text{BAEL 91/99}$$

ϕ_ℓ Représentant le diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres

Selon RPA :(Art 7.5.2.2) RPA 99/2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0$$

On prend : $\phi = 8\text{mm}$

$$S_t \leq \text{Min}\left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante}$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales

Avec :

A_t : Section des armatures transversales

S_t : Espacement entre les armatures transversales

Donc :

$$S_t \leq \text{Min}\{28.35 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 28.35 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min}\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right\} = 8.75 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm en zone courante}$$

Donc on prend :

$$S_t = 8 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm en zone courante}$$

Et :

$$A_t \geq \frac{b_0 S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \sigma_s} = \frac{30 \times 15 \times (0.80 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 348} = 0.24 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.003 b_0 S_t = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{la condition de non fragilité : } \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right\} \Rightarrow \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b_0 S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_t = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$

NB : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement. (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003)

g) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

(Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99)

✚ Vérification de la contrainte de compression :

$$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 \quad ; a = 0.9d \quad \text{Avec } V_u = 75.62 \text{ KN, } b_0 = 30 \text{ cm, } d = 31.5 \text{ cm}$$

$$V_u \leq 0.4 \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 315 \times 300$$

$$\Rightarrow 75.62 \text{ KN} \leq 567 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✚ Vérification des armatures longitudinales :

$$\text{Pour l'appui de rive : } A_{s \text{ appui}} \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

Avec : $A_s = 8.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$\Rightarrow 8.01 \text{ cm}^2 \geq \frac{75.62 \times 10^3}{400 \times 10^2 / 1.15} \Rightarrow 8.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \geq 2.17 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

h) Vérification de la flèche :

(Art B.6.5.1) BAEL91/99)

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

Les conditions à vérifier d'après le BAEL91/99 :

✓ On a trois inégalités à vérifier :

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{300} = 0,117 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{C.V.}$$

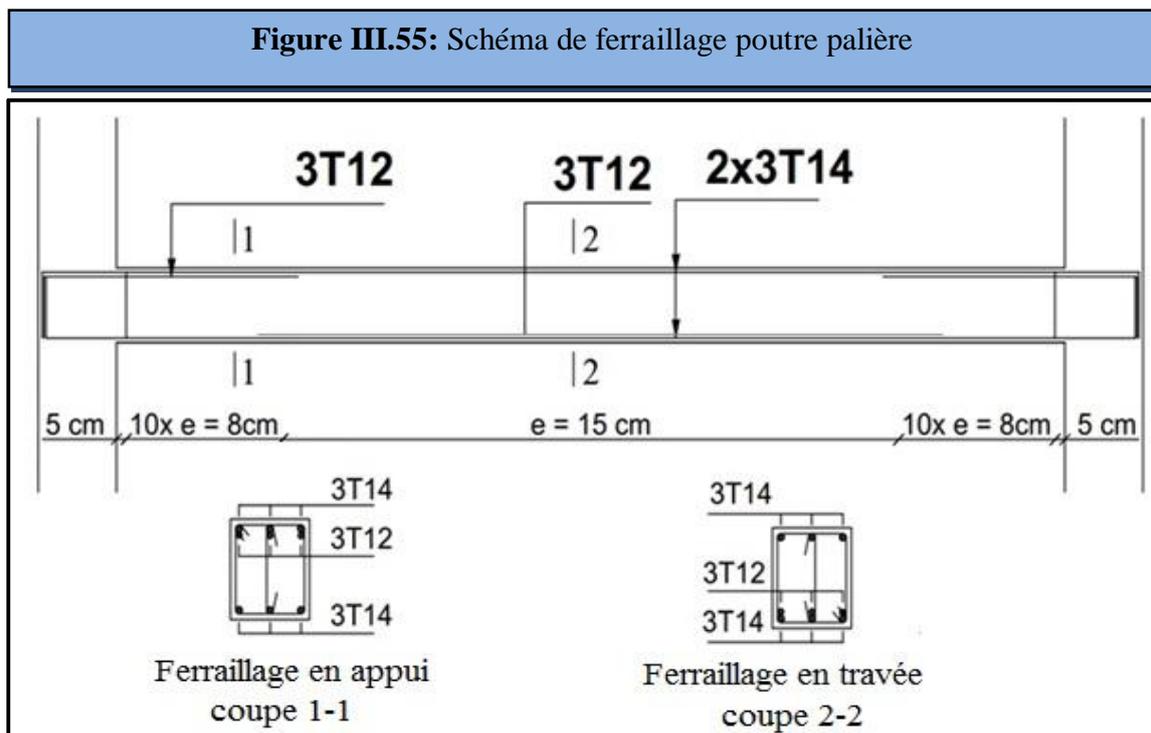
$$\frac{A}{bd} = \frac{8.01}{30 \times 31.5} = 8.48 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ Mpa} \rightarrow \text{C.V.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{300} = 0,117 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{34.88}{41.04} = 0.085 \rightarrow \text{C.V.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Conclusion : Ferrailage adoptée :

i) Schéma de ferrailage :



III.6.8) Calcul du voile :

Dans ce cas on prévoit un voile au lieu d'une poutre palière qui joue un rôle d'un appui pour la première volée d'escalier RDC.

On fait les calculs à la compression centrée pour 1 mètre linéaire avec :

$$h = 15 \text{ cm}; \quad b = 1.2 \text{ m}; \quad d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}; \quad H = 0.51 \text{ m}$$

Charge supportée par le voile :

$$\text{Poids propre de voile: } G_{pp} = 0.15 \times 0.51 \times 25 = 1.9125 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{Réaction du palier sur le voile à l'ELU : } R_A = 43.85 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{Réaction du palier sur le voile à l'ELS : } R_A = 31.87 \text{ kN/ml.}$$

a) Combinaison d'action :

$$q_u = 1.35(G_{pp}) + R_A = 46.43 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{On a : } N_u \leq \alpha \left[\beta_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\text{donc : } A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \beta_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Telle que :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h} = \frac{0.7H\sqrt{12}}{h} = 8.24 < 50$$

Donc :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.85$$

$$\beta_r = (h - 2)(b - 2) = 1534 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc } A_s \geq \left[\frac{46.43 \times 10^3}{0.85} - 1534 \frac{25 \times 10^2}{0.9 \times 1.5} \right] \frac{1.15}{400 \times 10^2} = -80.1 \text{ cm}^2$$

Donc on prend pour la section d'armature la section minimale imposée par le BAEL :

On a :

$$A_{\min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \times \text{périmètre} = 4 \times (0.15 \times 2 + 1.2 \times 2) = 10.8 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.2B}{100} = 3.6 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} = 10.8 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour 10 HA12 = 11.31 cm² en deux nappes avec un espacement de 20 cm.

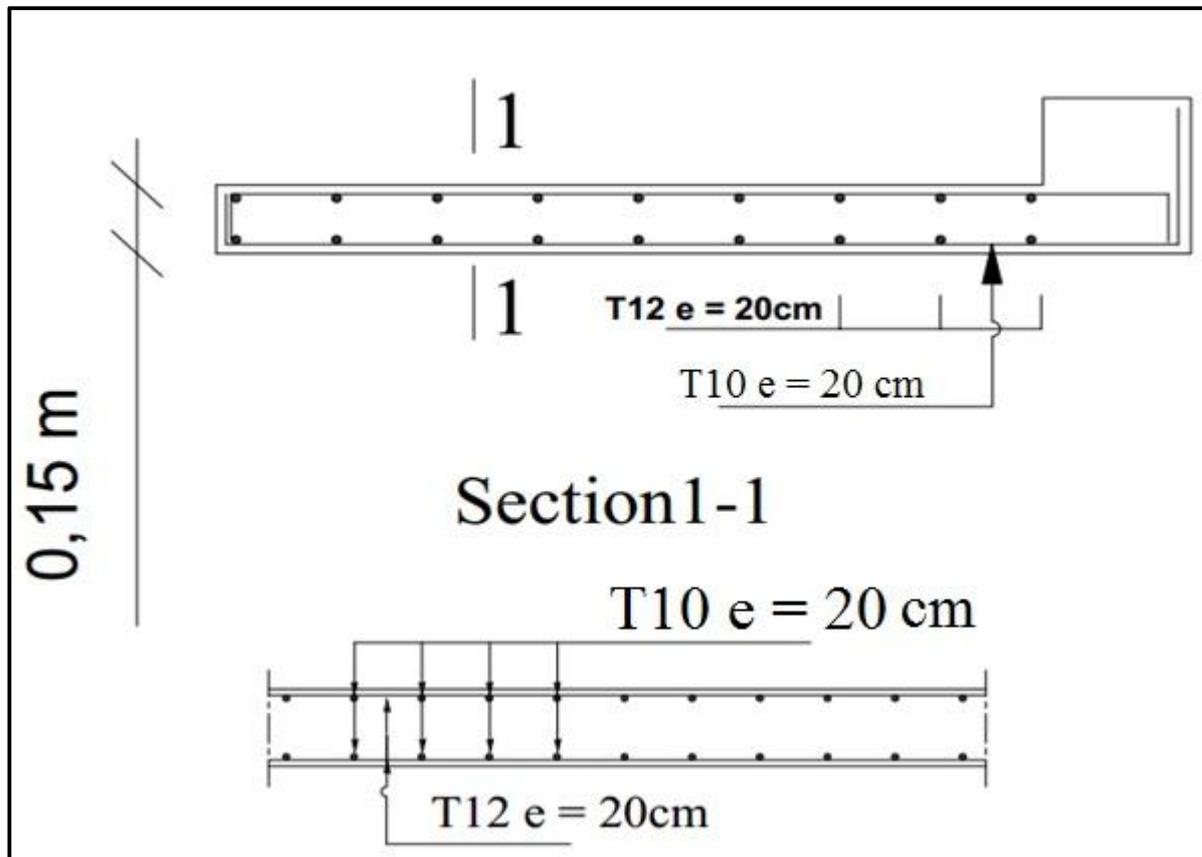
Armature de répartition dans la table de compression :

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{11.31}{4} = 2.83 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte A = 5×HA10 = 3.93 cm²/ml avec espacement de 20 cm

b) Schémas ferrailage

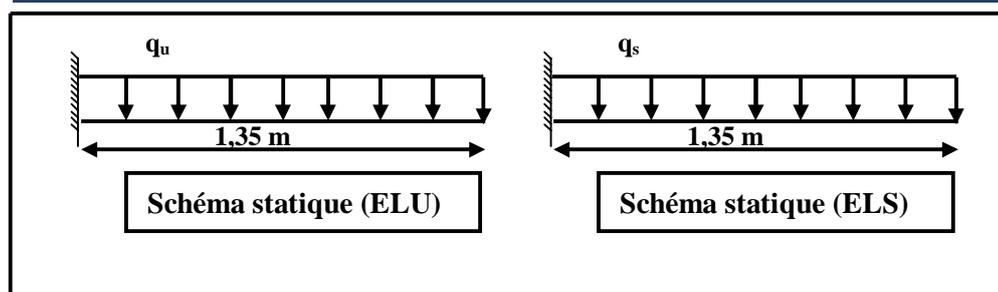
Figure III.56: Schéma de ferrailage du voile

**III.6.9) Etude de la poutre console :****III.6.9.1) Introduction :**

La poutre console est une poutre qui supporte les volées d'escalier balancé (RDC). Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées, (réaction B calculée précédemment dans le volée 2 c'est le cas le plus défavorable).

a) Schéma statique de calcul :

Figure III.57: Schéma statique de calcul



b) Pré dimensionnement de la poutre console :

Selon le **BAEL91**, le critère de rigidité est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{135}{15} \leq h \leq \frac{135}{10} \quad \text{on prend: } h = 35\text{cm} \\ 0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 14 \leq b \leq 28 \quad \text{on prend: } b = 30\text{cm} \end{array} \right.$$

c) Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad \Longleftrightarrow \quad 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \quad \frac{35}{30} = 1.17 < 4 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

On adopte: (b x h) = (30x35).

d) Charge revenant à la poutre console :

Poids propre de la poutre palier : $G_{PP} = 0,3 \times 0,35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$

Réaction du palier : $R_{UB} = 56.86 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier : $R_{SB} = 41.32 \text{ KN/ml}$

e) Combinaison d'action :**✓ À l'ELU :**

$$q_u = 1.35 G_{PP} + R_{UB} = 1.35 (2.625) + 56.86 = 60.40 \text{ KN/ml.}$$

✓ À l'ELS :

$$q_s = G_{PP} + R_{SB} = 2.625 + 41.32 = 43.95 \text{ KN/ml.}$$

f) Sollicitations de calcul :**✓ À l'ELU :****• Moment d'encastrement :**

$$M_u = q_u \frac{L^2}{2} = 60.40 \times \text{Erreur ! Signet non défini.} \frac{(1.35)^2}{2} = 55.04 \text{ KN.m}$$

• L'effort tranchant:

$$T_u = q_u L = 60.40 \times 1.35 = 81.54 \text{ KN}$$

✓ À l'ELS:**• Moment d'encastrement :**

$$M_s = q_s \frac{L^2}{2} = 43.95 \times \text{Erreur ! Signet non défini.} \frac{(1.35)^2}{2} = 40.05 \text{ KN.m}$$

• Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

Figure III.58: Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

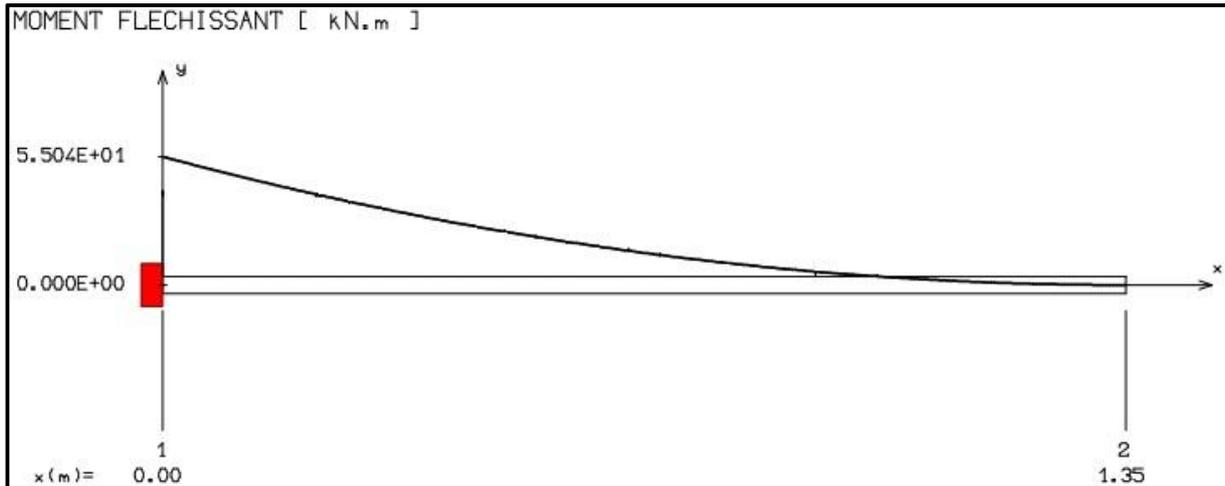


Figure III.59: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

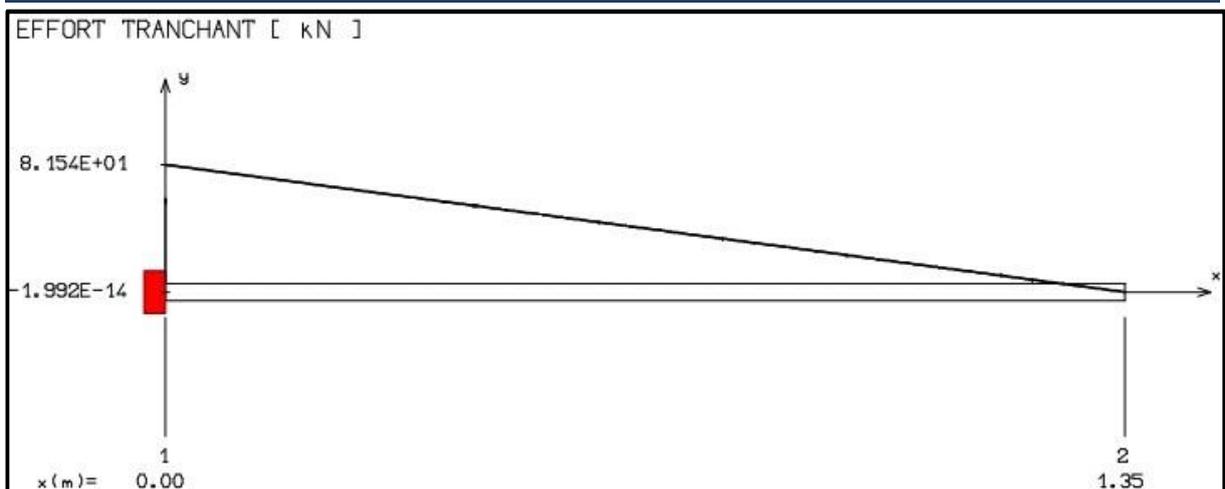
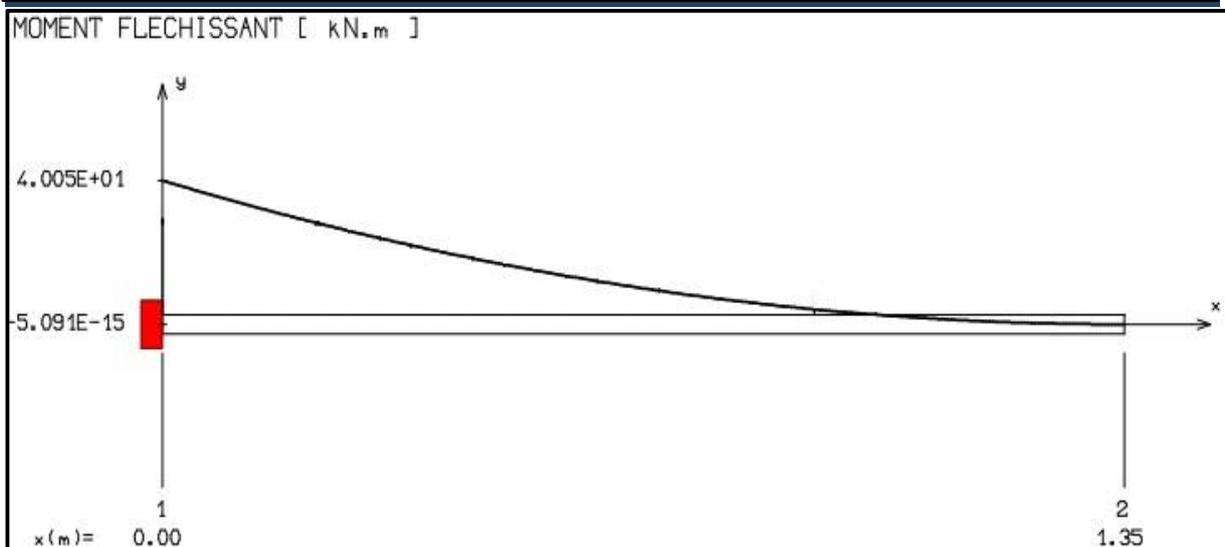


Figure III.60: Diagramme de moment fléchissant à l'ELS



Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

| Tableau III.49: les sollicitations de calcul | | |
|---|------------|------------|
| | ELU | ELS |
| M_{max}(KN.m) | 55.04 | 40.05 |
| T_{max}(KN) | 81.54 | / |

III.6.9.2) Ferraillage de la poutre console :

On fait les calculs à la flexion simple et la fissuration est considérée peu nuisible avec :

$b=30\text{cm}$; $h=35\text{cm}$; $d=0,9h=31,5\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$;

$\sigma_s=348\text{MPa}$; $f_{bu}=14,2\text{Mpa}$

a) à l'ELU :

• Moment réduit :

$$\mu = \frac{55.04 \times 10^6}{300 \times (315)^2 \times 14,2} = 0.13 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc $A'_s = \{\text{section armée par des armatures tendues}\}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,175$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,993$$

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

• Section d'armatures

$$A_s = \frac{M^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{55.04 \times 10^5}{0,93 \times 31,5 \times 348 \times 10^2} = 5.4 \text{ cm}^2$$

b) Vérification à l'ELS :

✚ Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A_s + A_s')y - 15(dA_s + d'A_s') = 0 \Rightarrow \eta = 15 \quad ; \quad A' = 0$$

$$Y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7,5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right] \quad Y : \text{position de l'axe neutre}$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A_s' (y - d')^2 \implies \eta = 15 \quad (\text{Moment d'inertie})$$

| Tableau III.50: Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS | | | | | |
|---|--------------------------------------|-----------|-------------------------|--------------------------|------------------------------------|
| M _s (KN.m) | A _s (cm ²) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ _{bc} (MPa) | σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} |
| 40.05 | 5.40 | 10.62 | 47291.63 | 8.99 | Condition vérifiée |

NB : La fissuration étant peu préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

c) Vérification de la condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 / 99):

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,14 \text{ cm}^2 < A_s = 5,40 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Choix d'armatures :

Armatures longitudinales :

Choix : 6HA12 = 6.79 cm² {dans la nappe supérieur}

NB : Pour la section d'armature longitudinal adopté on prend 3HA12 comme des barres filantes dans la nappe supérieur et 3HA12 comme des barres filantes dans la nappe inférieur {des armatures de montage}

▪ 3HA12 comme des chapeaux en appui dans les armatures longitudinales de la nappe supérieur de longueur :

$$\frac{L}{4} = \frac{135}{4} = 0.34 \text{ m}$$

e) Vérification à l'ELU :

| Tableau III.51: Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELU | | | | | | | |
|---|----------------------------|-----------------------|---|------------------------|--------------------------|------------------------|---|
| T max (KN) | Contrainte de cisaillement | | | Contrainte d'adhérence | | | |
| | τ _u (MPa) | τ̄ _u (MPa) | Obs | ∑ U _i (mm) | τ _{se} (MPa) | τ̄ _{se} (MPa) | Obs |
| 81.54 | 0.86 | 3.33 | τ _u < τ̄ _u C.V | 226.08 | 1.27 | 3.15 | τ _{se} < τ̄ _{se} C.V |

f) Calcul des armatures transversales:

➤ Selon le BAEL 91/99 :

Dans le cas courant la flexion simple avec des armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) :

$K=1$, en flexion simple :

$$\left. \begin{aligned} \frac{A_t}{b_0 S_t} &\geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28}}{0.9 \sigma_s} \\ S_t &\leq \text{Min}\{0.9d; 40\text{cm}\} \end{aligned} \right\} \quad (\text{Ch 13, § III.3})\text{BAEL 91/99}$$

La section exigé par la condition de non fragilité : **(Ch 13, § III.3) BAEL 91/99**

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right\}$$

$$\phi = \min \begin{cases} \frac{h}{35} = 1\text{cm} \\ \frac{b}{10} = 3\text{cm} \\ \phi_\ell = 1.2\text{cm} \end{cases} \quad (\text{Ch 13, § III.3})\text{BAEL 91/99}$$

ϕ_ℓ Représentant le diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres

On prend : $\phi = 8\text{mm}$

➤ Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003) :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\} \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante}$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales

Avec :

A_t : Section des armatures transversales

S_t : Espacement entre les armatures transversales

Donc :

$$S_t \leq \text{Min}\{28.35\text{ cm}; 40\text{ cm}\} = 28.35\text{cm}$$

$$S_t \leq \text{Min}\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right\} = 8.75\text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5\text{ cm en zone courante}$$

Donc on prend :

$$S_t = 8 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm en zone courante}$$

Et :

$$A_t \geq \frac{b_0 S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \sigma_s} = \frac{30 \times 15 \times (0.86 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 348} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.003 b_0 S_t = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{la condition de non fragilité : } \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.43 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } A_t \geq \frac{0.43 \times b_0 S_t}{f_e} = \frac{0.43 \times 30 \times 15}{400} = 0.48 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_t = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$

NB : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement. (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003)

g) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

(Art : A.5.1.3.13. BAEL.91/99)

✚ Vérification de la contrainte de compression :

$$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 \quad ; a = 0.9d \quad \text{Avec : } V_u = 81.54 \text{ KN, } b_0 = 30 \text{ cm, } d = 31.5 \text{ cm}$$

$$V_u \leq 0.4 \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 315 \times 300$$

$$\Rightarrow 81.54 \text{ KN} \leq 567 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✚ Vérification des armatures longitudinales :

$$\text{Pour l'appui de rive : } A_{s \text{ appui}} \geq \frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{Avec : } A_s = 6.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\Rightarrow 8.01 \text{ cm}^2 \geq \frac{81.54 \times 10^3}{400 \times 10^2 / 1.15} \Rightarrow 8.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \geq 2.34 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

h) Vérification de la flèche : (Art B.6.5.1) BAEL91/99

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

Les conditions à vérifier d'après le **BAEL91/99** :

✓ On a trois inégalités à vérifier :

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{300} = 0,117 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow C.V.$$

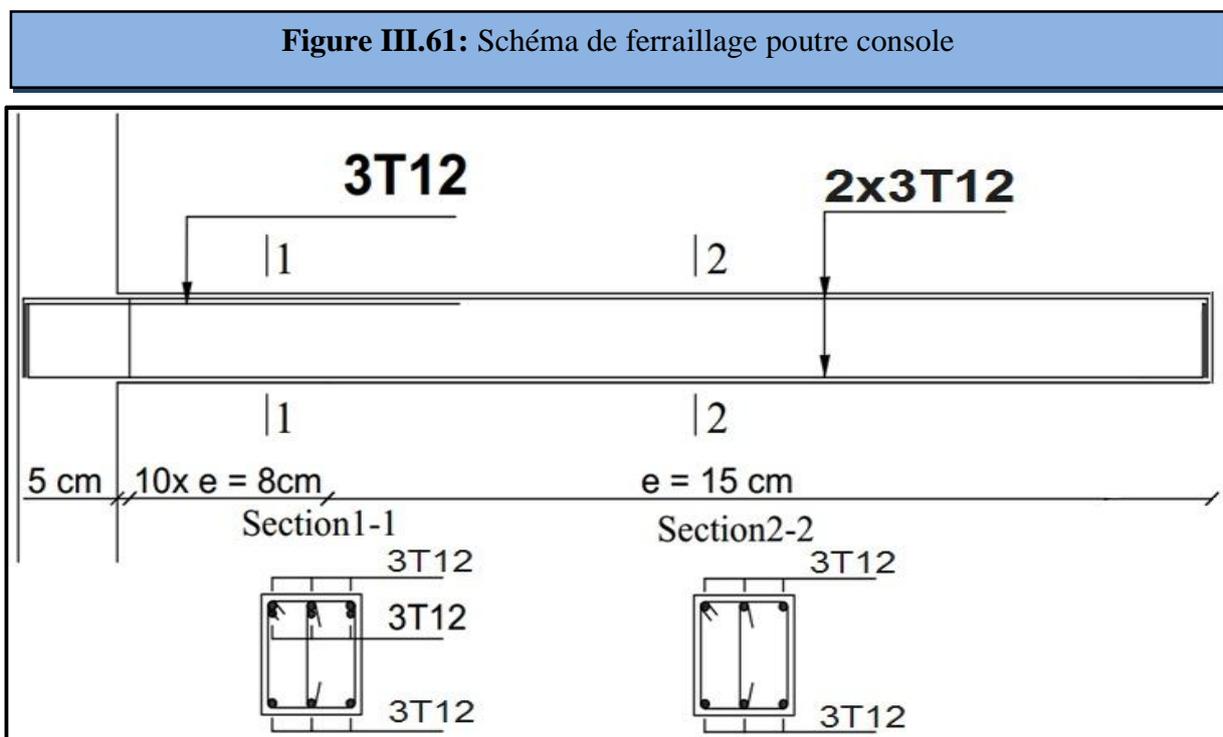
$$\frac{A}{bd} = \frac{6.79}{30 \times 31.5} = 7.18 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 Mpa \rightarrow C.V.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{300} = 0,117 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{40.05}{40.05} = 0.1 \rightarrow C.V.$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Conclusion : ferrailage adoptée

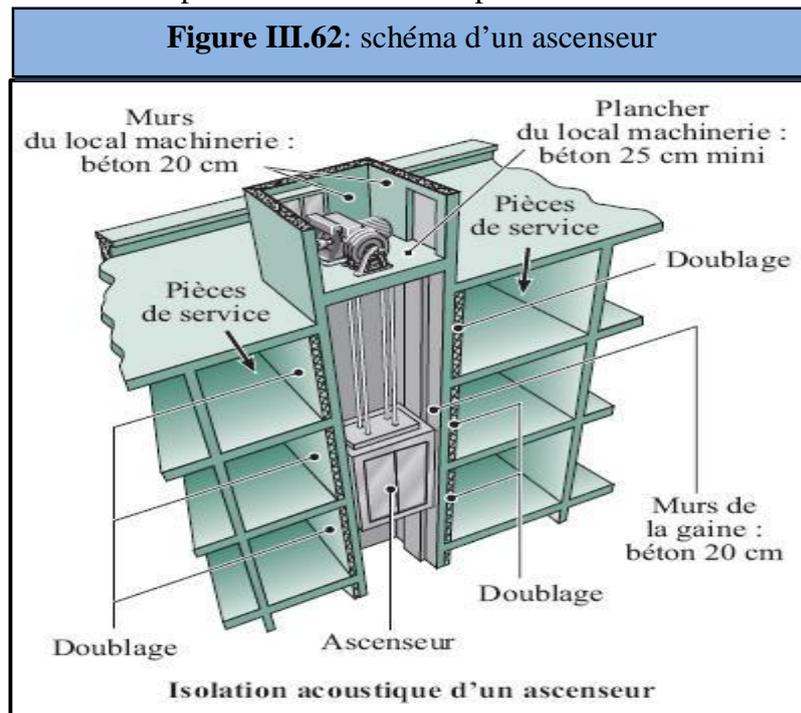
i) Schéma de ferrailage :



III.7) ETUDE DE L'ASCENCEUR :

III.7.1) Introduction :

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes ou des chargements aux différents étages d'un bâtiment. Il représente un avantage car il permet la principale forme de circulation verticale dans les bâtiments supérieurs à cinq étages. C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettent l'accès des personnes et de matériel.



III.7.2) Etude de la dalle d'ascenseur :

Pour assurer la stabilité et la rigidité de notre dalle, le calcul se fait dans les deux sens longitudinale et transversale.

La dalle d'ascenseur risque le poinçonnement à cause de la force concentrée appliquée par des appuis de moteur.

III.7.2.1) Pré-dimensionnement

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

Nous avons des conditions à vérifier :

✓ Pour un panneau isolé :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{165}{30} = 5.5 \text{ cm}$$

Le R.P.A impose que $h_{\min} \geq 12 \text{ cm}$

✓ Condition de l'E.N.A :

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

Donc on opte pour une dalle machine d'épaisseur $e = 25$ cm.

III.7.3) Evaluation des charges et surcharges :

III.7.3.1) Charges répartie :

a) Charges permanentes

le poids de la dalle + Revêtement : $G = 0.25 \times 25 + 0.05 \times 22 = 7.35$ kN/m²

b) Surcharges permanentes :

On prend comme charge d'exploitation sur la dalle machine: $Q = 1$ kN/m²

III.7.3.2) Charges concentrée :

a) Charges permanentes

Pour une cabine conçue pour 9 personnes :

Poids cabine +Machinerie {Treuil + Moteur} + Contre poids + Les câbles en acier

$$G_T = 60 \text{ KN}$$

b) Surcharges d'exploitations

Pour une cabine d'ascenseur type 9 personnes : surfaces utiles 1,96 m² {NFP82-201}

$$Q_T = 6.75 \text{ KN}$$

III.7.4) Combinaison de charge :

Si on suppose que la charge concentrée est localisé au centre de la dalle, le tableau suivant résume les résultats trouvés :

Tableau III.52 : Combinaison des charges appliquée sur la dalle machine

| Combinaison | Charges réparties (KN/m ²) | Charges concentrée (KN) |
|-------------|--|-------------------------|
| ELU | 11.42 | 91.12 |
| ELS | 8.35 | 66.75 |

III.7.4.1) Calcul des sollicitations :

a) Calcul des moments sous charge uniformément répartie :

Calcul de α :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.65}{2.75} = 0.6 \quad \Rightarrow \quad 0.4 < \alpha < 1 \quad \Rightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

On a :

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Tel qu'à l'ELU :

$$\mu_{x,u} = 0.0822 \quad \Rightarrow \quad M_{x,1} = 0.0822 \times 11.42 \times 1.65^2 = 2.55 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{yru} = 0.2948 \Rightarrow M_{y,1} = 0.2948 \times 2.55 = 0.75 \text{ KN.m}$$

Et à l'ELS :

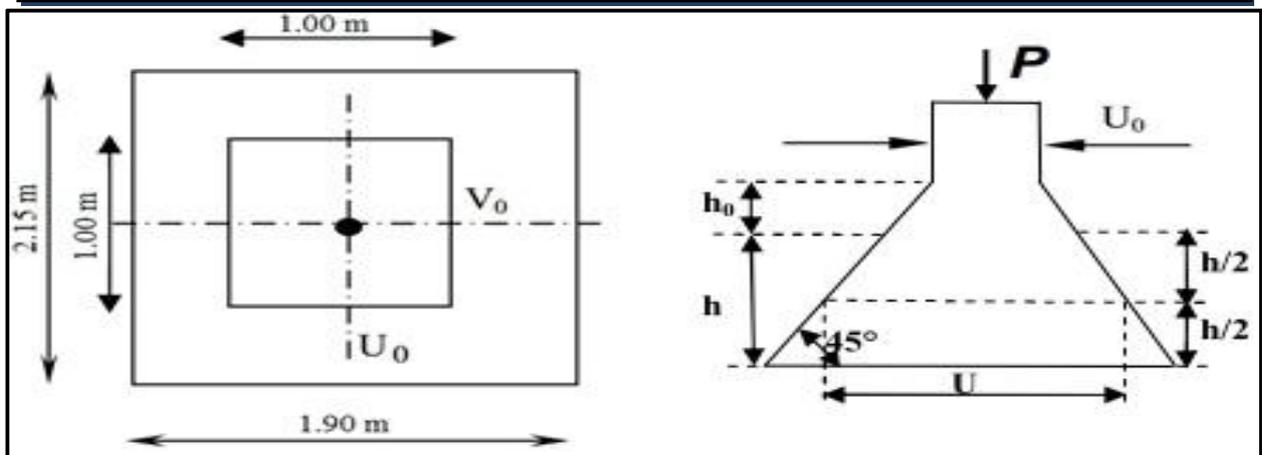
$$\mu_{x,ser} = 0.0870 \Rightarrow M_{x,1} = 0.0870 \times 8.35 \times 1.65^2 = 1.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{y,ser} = 0.4672 \Rightarrow M_{y,1} = 0.4672 \times 1.97 = 0.92 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments sous charge localisée :

L'étude des dalles portant sur quatre cotés et soumises à des charges localisées qui s'exercent sur une surface réduite $U \times V$ est entreprise à partir des abaques de PIGEAUD en plaçant la charge au centre.

Figure III.63: Répartition de la charge localisée sur la dalle



Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle { 25 cm }

e : épaisseur du revêtement { 5 cm }

Les abaques donnent les moments par mètre linéaire au centre :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

ν : coefficient de poisson

$\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0.2$ à l'ELS

Et :

$(M_1; M_2)$ sont des coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ et $\left(\frac{V}{L_y}\right)$

Tel que :

$$U = U_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 25 = 135 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 25 = 135 \text{ cm}$$

A partir des abaques on a :

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.35}{1.65} = 0.82$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1.35}{2.75} = 0.49$$

On prend le tableau de PIGEAUD pour $\alpha = 0.6$ {ANNEXE A, A-7} Page 295 «CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME {M.BELAZOUGUI} ».

Et par itération on trouve :

$$M_1 = 0.0875$$

$$M_2 = 0.0426$$

Donc à l'ELU :

$$M_{x,2} = P(M_1 + vM_2) = 91.12 \times 0.0875 = 7.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + vM_1) = 91.12 \times 0.0426 = 3.88 \text{ KN.m}$$

Et à l'ELS :

$$M_{x,2} = P(M_1 + vM_2) = 66.75 \times (0.0875 + 0.2 \times 0.0426) = 6.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + vM_1) = 66.75 \times (0.0426 + 0.2 \times 0.0875) = 4.01 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

✓ A l'ELU :

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 10.52 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 4.63 \text{ KN.m}$$

✓ A l'ELS :

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 8.38 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 4.93 \text{ KN.m}$$

A Cause de la continuité de la dalle les moments en travée et en appuis sont :

✓ Dans le sens X-X :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75M_x$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = -0.5M_x$$

✓ Dans le sens Y-Y :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75M_y$$

$$\text{En appuis : } M_{ay} = -0.5M_x$$

| Tableau III.53 : Tableau récapitulatif des moments de la dalle machine | | | | | | |
|--|--------------|-----------------|-----------------|--------------|-----------------|-----------------|
| | Sens X-X | | | Sens Y-Y | | |
| | M_x (KN.m) | M_{tx} (KN.m) | M_{ax} (KN.m) | M_y (KN.m) | M_{ty} (KN.m) | M_{ay} (KN.m) |
| ELU | 10.52 | 7.89 | - 5.26 | 4.63 | 3.47 | - 5.26 |
| ELS | 8.38 | 6.28 | - 4.19 | 4.93 | 3.70 | - 4.19 |

✓ **Diagrammes des moments fléchissant :**

Figure III.64: Diagrammes des moments à L'ELU

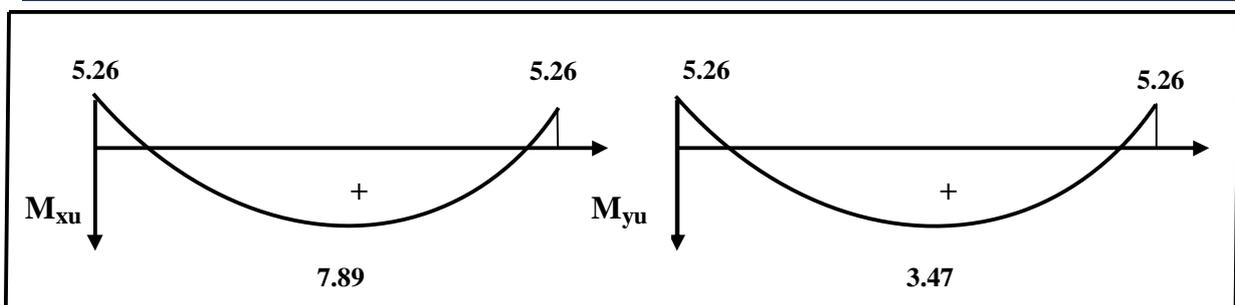
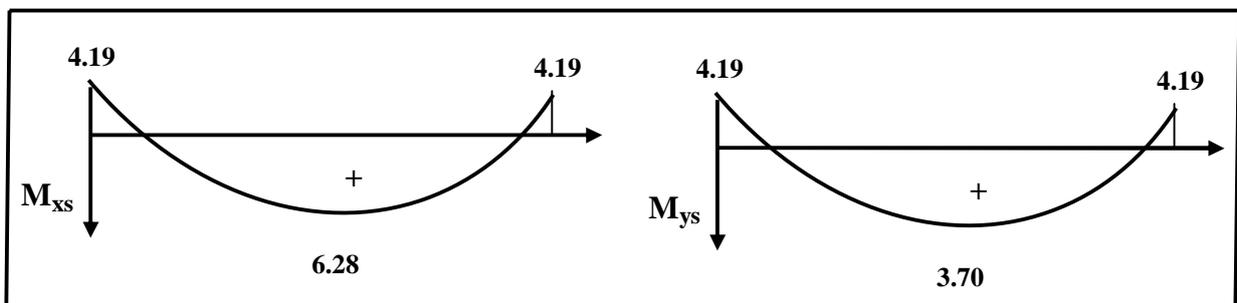


Figure III.65 : Diagrammes des moments à L'ELS



III.7.5) Calcul des armatures :

Pour assurer la stabilité et la rigidité de notre dalle, le calcul se fait dans les deux sens longitudinal et transversale.

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire avec :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 22.5 \text{ cm}$; $d' = C' = 2.5 \text{ cm}$.

III.7.5.1) A L'ELU

a) En travée :

▪ **Sens (X-X)**

• **Moment réduit**

$$\mu = \frac{7.89 \times 10^6}{1000 \times (225)^2 \times 14,2} = 0.011 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A'_s = 0$ {section armée par des armatures tendues }

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

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,994$$

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

$$A_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,89 \times 10^5}{0,994 \times 22,5 \times 348 \times 10^2} = 1,01 \text{ cm}^2$$

▪ **Sens (Y-Y)**

• **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{3,47 \times 10^6}{1000 \times (225)^2 \times 14,2} = 0,005 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A'_s = 0$ {section armée par des armatures tendues }

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,006$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,998$$

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

$$A_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,47 \times 10^5}{0,998 \times 22,5 \times 348 \times 10^2} = 0,44 \text{ cm}^2$$

b) **En appuis :**

▪ **sens (X-X et Y-Y) :**

$$\mu = \frac{5,26 \times 10^6}{1000 \times (225)^2 \times 14,2} = 0,0073 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc $A'_s = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0091$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,996$$

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

$$A_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,26 \times 10^5}{0,996 \times 22,5 \times 348 \times 10^2} = 0,67 \text{ cm}^2$$

III.7.5.2) Vérification à l'ELS :**a) Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A_s + A_s')y - 15(dA_s + d'A_s') = 0 \Rightarrow \eta = 15 \quad ; \quad A' = 0$$

$$Y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7,5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right] \quad \mathbf{Y : \text{position de l'axe neutre}}$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5A_s}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A_s' (y - d')^2 \implies \eta = 15 \quad (\text{Moment d'inertie})$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.54 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS

| Position | | M_{ser} (KN) | Y (cm) | I (cm^4) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Obs |
|----------------|--------|----------------|--------|----------------|---------------------|---------------------------|-----|
| Sens XX | travée | 6.28 | 2.46 | 6580.49 | 2.35 | 15 | CV |
| | appuis | 4.19 | 2.03 | 4490.01 | 1.89 | 15 | CV |
| Sens YY | travée | 3.70 | 1.66 | 3018.89 | 2.03 | 15 | CV |
| | appuis | 4.19 | 2.03 | 4490.01 | 1.89 | 15 | CV |

NB : Les fissurations étant peu préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

b) Condition de non fragilité : (Art B.7.4) BAEL91/99)

La section minimale pour les dalles dans :

Sens X-X :

$$A_{min} \geq \rho_0 bh \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

Sens Y-Y :

$$A_{\min} \geq \rho_0 bh$$

Avec : $\rho_0 = 0.0008$ pour feE400

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

| Tableau III.55 : Tableau récapitulatif des sections d'armature de la dalle machine | | | | | | | | | |
|--|--------|-------|---------|----------------------|---------|-------|------------|-------|--------------|
| position | | M_u | μ_U | $\mu_l = 0.392$ | β | A_s | A_{\min} | choix | A_s adopté |
| Sens X-X | Travée | 7.89 | 0.011 | $A'_s = 0$ {SAAT} | 0.994 | 1.01 | 2.40 | 5HA10 | 3.93 |
| | Appuis | 5.26 | 0.0073 | $A'_s = 0$ {SAAT} | 0.996 | 0.67 | 2.40 | 5HA10 | 3.93 |
| Sens Y-Y | Travée | 3.47 | 0.005 | $A'_s = 0$ {SAAT} | 0.998 | 0.44 | 2.00 | 5HA10 | 3.93 |
| | Appuis | 5.26 | 0.0073 | $A'_s = 0$ {SAAT} | 0.996 | 0.67 | 2.00 | 5HA10 | 3.93 |

{SAAT} \implies {Section Armée par des Armatures Tendues}

c) Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL, Art A.5.1.2) :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a $U = V$

Donc : (CH III-32-) Page 165 «CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME {M.BELAZOUGUI} »

Au milieu de U on a :

$$V_u = \frac{P_u}{(2U + V)} = \frac{91.12}{2 \times 1.35 + 1.35} = 22.5 \text{ KN}$$

Au milieu de V on a :

$$V_u = \frac{P_u}{3U} = \frac{91.12}{3 \times 1.35} = 22.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{22.5 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification au poinçonnement : (BAEL91/99 .Art : A.5.2.42)

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : q_u : charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour

h : Épaisseur de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(135 + 135) = 5.40 \text{ m}$$

$$q_u \leq \frac{0.045 \times 5.40 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 1012.5 \text{ KN}$$

$$q_u = 91.12 \text{ KN} < 1012.5 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

e) Vérification de l'écartement minimal des barres : (Art A-8.2.42)BAEL91/99 :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à la :

Direction la plus sollicitée : $St \leq \min(2h; 25\text{cm})$

Direction perpendiculaire : $St \leq \min(3h; 33\text{cm})$

Armatures supérieures : $St = 20\text{cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

Armatures inférieures : $St = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

f) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

(ch. 13 §IV.2) BAEL 91/99) :

✓ Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(22.5 + \frac{5.26}{0.9 \times 0.225} \right) \times 10 = 1.39 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

✓ Vérification de la contrainte de compression :

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 22.5 \text{ KN} < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 22.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 1350 \text{ KN} \text{ condition vérifiée}$$

g) Vérification de la flèche : (CH14 §II .4) BAEL91/99)

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

Les conditions à vérifier d'après le BAEL91/99

On a deux inégalités à vérifier :

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{t, \text{user}}}{20 \times M_{0x}} \Rightarrow \frac{25}{165} \geq \frac{6.28}{20 \times 8.38} \Rightarrow 0.15 \geq 0.037 \rightarrow C.V$$

$$\text{b) } \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 22.5} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 1.75 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \rightarrow C.V$$

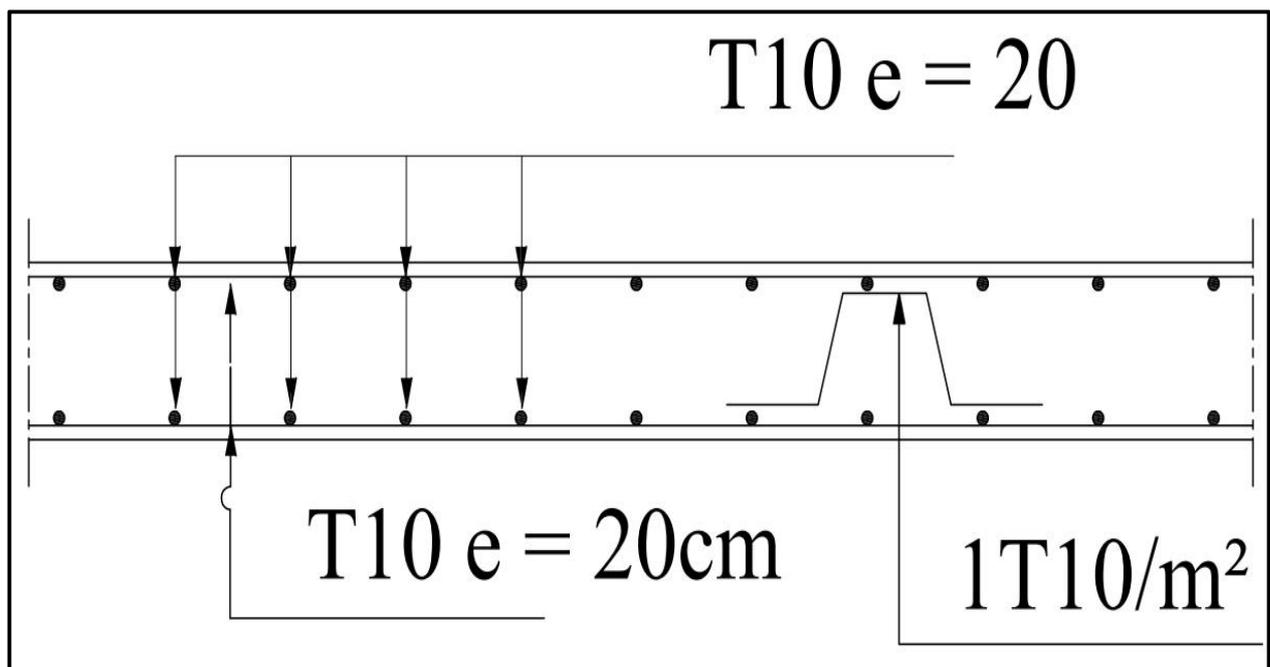
Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Conclusion** : Ferrailage adoptée.

❖ **Schéma de ferrailage** :

NB : On prévoit des chaises entre les deux nappes d'armature pour garder l'espacement entre les nappes, soit 1T10/m².

Figure III.66 : Schéma de ferrailage de la dalle machine





Chapitre VI

Etude dynamique et sismique



IV.1) Introduction :

Le dimensionnement ou la vérification des structures au séisme a généralement pour but d'assurer la protection des vies humaines et de limiter l'étendu des dommages aux ouvrages et aux biens. La réponse d'une structure aux sollicitations dynamiques engendrées par un séisme est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs, tels que l'intensité et la durée des secousses.

Ainsi pour un chargement dynamique on a recours à une étude dynamique de la structure, qui nous permet d'évaluer les résultats les plus défavorables de la réponse et de prendre en considération dans le calcul de l'ouvrage.

IV.1.1) Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.1.2) Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le "RPA99 modifié en 2003" [2]. Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la force sismique :

- ❖ La méthode statique équivalente.
- ❖ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

a) Méthode statique équivalente :

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 au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

b) Méthode d'analyse modale spectrale :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

c) Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

IV.2) Choix de la méthode de calcul :

Dans notre cas, BOUIRA se situe dans une zone de sismicité moyenne (**ZONE II**), et notre ouvrage est classé en (**Groupe 2**).

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié (**Bloc A**) (car le bâtiment ou le bloc étudié présente configuration irrégulière, et une hauteur totale : **$h=29.41m > 23m$** (Art 4.1.2 RPA 2003),

Mais elle est applicable dans le **Bloc B** mais pour des raisons de simplicité des calculs et comme nous avons besoin de l'effort tranchant à la base de la méthode modale spectral donc on fait les calculs par la méthode d'analyse modale spectrale.

Nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

IV.3) Méthode d'analyse modèle spectrale :

IV.3.1) Principe :

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement de la structure supposé élastique, permet le calcul des modes propres.

IV.3.2) Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes; La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV.3.3) Modélisation de la structure :

Notre structure est composée de deux blocs (A-B)

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.) dans les éléments structuraux, l'utilisation de l'outil informatique s'impose dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et connu sous le nom ETABS.

IV.3.4) Description du logiciel ETABS :

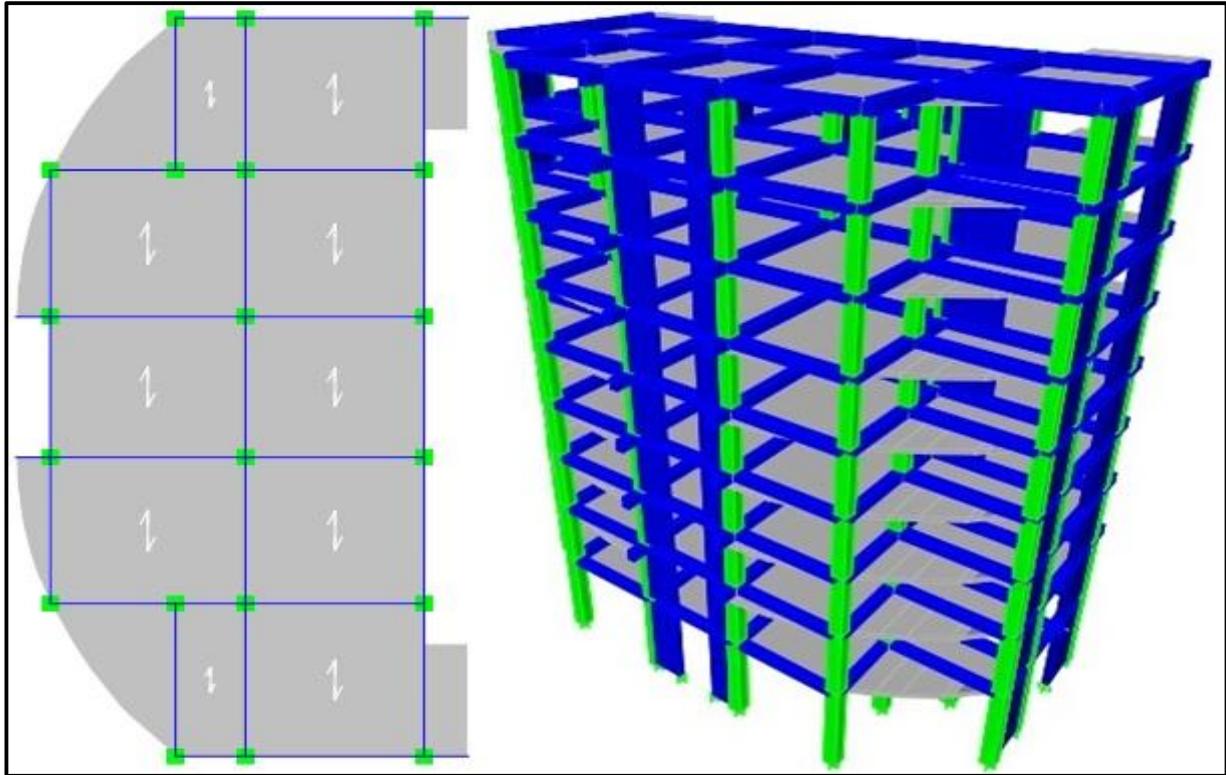
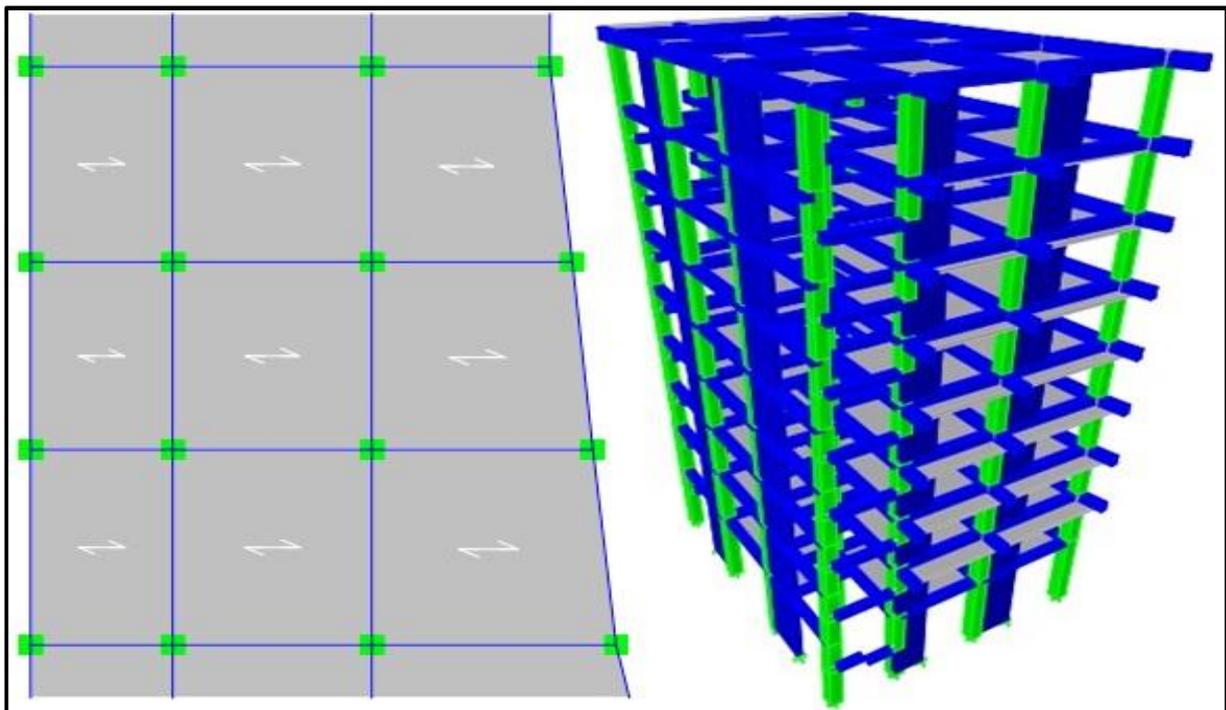
ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (**d.d.l.**) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments plaque « *Shell* » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité **βQ RPA99/version 2003** (dans notre cas **$\beta = 0,2$**) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir **2,5t/m³**.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

IV.3.5) Caractéristiques géométriques des blocs :**Bloc A :****Figure IV.1:** Vue en Plan et 3D du bloc A**Bloc B :****Figure IV.2:** Vue en Plan et 3D du bloc B

IV.3.6) Etapes de modélisation :

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

- 1) Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- 2) Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- 3) Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- 4) Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,.....).
- 5) Lancement de l'analyse du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- 6) Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.....).
- 7) Interprétation des résultats.

IV.4) Paramètres du spectre de réponse de calcul : {Art 4.3.3 PRA 99/V2003}

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

Selon le **RPA99/2003** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

η : Facteur de correction d'amortissement

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

IV.4.1) Détermination des paramètres du spectre de réponse :**a) Le coefficient d'accélération de la zone :**

Le coefficient d'accélération de zone est donné par le tableau (4.1) RPA99/2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas $A = 0.15$.

b) Le coefficient de comportement global de la structure :

La valeur de coefficient de comportement globale de la structure est donnée par le tableau (4.3) RPA99/2003 en fonction du système de contreventement de la structure, on suppose que notre structure est **contreventée par des voiles porteurs** et après l'étude de la structure on fait la vérification de la part des efforts verticaux repris par les voiles,

Donc $R = 3,5$.

c) Le facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- ✓ La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- ✓ La régularité en plan et en élévation.
- ✓ La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non.

NB : Dans notre cas, nous avons choisi délibérément d'imposer des pénalités à notre structure pour sous-estimer l'intensité de l'action sismique.

Tableau IV.1: Valeur de pénalités

| Critère « q » | Bloc A | | Bloc B | |
|---|---------|---------|---------|---------|
| | Sens XX | Sens YY | Sens XX | Sens YY |
| Condition minimales sur les files de contreventement. | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.05 |
| Redondance en plan. | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.05 |
| Régularité en plan. | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.05 |
| Régularité en élévation. | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.05 |
| Contrôle de la qualité des matériaux. | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.05 |
| Contrôle de la qualité de l'exécution. | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Facteur de qualité (Q) | 1.25 | 1.25 | 1.25 | 1.25 |

d) La période caractéristique associée à la catégorie du site :

Les valeurs des périodes caractéristiques associées à la catégorie de site sont données par le tableau (4.7) RPA99/2003 dans notre cas on a : $T_1 = 0.15$ et $T_2 = 0.50$

e) La période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir de formule empirique ou calculée par des méthodes analytique ou numériques

La formule empirique à utiliser est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : la hauteur total de la structure mesurée à partir de la base

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau (4.6) RPA99/2003.

Pour une structure contreventée partiellement ou totalement par des voiles en béton armé

$C_T = 0.050$.

NB : Les deux blocs ont la même hauteur

| Tableau IV.2: La période fondamentale des deux blocs | | |
|--|--------|--------|
| | Bloc A | Bloc B |
| $h_N(m)$ | 29.41 | 29.41 |
| T(Seconde) | 0.6314 | |

f) Le facteur d'amplification dynamique moyenne :

Le facteur d'amplification moyenne est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ Seconde} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3.0 \text{ Seconde} \end{cases}$$

Avec η le facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, dans notre cas on a un système de contreventement portique plus voile donc on prend la moyenne d'après le tableau (4.2) **RPA99/2003** donc : $\xi(\%) = (7+10) / 2 = 8.5 \%$.

$$\text{Alors : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 8.5)}} = 0.8165$$

On a $T_2 < T < 3.0$ Seconde

$$\text{donc : } D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

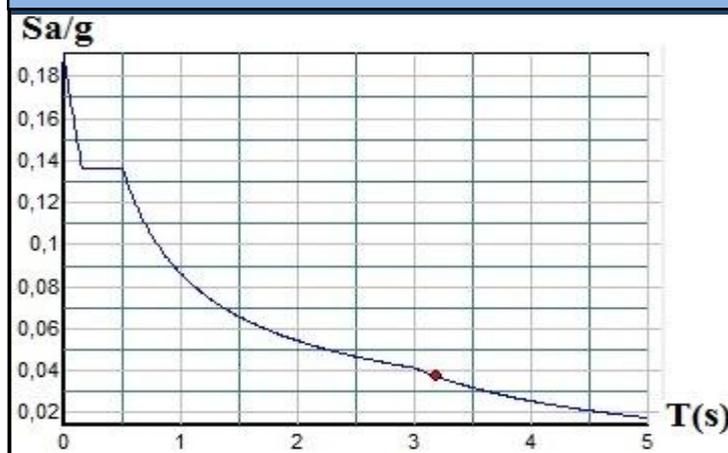
Tableau IV.3: Facteur d'amplification dynamique moyenne

| | Bloc A | Bloc B |
|------------|--------|--------|
| T(Seconde) | 0.6314 | 0.6314 |
| D | 1.75 | 1.75 |

• **Spectre de réponse de calcul :**

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise l'application **RPA 99**

Figure IV.3: Spectre de réponse de calcul



IV.4.2) Nombre de modes à considérer :

Selon le règlement parasismique algérien, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure ($\sum \alpha_i \geq 90\%$).

- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- ✓ Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) 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 :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et: } T_k \leq 0.20 \text{ s} \dots \dots \text{ (Art 4.3.4 RPA99/V2003)}$$

Où : **N** est le nombre de niveaux au dessus du sol et **T_K** la période du mode **K**.

IV.4.3) Justification du système de contreventement « détermination du coefficient de comportement R »

Selon les définitions données par le **RPA99/V2003**, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, pour que la structure soit contreventée par des voiles porteurs il faut que :

- ✓ les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ On considère que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

On tire les charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles à partir de l'ETABS {**Display ⇒ Show tables ⇒ Section Cut Forces**}

Donc :

Le pourcentage des charges verticales et charges horizontales est illustré dans les tableaux ci-dessous Avec :

F₁ : La charge horizontale suivant X.

F₂ : La charge horizontale suivant Y.

F₃ : La charge verticale reprise par l'élément.

Bloc A :

➤ Sous charges verticales :

Tableau IV.4: Les charges reprises par les voiles et par les portiques

| Niveau | Voile | portique | (%) voile | (%) Portique |
|-----------------|---------------------|---------------------|----------------|----------------|
| | F ₃ (KN) | F ₃ (KN) | F ₃ | F ₃ |
| Niveau 1 | 18805.43 | 24107.59 | 43.82 | 56.18 |

➤ Sous charges horizontales :

Tableau IV.5 : Les charges reprises par les voiles et par les portiques

| Niveau | Voile | | Portique | | % Voile | | % Portique | |
|-----------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | F ₁ (KN) | F ₂ (KN) | F ₁ (KN) | F ₂ (KN) | F ₁ | F ₂ | F ₁ | F ₂ |
| Niveau 1 | 1830.27 | 1912.33 | 282.51 | 268.97 | 86.63 | 87.67 | 13.17 | 12.33 |

Bloc B :

➤ Sous charges verticales :

Tableau IV.6: Les charges reprises par les voiles et par les portiques

| Niveau | Voile | portique | (%) voile | (%) Portique |
|-----------------|---------------------|---------------------|----------------|----------------|
| | F ₃ (KN) | F ₃ (KN) | F ₃ | F ₃ |
| Niveau 1 | 13167.03 | 19136.74 | 40.76 | 59.24 |

➤ Sous charges horizontales :

Tableau IV.7 : Les charges reprises par les voiles et par les portiques

| Niveau | Voile | | Portique | | % Voile | | % Portique | |
|-----------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | F ₁ (KN) | F ₂ (KN) | F ₁ (KN) | F ₂ (KN) | F ₁ | F ₂ | F ₁ | F ₂ |
| Niveau 1 | 1335.27 | 2479.55 | 211.52 | 194.77 | 86.33 | 92.72 | 13.67 | 7.28 |

Conclusion :

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement **est justifié** donc **R = 3.5**

IV.5) Modélisation :

IV.5.1) La disposition des voiles :

La disposition des voiles doit satisfaire un certaines conditions:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique
- Assurer une excentricité minimale
- Répartition homogène de masses et de rigidité

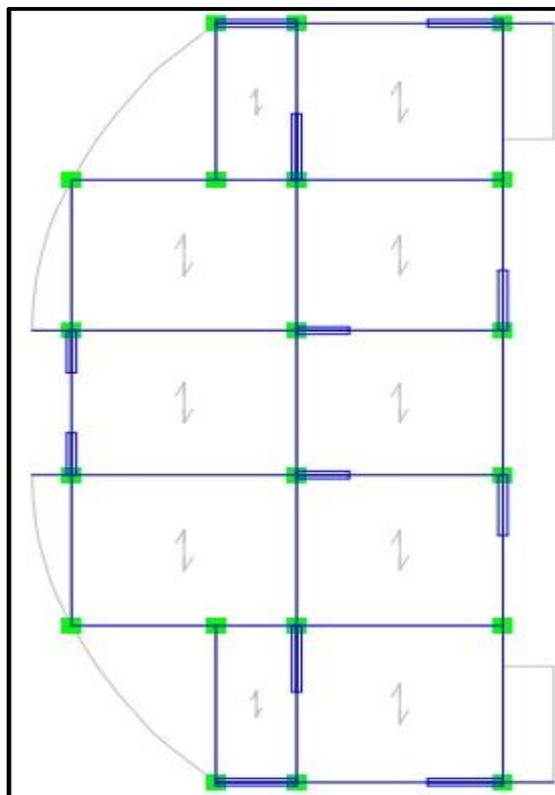
Nos critères de choix ont été basés sur le fait d'avoir dans le troisième mode une torsion avec un faible coefficient de participation modale, Cela pour avoir dans le premier et le deuxième mode des translations indépendantes dans le sens transversal et longitudinal.

Dans ce cadre nous avons procédé à la recherche d'une meilleure disposition des voiles qui permet une bonne reprise et absorption de l'action sismique en tenant compte des plans d'architectures

La disposition des voiles adoptée est indiquée dans les figures suivantes :

Bloc A :

Figure IV.4 : La disposition des voiles pour le bloc A



IV.5.2) Vérification de la participation des masses modales :

Les résultats obtenus par le logiciel « ETABS » \implies {Display \Rightarrow Show tables \Rightarrow Modal Participating Mass Ratios} sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8: Mode, Période, Facteurs de participation massique pour bloc A

| Mode | Période | Facteurs de participation massique (%) | | | | | | Nature |
|------|----------|--|----------------|----------------|----------------|---------|---------|-------------------|
| | | UX | UY | SumUX | SumUY | RZ | SumRZ | |
| 1 | 0.790933 | 74.1815 | 0 | 74.1815 | 0 | 0 | 0 | Translation XX |
| 2 | 0.75547 | 0 | 74.4126 | 74.1815 | 74.4126 | 0.0001 | 0.0001 | Translation YY |
| 3 | 0.619173 | 0 | 0.0018 | 74.1815 | 74.4144 | 72.9273 | 72.9274 | Torsion |
| 4 | 0.214306 | 14.5508 | 0 | 88.7323 | 74.4144 | 0 | 72.9274 | // |
| 5 | 0.21327 | 0 | 14.0228 | 88.7323 | 88.4373 | 0.0122 | 72.9396 | // |
| 6 | 0.162391 | 0 | 0.0104 | 88.7323 | 88.4477 | 15.266 | 88.2056 | // |
| 7 | 0.099429 | 0 | 5.649 | 88.7323 | 94.0966 | 0.0072 | 88.2128 | // |
| 8 | 0.095766 | 5.6720 | 0 | 94.4043 | 94.0966 | 0 | 88.2128 | // |

a) Analyse des résultats :

D'après les résultats du **Tableau IV.8**, on constate que :

T_{dyn} : la période obtenue par ETABS ($T_{dyn} = 0.7909$ sec)

T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_{RPA} = 0.6314$ sec)

D'après le **RPA 99/2003** la période de calcul de la structure T_{dyn} doit être inférieure à la période calculée par les formules empiriques, avec une majoration de la période calculée par **30 %**.

On :

$$T_{dyn} = 0.7909 \text{ sec} < T_{RPA} = 1.3 (0.6314) = 0.8208 \text{ sec} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Le premier mode** : C'est un mode de translation selon (x-x) avec un coefficient de participation modale égale à **74.1815 %**

➤ **le deuxième mode** : C'est un mode de translation selon (y-y) avec un coefficient de participation modale égale à **74.4126 %**.

➤ **Le troisième mode** : C'est un mode de torsion avec un coefficient de participation modale égale à **72.9273 %**.

- **0.0 %** selon le sens (x-x).
- **0.0001 %** selon le sens (y-y).

✚ La somme des masses Modales effectives atteindre **90%** de la masse totale de la structure dans le huitième mode donc le nombre de mode à considérer est 8 modes.

Les trois premières modes de vibration de la structure sont illustrées dans les figures suivantes :

Figure IV.5: Premier mode {translation pure XX} bloc A

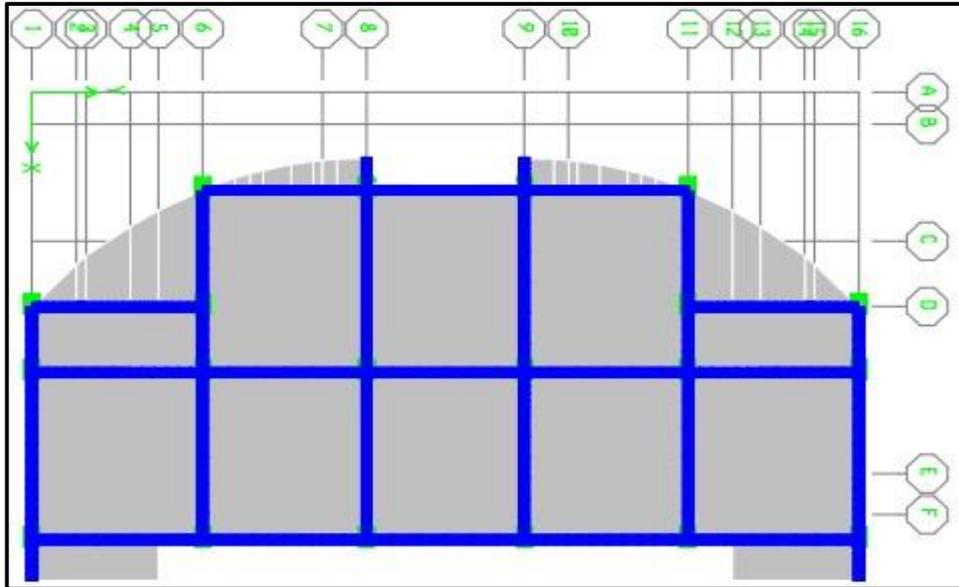


Figure IV.6: Premier mode {translation pure YY} bloc A

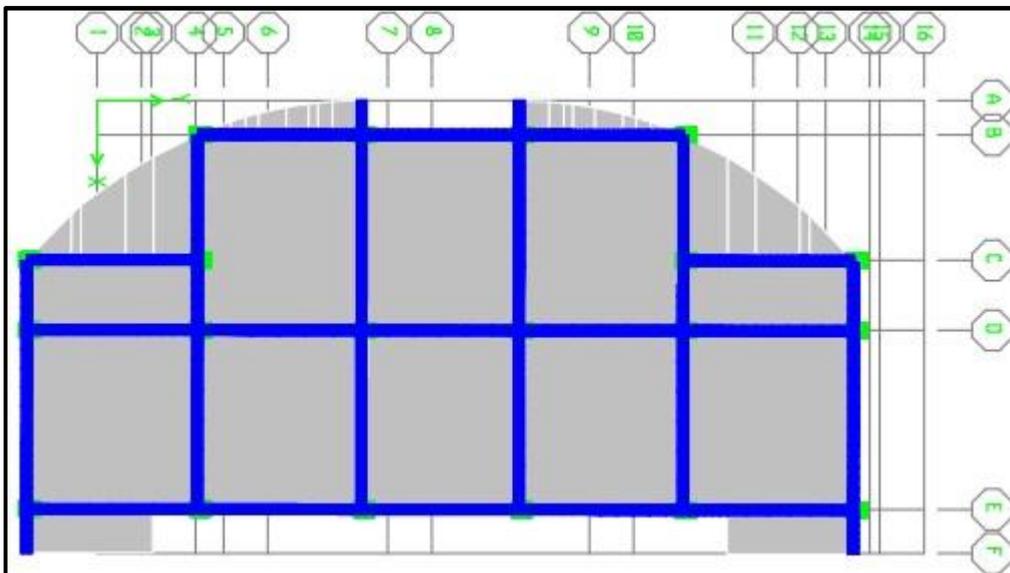
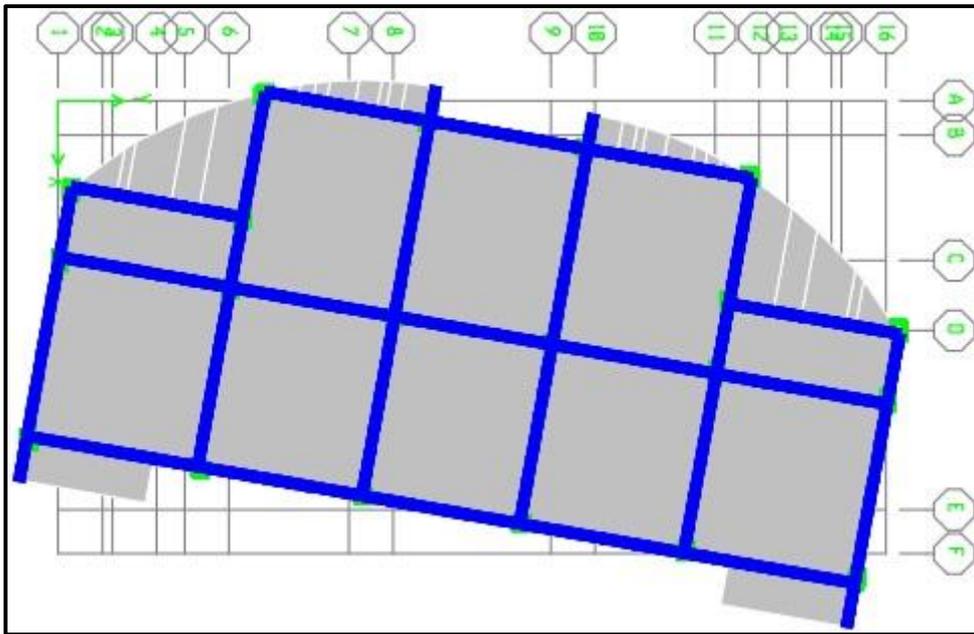
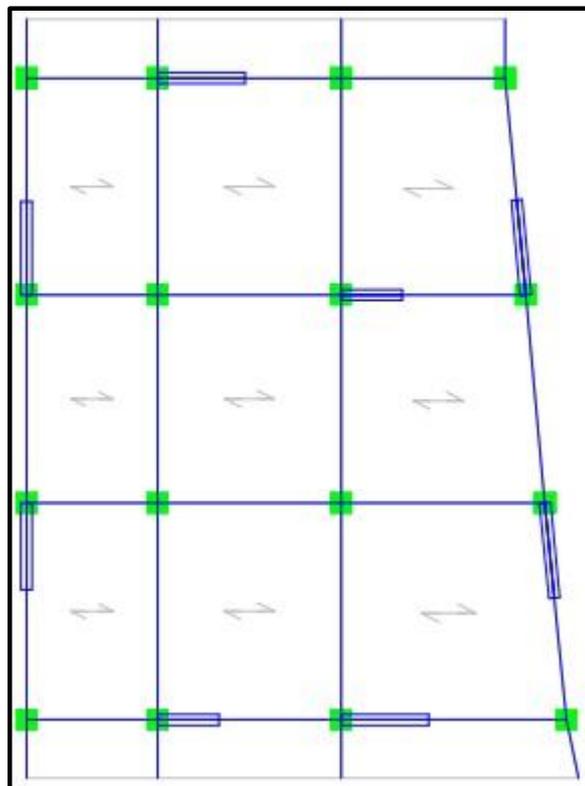


Figure IV.7: Troisième mode {torsion ZZ} bloc A



Bloc B :

Figure IV.8 : La disposition des voiles pour le bloc B



IV.5.3) Vérification de la participation des masses modales :

Les résultats obtenus par le logiciel (ETABS) {Display⇒ Show tables ⇒ Modal Participating Mass Ratios} sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. : Mode, Période, Facteurs de participation massique pour le bloc B

| Mode | Période | Facteurs de participation massique (%) | | | | | | Nature |
|------|----------|--|----------------|----------------|----------------|---------|---------|-------------------|
| | | UX | UY | SumUX | SumUY | RZ | SumRZ | |
| 1 | 0.803912 | 76.3827 | 0.9704 | 76.3827 | 0.9704 | 0.0585 | 0.0585 | Translation XX |
| 2 | 0.717011 | 0.9348 | 75.0468 | 77.3175 | 76.0172 | 0.0065 | 0.065 | Translation YY |
| 3 | 0.600655 | 0.0868 | 0.0001 | 77.4043 | 76.0173 | 76.9249 | 76.9899 | Torsion |
| 4 | 0.234973 | 12.2438 | 0.1809 | 89.6481 | 76.1982 | 0.03 | 77.0199 | // |
| 5 | 0.202699 | 0.2087 | 13.3148 | 89.8568 | 89.513 | 0.0125 | 77.0324 | // |
| 6 | 0.172646 | 0.0041 | 0.027 | 89.8609 | 89.54 | 12.549 | 89.5815 | // |
| 7 | 0.11204 | 4.6119 | 0.0813 | 94.4728 | 89.6213 | 0.0045 | 89.5860 | // |
| 8 | 0.093698 | 0.0867 | 4.9651 | 94.5595 | 94.5864 | 0.0659 | 89.6519 | // |

a) Analyse des résultats :

D'après les résultats du **Tableau VI.9**, on constate que :

T_{dyn} : la période obtenue par ETABS ($T_{dyn} = 0.8039$ sec)

T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_{RPA} = 0.6314$ sec)

D'après le **RPA 99/2003** la période de calcul de la structure T_{dyn} doit être inférieure à la période calculée par les formules empiriques, avec une majoration de la période calculée par **30 %**.

On :

$$T_{dyn} = 0.8039 \text{ sec} < T_{RPA} = 1.3 (0.6314) = 0.8208 \text{ sec} \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Le premier mode** : C'est un mode de translation selon(x-x) avec un coefficient de participation modale égale à **76.3827 %**

➤ **le deuxième mode** : C'est un mode de translation selon (y-y) avec un coefficient de participation modale égale à **75.0468 %**.

➤ **Le troisième mode** : C'est un mode de torsion avec un coefficient de participation modale égale à **76.9249** %.

- **0.0585** % selon le sens (x-x).
- **0.0065** % selon le sens (y-y).

✚ La somme des masses modales effectives atteindre **90%** de la masse totale de la structure dans le huitième mode donc le nombre de mode à considérer est 8 modes.

Les trois premières modes de vibration de la structure sont illustrées dans les figures suivantes :

Figure IV.9 : Premier mode {translation XX} bloc B

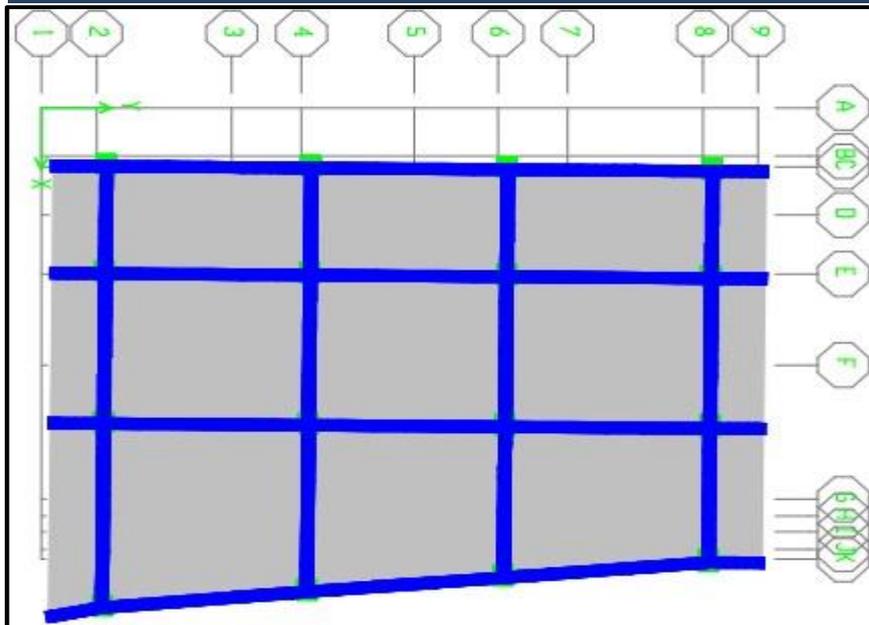


Figure IV.10 : Deuxième mode {translation YY} bloc B

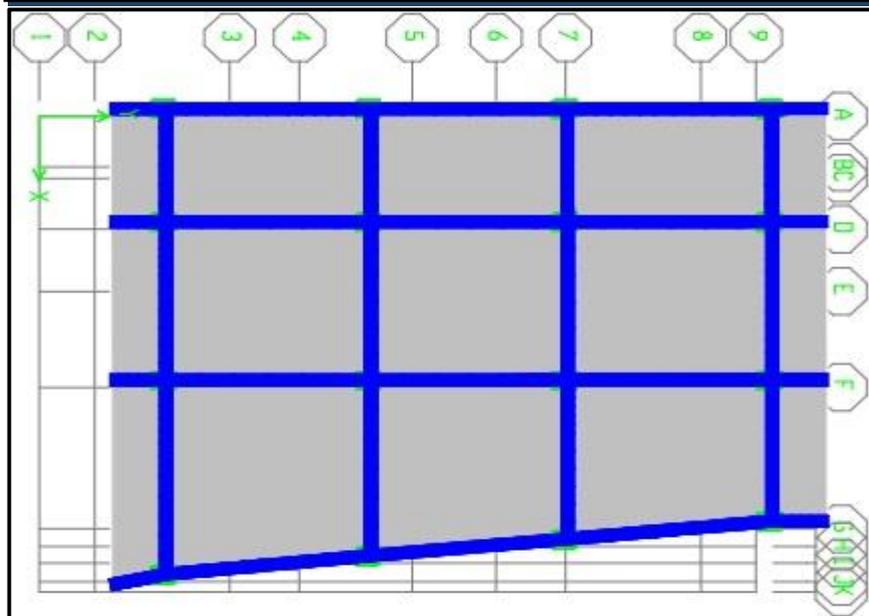
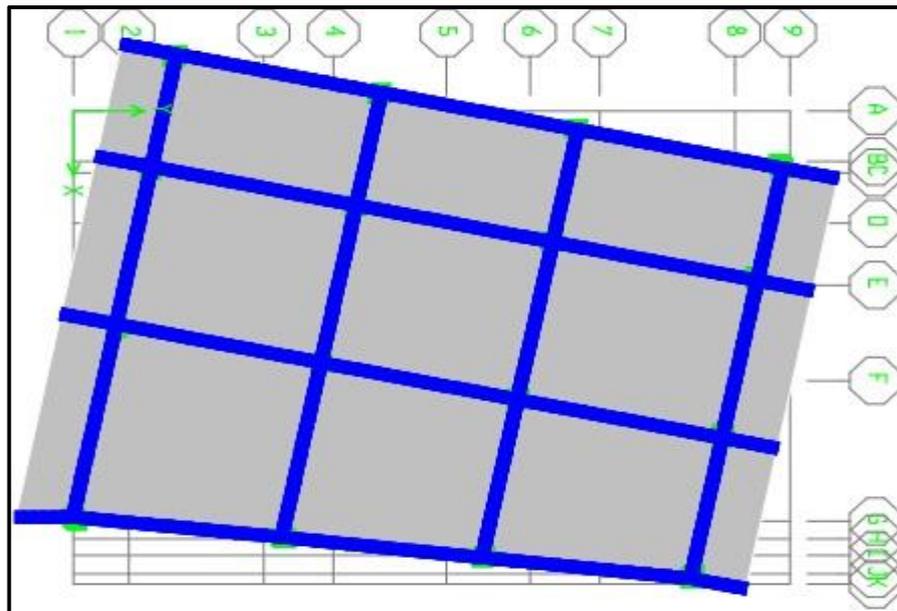


Figure IV.11: Troisième mode {torsion ZZ} bloc B

**Conclusion :**

On a atteint une participation modale importante, sachant qu'on a obtenu des translations indépendantes dans les deux sens transversal et longitudinal pour le premier et le deuxième mode, et une torsion avec un coefficient de participation modale plus ou moins nul pour le troisième mode. Toute en respectant la période fondamentale obtenue par les formules empiriques du **RPA99/V2003**.

IV.6) Détermination du poids total de la structure :

Le poids propre de la structure égale au poids des charges permanentes plus un pourcentage des charges d'exploitations :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération qui est en fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par **le tableau (4.5)RPA99/V2003** dans notre cas $\beta = 0.20$.

On tire les masses de chaque étage à partir de l'Etabs {**Display** ⇒ **Show tables** ⇒ **Building Data** ⇒ **Mass Data** ⇒ **diaphragm Mass Data**},

L'Etabs donne les masses de chaque étage en tonne donc :

On a :

le poids = la masse × L'accélération de la pesanteur

$$D'où : W_i(\text{kN}) = W_i(\text{Ton}) \times 9.81$$

Les résultats des masses et des poids de chaque étage pour chaque bloc sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.10 : Poids totale du bloc A

| Etage | Wi (Ton) | Wi (KN) | Wcumulé (KN) |
|------------------------|----------|---------|-----------------|
| Story 9 | 267,568 | 2624.84 | 2624.84 |
| Story 8 | 289,8371 | 2843.30 | 5468.14 |
| Story 7 | 289,8371 | 2843.30 | 8311.44 |
| Story 6 | 289,8371 | 2843.30 | 11154.74 |
| Story 5 | 292,9784 | 2874.12 | 14028.86 |
| Story 4 | 296,6838 | 2910.47 | 16939.33 |
| Story 3 | 296,6838 | 2910.47 | 19849.8 |
| Story 2 | 305,2533 | 2994.53 | 22844.33 |
| Story 1 | 341,3213 | 3348.36 | 26192.69 |
| Poids totale du bloc A | | | 26192.69 |

Tableau IV.11 : Poids totale du bloc B

| Etage | Wi (Ton) | Wi (KN) | Wcumulé (KN) |
|------------------------|----------|---------|-----------------|
| Story 9 | 200,7603 | 1969.46 | 1969.46 |
| Story 8 | 216,3691 | 2122.58 | 4092.04 |
| Story 7 | 224,9797 | 2207.05 | 6299.09 |
| Story 6 | 224,9797 | 2207.05 | 8506.14 |
| Story 5 | 227,4718 | 2231.50 | 10737.64 |
| Story 4 | 230,4227 | 2260.45 | 12998.09 |
| Story 3 | 230,4227 | 2260.45 | 15258.54 |
| Story 2 | 237,6537 | 2331.38 | 17589.92 |
| Story 1 | 249,4978 | 2447.57 | 20037.49 |
| Poids totale du bloc B | | | 20037.49 |

IV.7) Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont:

- **Le centre de Masse (CG).**
- **Le centre de Torsion (CR).**

IV.7.1) Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux). Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante:

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i} \\ Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i} \end{cases}$$

Ou:

- **W_i** : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- **X_i** et **Y_i** : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- **X_G** et **Y_G** : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Les résultats de centre de masse pour chaque niveau sont représentés dans le tableau suivant ;

À partir de logiciel « l'ETABS » \implies {Display \Rightarrow Show tables \Rightarrow Building Out Put \Rightarrow Center Mass Rigidity}:

Tableau IV.12: Coordonnée du centre de masse du Bloc A et B

| Etage | Bloc A | | Bloc B | |
|----------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | X _G (m) | Y _G (m) | X _G (m) | Y _G (m) |
| Story 9 | 7.31 | 12.6 | 5.939 | 8.549 |
| Story 8 | 7.371 | 12.6 | 5.837 | 8.564 |
| Story 7 | 7.371 | 12.6 | 5.671 | 8.571 |
| Story 6 | 7.371 | 12.6 | 5.671 | 8.571 |

| | | | | |
|----------------|-------|------|-------|-------|
| Story 5 | 7.367 | 12.6 | 5.668 | 8.573 |
| Story 4 | 7.364 | 12.6 | 5.665 | 8.575 |
| Story 3 | 7.364 | 12.6 | 5.665 | 8.575 |
| Story 2 | 7.363 | 12.6 | 5.651 | 8.577 |
| Story 1 | 7.287 | 12.6 | 5.394 | 8.62 |

IV.7.2) Centre de torsion:

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point {travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$\begin{cases} X_R = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}} \\ Y_R = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}} \end{cases}$$

Ou:

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_R, Y_R : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Les résultats de centre de masse pour chaque niveau sont représentés dans le tableau suivant ;

À partir de logiciel « l'ETABS » \implies {Display \Rightarrow Show tables \Rightarrow Building Out Put \Rightarrow Center Mass Rigidity}:

Tableau IV.13: Coordonnée du centre de torsion du Bloc A et B

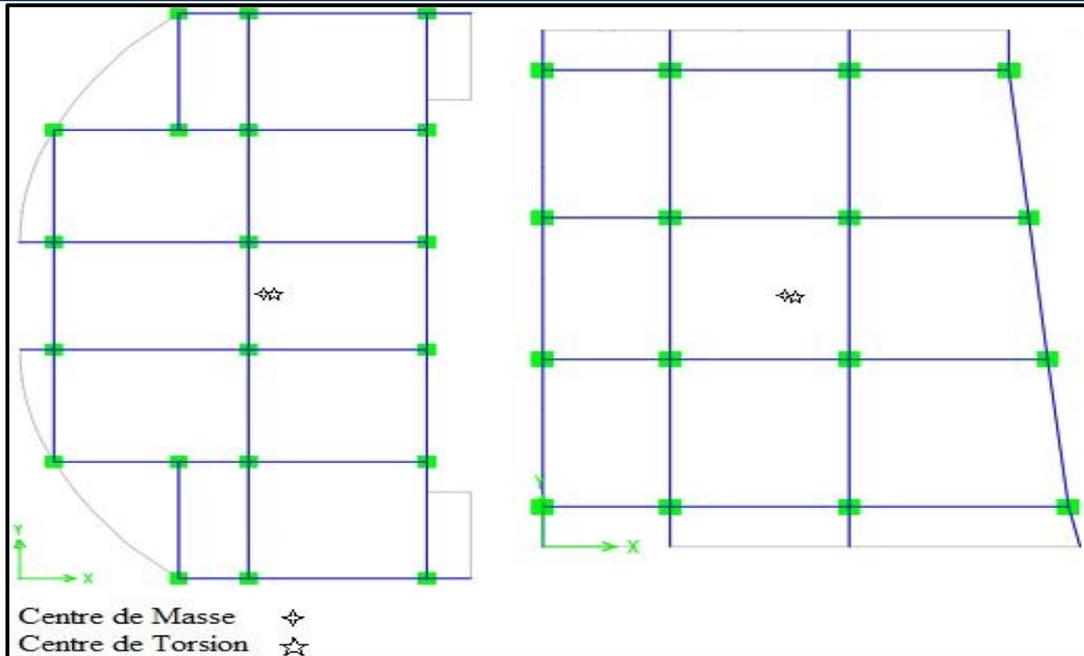
| Etage | Bloc A | | Bloc B | |
|---------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | X _R (m) | Y _R (m) | X _R (m) | Y _R (m) |
| Story 9 | 7.206 | 12.6 | 5.757 | 8.293 |
| Story 8 | 7.229 | 12.6 | 5.777 | 8.35 |
| Story 7 | 7.252 | 12.6 | 5.799 | 8.404 |
| Story 6 | 7.28 | 12.6 | 5.823 | 8.454 |
| Story 5 | 7.315 | 12.6 | 5.849 | 8.496 |
| Story 4 | 7.362 | 12.6 | 5.882 | 8.524 |
| Story 3 | 7.429 | 12.6 | 5.923 | 8.538 |
| Story 2 | 7.524 | 12.6 | 5.967 | 8.528 |
| Story 1 | 7.623 | 12.6 | 6 | 8.424 |

NB: le centre de masse le centre de torsion globale de la structure est la moyenne des centres de masse et des centres de torsion des différents niveaux.

Tableau IV.14: Coordonnée du centre de masse et du centre de torsion et du Bloc A et B

| | Bloc A | Bloc B |
|---------------------------------|------------------|-----------------|
| Coordonnée du centre de masse | {7.352 ; 12.6} m | {5.68 ; 8.57} m |
| Coordonnée du centre de torsion | {7.357 ; 12.6} m | {5.86 ; 845} m |

Figure IV.12: Coordonnée du centre de masse et du centre de torsion et du Bloc A et B



IV.7.3) Excentricité :

a) Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est

$$\text{calculée comme suit : } \begin{cases} E_X = |X_G - X_R| \\ E_Y = |Y_G - Y_R| \end{cases}$$

Tableau IV.15: Excentricité théorique dans les deux sens

| Etage | Bloc A | | Bloc B | |
|---------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | E _X (m) | E _Y (m) | E _X (m) | E _Y (m) |
| Story 9 | 0.104 | 0 | 0.182 | 0.256 |
| Story 8 | 0.142 | 0 | 0.06 | 0.214 |
| Story 7 | 0.119 | 0 | 0.128 | 0.167 |
| Story 6 | 0.091 | 0 | 0.152 | 0.117 |
| Story 5 | 0.052 | 0 | 0.181 | 0.077 |
| Story 4 | 0.002 | 0 | 0.217 | 0.051 |
| Story 3 | 0.065 | 0 | 0.258 | 0.037 |
| Story 2 | 0.161 | 0 | 0.316 | 0.049 |
| Story 1 | 0.336 | 0 | 0.606 | 0.196 |

b) Excentricité accidentelle : (Art.4.2.7: RPA 99/ V2003)

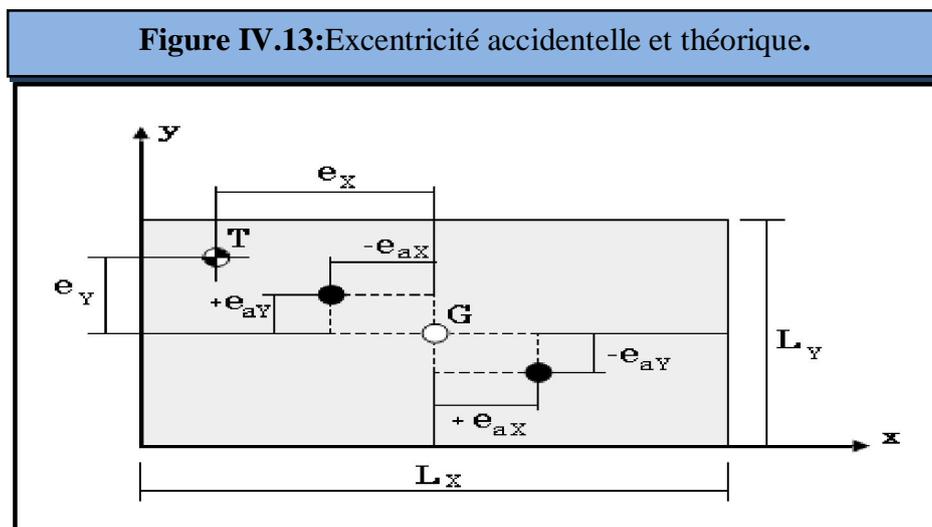
Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

- Excentricité théorique résultant des plans. $\begin{cases} E_x = 0,05 \cdot L_x \\ E_y = 0,05 \cdot L_y \end{cases}$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

| Tableau IV.16: Excentricité accidentelle. | | | | | | | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Bloc A | | | | Bloc B | | | |
| L_x (m) | L_y (m) | E_x (m) | E_y (m) | L_x (m) | L_y (m) | E_x (m) | E_y (m) |
| 11.8 | 25.5 | 0.59 | 1.275 | 13 | 15.1 | 0.65 | 0.76 |



➤ **Effets de la torsion accidentelle :**

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à **+0.05 L**, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Bloc A :

| Tableau IV.17: Excentricité totale du Bloc A | | | | | | |
|--|---------------------|--------------------|-----------------------------------|---------------------|--------------------|-----------------------------------|
| Story | Sens XX | | | Sens YY | | |
| | $E_{X.theo}$ (m) | $E_{X.acc}$ (m) | $E_{X.theo} \pm E_{X.acc}$ (m) | $E_{Y.theo}$ (m) | $E_{Y.acc}$ (m) | $E_{Y.theo} \pm E_{Y.acc}$ (m) |
| 9 | 0.104 | 0.59 | 0.49 | 0 | 1.275 | 1.275 |
| 8 | 0.142 | 0.59 | 0.45 | 0 | 1.275 | 1.275 |
| 7 | 0.119 | 0.59 | 0.47 | 0 | 1.275 | 1.275 |
| 6 | 0.091 | 0.59 | 0.50 | 0 | 1.275 | 1.275 |
| 5 | 0.052 | 0.59 | 0.54 | 0 | 1.275 | 1.275 |
| 4 | 0.002 | 0.59 | 0.59 | 0 | 1.275 | 1.275 |
| 3 | 0.065 | 0.59 | 0.52 | 0 | 1.275 | 1.275 |
| 2 | 0.161 | 0.59 | 0.43 | 0 | 1.275 | 1.275 |
| 1 | 0.336 | 0.59 | 0.25 | 0 | 1.275 | 1.275 |

Bloc B :

| Tableau IV.18: Excentricité totale du Bloc B | | | | | | |
|--|---------------------|--------------------|-----------------------------------|---------------------|--------------------|-----------------------------------|
| Story | Sens XX | | | Sens YY | | |
| | $E_{X.theo}$ (m) | $E_{X.acc}$ (m) | $E_{X.theo} \pm E_{X.acc}$ (m) | $E_{Y.theo}$ (m) | $E_{Y.acc}$ (m) | $E_{Y.theo} \pm E_{Y.acc}$ (m) |
| 9 | 0.182 | 0.65 | 0.47 | 0.256 | 0.76 | 0.50 |
| 8 | 0.06 | 0.65 | 0.59 | 0.214 | 0.76 | 0.55 |
| 7 | 0.128 | 0.65 | 0.52 | 0.167 | 0.76 | 0.59 |
| 6 | 0.152 | 0.65 | 0.50 | 0.117 | 0.76 | 0.64 |
| 5 | 0.181 | 0.65 | 0.47 | 0.077 | 0.76 | 0.68 |
| 4 | 0.217 | 0.65 | 0.44 | 0.051 | 0.76 | 0.71 |
| 3 | 0.258 | 0.65 | 0.39 | 0.037 | 0.76 | 0.72 |
| 2 | 0.316 | 0.65 | 0.33 | 0.049 | 0.76 | 0.71 |
| 1 | 0.606 | 0.65 | 0.044 | 0.196 | 0.76 | 0.56 |

IV.8) Evaluation de la force sismique totale de la structure :**IV.8.1) par la méthode statique équivalente (MSE) :**

D'après (Art.4.2.3: RPA 99/ V2003), la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W$$

➤ Bloc A :

$$V_{X,statique} = V_{Y,statique} = \frac{0.15 \times 1.75 \times 1.25}{3.5} \times 26192.69 = \mathbf{2455.56 \text{ kN}}$$

➤ Bloc B :

$$V_{X,statique} = V_{Y,statique} = \frac{0.15 \times 1.75 \times 1.25}{3.5} \times 20037.49 = \mathbf{1878.51 \text{ kN}}$$

IV.8.2) par la méthode modale spectrale :

D'après le (RPA99/V 2003) : $V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W_i$

Avec :

V_i : l'effort tranchant modale à la base.

α_i : coefficient de participation massique.

W : poids total de la structure.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont illustrés dans les tableaux suivants :

Bloc A :**➤ Sens longitudinal et transversal :****Tableau IV.19:** l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal et transversal du Bloc A

| Mode | Période | Sa/g | α_{ix} (%) | α_{iy} (%) | W(KN) | $V_{x,i}$ (kN) | $V_{y,i}$ (kN) |
|------|----------|-------|-------------------|-------------------|----------|----------------|----------------|
| 1 | 0.790933 | 0.101 | 74.1815 | 0 | 26192.69 | 1962.44 | 0 |
| 2 | 0.75547 | 0.104 | 0 | 74.4126 | 26192.69 | 0 | 2027.03 |
| 3 | 0.619173 | 0.12 | 0 | 0.0018 | 26192.69 | 0 | 0.06 |
| 4 | 0.214306 | 0.14 | 14.5508 | 0 | 26192.69 | 533.57 | 0 |
| 5 | 0.21327 | 0.14 | 0 | 14.0228 | 26192.69 | 0 | 514.21 |
| 6 | 0.162391 | 0.14 | 0 | 0.0104 | 26192.69 | 0 | 0.38 |
| 7 | 0.099429 | 0.154 | 0 | 5.649 | 26192.69 | 0 | 227.86 |
| 8 | 0.095766 | 0.16 | 5.6720 | 0 | 26192.69 | 237.7 | 0 |

a) Combinaisons des réponses modales: (Art.4.3.5: RPA 99/ V2003)

Les réponses de deux modes de vibration **i** et **j** de périodes **T_i**, **T_j** d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \quad \text{Avec } T_i \leq T_j$$

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad \text{Avec : } \xi_i = \xi_j = 8.5 \%$$

Dans le cas où tout les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

Avec :

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon la mode « i »

K : nombre de modes retenues.

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

| Tableau IV.20: Combinaisons des réponses modales du Bloc A | | | | |
|--|----------|------|--------------------------------------|--------------|
| Mode | Période | r | $\frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}}$ | Vérification |
| 1 | 0.790933 | 0.95 | 0.54 | C.N.V |
| 2 | 0.75547 | 0.82 | 0.54 | C.N.V |
| 3 | 0.619173 | 0.35 | 0.54 | C.V |
| 4 | 0.214306 | 0.99 | 0.54 | C.N.V |
| 5 | 0.21337 | 0.76 | 0.54 | C.N.V |
| 6 | 0.162391 | 0.61 | 0.54 | C.N.V |
| 7 | 0.099429 | 0.96 | 0.54 | C.N.V |
| 8 | 0.095766 | / | / | / |

Les réponses modales retenues ne sont pas toutes indépendantes les unes des autres, donc la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

Résultats donnés par l'ETABS

{Display ⇒ Show tables ⇒ Modal Information ⇒ Building Modal information ⇒ Response Spectrum Base Reaction}:

$$E_{x,dyn} = \pm 2111.96 \text{ KN}$$

$$E_{y,dyn} = \pm 2162.63 \text{ KN}$$

Bloc B :**➤ Sens longitudinal et transversal :****Tableau VI.21:** l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal et transversal du Bloc B

| Mode | Période | Sa/g | α_{ix} (%) | α_{iy} (%) | W(KN) | $V_{x,i}$ (kN) | $V_{y,i}$ (kN) |
|------|----------|------|-------------------|-------------------|----------|----------------|----------------|
| 1 | 0.803912 | 0.10 | 76.3827 | 0.9704 | 20037.49 | 1530.52 | 19.44 |
| 2 | 0.717011 | 0.11 | 0.9348 | 75.0468 | 20037.49 | 20.60 | 1654.12 |
| 3 | 0.600655 | 0.12 | 0.0868 | 0.0001 | 20037.49 | 2.1 | 0.002 |
| 4 | 0.234973 | 0.14 | 12.2438 | 0.1809 | 20037.49 | 343.47 | 5.07 |
| 5 | 0.202699 | 0.14 | 0.2087 | 13.3148 | 20037.49 | 5.85 | 373.51 |
| 6 | 0.172646 | 0.14 | 0.0041 | 0.027 | 20037.49 | 0.12 | 0.76 |
| 7 | 0.11204 | 0.15 | 4.6119 | 0.0813 | 20037.49 | 138.62 | 2.44 |
| 8 | 0.093698 | 0.16 | 0.0867 | 4.9651 | 20037.49 | 2.78 | 159.18 |

a) Combinaisons des réponses modales: (Art.4.3.5: RPA 99/ V2003)**Tableau IV.22 :** Combinaisons des réponses modales du Bloc B

| Mode | Période | r | $\frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}}$ | Vérification |
|------|----------|------|--------------------------------------|--------------|
| 1 | 0.803912 | 0.89 | 0.54 | C.N.V |
| 2 | 0.717011 | 0.84 | 0.54 | C.N.V |
| 3 | 0.600655 | 0.39 | 0.54 | CV |
| 4 | 0.234973 | 0.86 | 0.54 | C.N.V |
| 5 | 0.202699 | 0.85 | 0.54 | C.N.V |
| 6 | 0.172646 | 0.65 | 0.54 | C.N.V |
| 7 | 0.11204 | 0.84 | 0.54 | C.N.V |
| 8 | 0.093698 | / | / | / |

Toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, donc la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

Résultats données pas l'ETABS

{Display ⇒ Show tables ⇒ Modal Information ⇒ Building Modal information ⇒ Response Spectrum Base Réaction}:

$$E_{x,dyn} = \pm 1410.51 \text{ KN}$$

$$E_{y,dyn} = \pm 1492.08 \text{ KN}$$

IV.9) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

(Art.4.3.5: RPA 99/ V2003)

La résultante des forces sismique à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si la condition n'est pas vérifiée, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse {forces, déplacements, moments,...} par un coefficient de majoration qui égale à :

$$\frac{0.8V_{sta}}{V_{dyn}}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV.23: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du Bloc A

| | V _{dynamique} (KN) | V _{statique} (KN) | 0.8 V _{statique} | 0.8 V _s < V _{dyn} |
|-----------------|-----------------------------|----------------------------|---------------------------|---------------------------------------|
| Sens X-X | 2111.96 | 2455.56 | 1964.45 | vérifiée |
| Sens Y-Y | 2162.63 | 2455.56 | 1964.45 | vérifiée |

Tableau IV.24: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du Bloc B

| | V _{dynamique} (KN) | V _{statique} (KN) | 0.8 V _{statique} | 0.8 V _s < V _{dyn} |
|-----------------|-----------------------------|----------------------------|---------------------------|---------------------------------------|
| Sens X-X | 1410.51 | 1878.51 | 1502.81 | C.N.V |
| Sens Y-Y | 1492.08 | 1878.51 | 1502.81 | C.N.V |

La résultante des forces obtenues dans le Bloc B à la base par la combinaison des valeurs modales est inférieure à 80% des résultantes des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente dans le sens XX et YY donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse par un coefficient de majoration dans la direction considérée qui égale à :

$$\frac{0.8V_{x,statique}}{V_{x,dynamique}} = \frac{0.8 \times 1878.51}{1410.51} = 1.07 \quad ; \quad \frac{0.8V_{y,statique}}{V_{y,dynamique}} = \frac{0.8 \times 1878.51}{1492.08} = 1.01$$

IV.10) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**(Art.4.2.5: RPA 99/ V2003)**

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à $0,7$ secondes.

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

T : est la période fondamentale de la structure.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la Formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

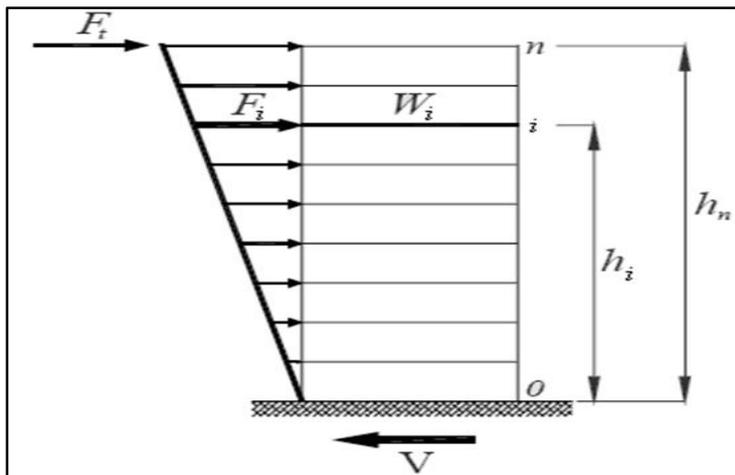
h_i : niveau de plancher où s'exerce la force F_i

h_j : niveau de plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant aux planchers i, j

Dans notre cas $T = 0.6314s < 0.7s$ donc : $F_t = 0$

Figure IV.14: Distribution des forces sismiques.



Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

❖ **Bloc A**

➤ **Sens longitudinale et transversale :**

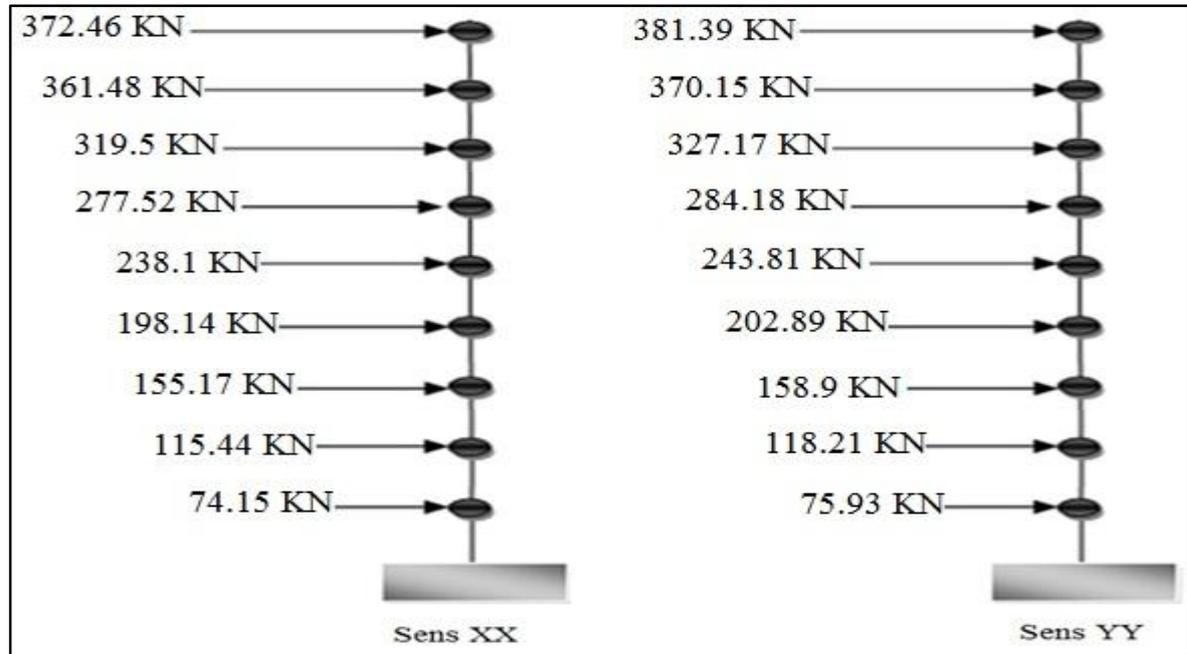
Tableau IV.25: Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur du Bloc A

| Story | Wi(KN) | hi (m) | Wi*hi | Sens XX | | Sens YY | |
|-------|----------|--------|-----------|--|--------------------------|--|--------------------------|
| | | | | V _{x,dyn} -F _t (KN) | F _{i,x} (KN) | V _{y,dyn} -F _t (KN) | F _{i,y} (KN) |
| 9 | 2624.84 | 29.41 | 77196.54 | 2111.96 | 372.46 | 2162.63 | 381.39 |
| 8 | 2843.30 | 26.35 | 74920.95 | 2111.96 | 361.48 | 2162.63 | 370.15 |
| 7 | 2843.30 | 23.29 | 66220.46 | 2111.96 | 319.5 | 2162.63 | 327.17 |
| 6 | 2843.30 | 20.23 | 57519.96 | 2111.96 | 277.52 | 2162.63 | 284.18 |
| 5 | 2874.12 | 17.17 | 49348.64 | 2111.96 | 238.1 | 2162.63 | 243.81 |
| 4 | 2910.47 | 14.11 | 41066.73 | 2111.96 | 198.14 | 2162.63 | 202.89 |
| 3 | 2910.47 | 11.05 | 32160.69 | 2111.96 | 155.17 | 2162.63 | 158.9 |
| 2 | 2994.53 | 7.99 | 23926.29 | 2111.96 | 115.44 | 2162.63 | 118.21 |
| 1 | 3348.36 | 4.59 | 15368.97 | 2111.96 | 74.15 | 2162.63 | 75.93 |
| Somme | 26192.69 | / | 437729.23 | / | 2111.96 | / | 2162.63 |

$$V_x = F_t + \sum F_{i,x} = 2111.96 \text{ KN}$$

$$V_y = F_t + \sum F_{i,y} = 2162.63 \text{ KN}$$

Figure IV.15: Concentration des forces sismiques aux étages suivant XX et YY du Bloc A



❖ **Bloc B**

➤ Sens longitudinale et transversale :

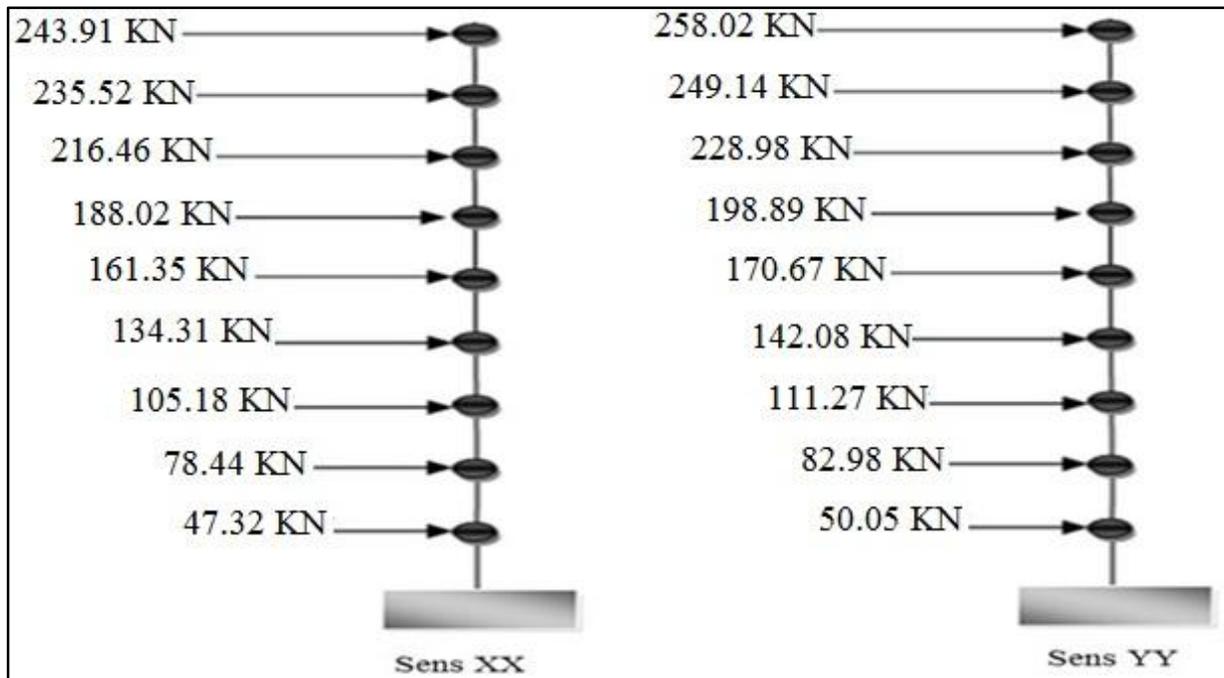
Tableau VI.26 : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur du Bloc B

| Story | Wi(KN) | hi (m) | Wi*hi | Sens XX | | Sens YY | |
|-------|----------|--------|-----------|--|--------------------------|--|--------------------------|
| | | | | V _{x,dyn} -F _t (KN) | F _{i,X} (KN) | V _{y,dyn} -F _t (KN) | F _{i,y} (KN) |
| 9 | 1969.46 | 29.41 | 57921.82 | 1410.51 | 243.91 | 1492.08 | 258.02 |
| 8 | 2122.58 | 26.35 | 55929.98 | 1410.51 | 235.52 | 1492.08 | 249.14 |
| 7 | 2207.05 | 23.29 | 51402.19 | 1410.51 | 216.46 | 1492.08 | 228.98 |
| 6 | 2207.05 | 20.23 | 44648.62 | 1410.51 | 188.02 | 1492.08 | 198.89 |
| 5 | 2231.50 | 17.17 | 38314.85 | 1410.51 | 161.35 | 1492.08 | 170.67 |
| 4 | 2260.45 | 14.11 | 31894.95 | 1410.51 | 134.31 | 1492.08 | 142.08 |
| 3 | 2260.45 | 11.05 | 24977.97 | 1410.51 | 105.18 | 1492.08 | 111.27 |
| 2 | 2331.38 | 7.99 | 18627.73 | 1410.51 | 78.44 | 1492.08 | 82.98 |
| 1 | 2447.57 | 4.59 | 11234.35 | 1410.51 | 47.32 | 1492.08 | 50.05 |
| Somme | 20037.49 | / | 334952.46 | / | 1410.51 | / | 1492.08 |

$$V_x = F_t + \sum F_{i,x} = 1410.51 \text{ KN}$$

$$V_y = F_t + \sum F_{i,y} = 1492.08 \text{ KN}$$

Figure IV.16: Concentration des forces sismiques aux étages suivant XX et YY du Bloc B



IV.11) Vérification des déplacements inter étage :

Le **RPA99/V2003** exige la vérification des déplacements latéraux inter-étages entre niveaux, Selon (**Art.5.10: RPA 99/ V2003**), l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} < \overline{\Delta_k} = 1\% h_k$$

Avec :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad (\text{Art.4.-19: RPA 99/ V2003})$$

Et :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

R : Coefficient de comportement

Résultats données pas l'ETABS

{Display ⇒ Show tables ⇒ Déplacements ⇒ Diaphragme CM Displacements}:

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

▪ **BLOC A**➤ Sens longitudinale :**Tableau IV.27:** Déplacement inter-étage dans le sens XX du Bloc A

| Story | Sens XX | | | | | | |
|-------|----------------------|-----|--------------------|------------------------|--------------------|---|---|
| | δ_e^k (cm) | R | δ^K (cm) | δ^{k-1} (cm) | Δ_k (cm) | $\bar{\Delta}_k(\text{cm}) =$ $1\% h_k$ (cm) | Observation |
| 9 | 2.23 | 3.5 | 7.8 | 7.07 | 0.73 | 3.06 | $\Delta_k < \bar{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |
| 8 | 2.02 | 3.5 | 7.07 | 6.23 | 0.84 | 3.06 | $\Delta_k < \bar{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |
| 7 | 1.78 | 3.5 | 6.23 | 5.32 | 0.91 | 3.06 | $\Delta_k < \bar{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |
| 6 | 1.52 | 3.5 | 5.32 | 4.34 | 0.98 | 3.06 | $\Delta_k < \bar{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |
| 5 | 1.24 | 3.5 | 4.34 | 3.32 | 1.02 | 3.06 | $\Delta_k < \bar{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |
| 4 | 0.95 | 3.5 | 3.32 | 2.31 | 1.01 | 3.06 | $\Delta_k < \bar{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |
| 3 | 0.66 | 3.5 | 2.31 | 1.36 | 0.95 | 3.06 | $\Delta_k < \bar{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |
| 2 | 0.39 | 3.5 | 1.36 | 0.52 | 0.84 | 3.40 | $\Delta_k < \bar{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |
| 1 | 0.15 | 3.5 | 0.52 | 0 | 0.52 | 4.59 | $\Delta_k < \bar{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |

➤ Sens transversale :**Tableau IV.28:** Déplacement inter-étage dans le sens YY du Bloc A

| Story | Sens YY | | | | | | |
|-------|----------------------|-----|--------------------|------------------------|--------------------|---|---|
| | δ_e^k (cm) | R | δ^K (cm) | δ^{k-1} (cm) | Δ_k (cm) | $\bar{\Delta}_k(\text{cm}) =$ $1\% h_k$ (cm) | Observation |
| 9 | 2.03 | 3.5 | 7.1 | 6.51 | 0.59 | 3.06 | $\Delta_k < \bar{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |
| 8 | 1.86 | 3.5 | 6.51 | 5.81 | 0.7 | 3.06 | $\Delta_k < \bar{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |
| 7 | 1.66 | 3.5 | 5.81 | 5 | 0.81 | 3.06 | $\Delta_k < \bar{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |
| 6 | 1.43 | 3.5 | 5 | 4.09 | 0.91 | 3.06 | $\Delta_k < \bar{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |
| 5 | 1.17 | 3.5 | 4.09 | 3.15 | 0.94 | 3.06 | $\Delta_k < \bar{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |
| 4 | 0.9 | 3.5 | 3.15 | 2.17 | 0.98 | 3.06 | $\Delta_k < \bar{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |
| 3 | 0.62 | 3.5 | 2.17 | 1.26 | 0.91 | 3.06 | $\Delta_k < \bar{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |
| 2 | 0.36 | 3.5 | 1.26 | 0.49 | 0.77 | 3.40 | $\Delta_k < \bar{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |
| 1 | 0.14 | 3.5 | 0.49 | 0 | 0.49 | 4.59 | $\Delta_k < \bar{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |

▪ **BLOC B**

➤ **Sens longitudinale :**

Nb : les déplacements sont majorés car l'effort tranchant à la base obtenue par la combinaison des réponses modale est inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminé par la méthode statique équivalente.

$$\delta_{ek,maj} = 1.07\delta_{ek}$$

Tableau IV.29: Déplacement inter-étage dans le sens XX du Bloc B

| Story | Sens XX | | | | | | | |
|-------|----------------------|---------------------------|-----|--------------------|------------------------|--------------------|--|---|
| | δ_e^k (cm) | $\delta_{ek,maj}$ (cm) | R | δ^K (cm) | δ^{k-1} (cm) | Δ_k (cm) | $\overline{\Delta}_k(\text{cm}) =$ $1\% h_k$ (cm) | Observation |
| 9 | 1.94 | 2.08 | 3.5 | 7.28 | 6.75 | 0.53 | 3.06 | $\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow CV$ |
| 8 | 1.8 | 1.93 | 3.5 | 6.75 | 6.09 | 0.66 | 3.06 | $\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow CV$ |
| 7 | 1.63 | 1.74 | 3.5 | 6.09 | 5.32 | 0.77 | 3.06 | $\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow CV$ |
| 6 | 1.42 | 1.52 | 3.5 | 5.32 | 4.44 | 0.88 | 3.06 | $\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow CV$ |
| 5 | 1.19 | 1.27 | 3.5 | 4.44 | 3.53 | 0.91 | 3.06 | $\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow CV$ |
| 4 | 0.94 | 1.01 | 3.5 | 3.53 | 2.55 | 0.98 | 3.06 | $\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow CV$ |
| 3 | 0.68 | 0.73 | 3.5 | 2.55 | 1.57 | 0.98 | 3.06 | $\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow CV$ |
| 2 | 0.42 | 0.45 | 3.5 | 1.57 | 0.63 | 0.94 | 3.40 | $\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow CV$ |
| 1 | 0.17 | 0.18 | 3.5 | 0.63 | 0 | 0.63 | 4.59 | $\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow CV$ |

➤ **Sens transversale :**

NB : les déplacements sont majorés car l'effort tranchant à la base obtenue par la combinaison des réponses modale est inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminé par la méthode statique équivalente.

$$\delta_{ek,maj} = 1.01\delta_{ek}$$

Tableau IV.30 : Déplacement inter-étage dans le sens YY du Bloc B

| Story | Sens YY | | | | | | | Observation |
|-------|----------------------|---------------------------|-----|--------------------|------------------------|--------------------|--|--|
| | δ_e^k (cm) | $\delta_{ek,maj}$ (cm) | R | δ^K (cm) | δ^{k-1} (cm) | Δ_k (cm) | $\overline{\Delta}_k(\text{cm}) =$ $1\% h_k$ (cm) | |
| 9 | 1.67 | 1.69 | 3.5 | 5.91 | 5.46 | 0.45 | 3.06 | $\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |
| 8 | 1.54 | 1.56 | 3.5 | 5.46 | 4.83 | 0.63 | 3.06 | $\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |
| 7 | 1.37 | 1.38 | 3.5 | 4.83 | 4.2 | 0.63 | 3.06 | $\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |
| 6 | 1.19 | 1.20 | 3.5 | 4.2 | 3.5 | 0.7 | 3.06 | $\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |
| 5 | 0.99 | 1 | 3.5 | 3.5 | 2.73 | 0.77 | 3.06 | $\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |
| 4 | 0.77 | 0.78 | 3.5 | 2.73 | 1.96 | 0.77 | 3.06 | $\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |
| 3 | 0.55 | 0.56 | 3.5 | 1.96 | 1.19 | 0.77 | 3.06 | $\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |
| 2 | 0.33 | 0.34 | 3.5 | 1.19 | 0.49 | 0.7 | 3.40 | $\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |
| 1 | 0.13 | 0.14 | 3.5 | 0.49 | 0 | 0.49 | 4.59 | $\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$ |

a) Discussion des résultats :

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (**Art 5.10 du RPA99/V2003**) est vérifiée.

IV.12) Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

D'après (**Art 5.9 : RPA 99/V2003**) Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfassent la condition suivante à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au dessus du niveau (K)

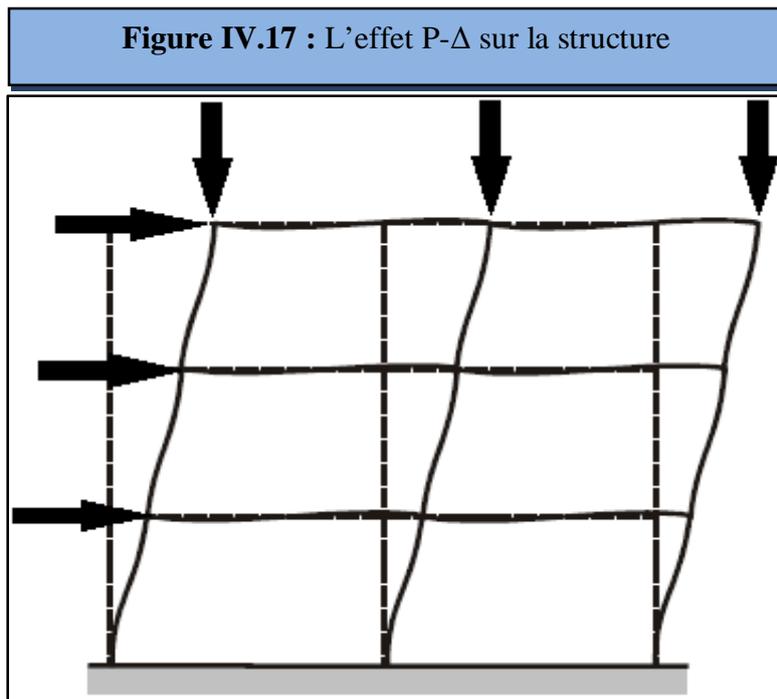
$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

Tel que :

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau(K)

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K-1).

h_K : hauteur d'étage K.



- Si $\theta_k < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,10 < \theta \leq 0,20$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1 - \theta)$.
- Si $\theta > 0,20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.31: Vérification de l'effet P- Δ du Bloc A

| Story | P_k (KN) | Δ_x (cm) | Δ_y (cm) | V_x (KN) | V_y (KN) | h_k (cm) | θ_x | θ_y |
|-------|------------|-----------------|-----------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| 9 | 2624.84 | 0.73 | 0.59 | 372.46 | 381.39 | 306 | 0.017 | 0.013 |
| 8 | 5468.14 | 0.84 | 0.7 | 733.94 | 751.54 | 306 | 0.020 | 0.017 |
| 7 | 8311.44 | 0.91 | 0.81 | 1053.44 | 1078.71 | 306 | 0.023 | 0.020 |
| 6 | 11154.74 | 0.98 | 0.91 | 1330.96 | 1362.89 | 306 | 0.027 | 0.024 |
| 5 | 14028.86 | 1.02 | 0.95 | 1569.06 | 1606.7 | 306 | 0.030 | 0.027 |
| 4 | 16939.33 | 1.01 | 0.98 | 1767.2 | 1809.59 | 306 | 0.032 | 0.030 |
| 3 | 19849.8 | 0.95 | 0.91 | 1922.37 | 1968.49 | 306 | 0.032 | 0.03 |
| 2 | 22844.33 | 0.84 | 0.77 | 2037.81 | 2086.7 | 340 | 0.028 | 0.025 |
| 1 | 26192.69 | 0.52 | 0.49 | 2111,96 | 2162,63 | 459 | 0.014 | 0.013 |

Tableau IV.32 : Vérification de l'effet P-Δ du Bloc B

| Story | P _k (KN) | Δ _x (cm) | Δ _y (cm) | V _x (KN) | V _y (KN) | h _k (cm) | θ _x | θ _y |
|-------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|----------------|----------------|
| 9 | 1969.46 | 0.53 | 0.45 | 243.91 | 258.02 | 306 | 0.014 | 0.01 |
| 8 | 4092.04 | 0.66 | 0.63 | 479.43 | 507.16 | 306 | 0.018 | 0.016 |
| 7 | 6299.09 | 0.77 | 0.63 | 695.89 | 736.14 | 306 | 0.023 | 0.018 |
| 6 | 8506.14 | 0.88 | 0.7 | 883.91 | 935.03 | 306 | 0.028 | 0.021 |
| 5 | 10737.64 | 0.91 | 0.77 | 1045.26 | 1105.7 | 306 | 0.030 | 0.024 |
| 4 | 12998.09 | 0.98 | 0.77 | 1179.57 | 1247.78 | 306 | 0.035 | 0.026 |
| 3 | 15258.54 | 0.98 | 0.77 | 1284.75 | 1359.05 | 306 | 0.038 | 0.028 |
| 2 | 17589.92 | 0.94 | 0.7 | 1363.19 | 1442.03 | 340 | 0.035 | 0.025 |
| 1 | 20037.49 | 0.63 | 0.49 | 1410.51 | 1492.08 | 459 | 0.019 | 0.014 |

a) Discussion des résultats :

On constate que : la condition θ_x et $\theta_y < 0.1$ est vérifiée.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour les deux blocs.

IV.13) Vérification au renversement : (Art.5.5: RPA 99/ V2003)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

Le moment de renversement, M_r , qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de résistant ou de stabilité, M_s , sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$).

$$\text{Avec : } \begin{cases} M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times h_i \\ M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i \end{cases}$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

M_s : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.

M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

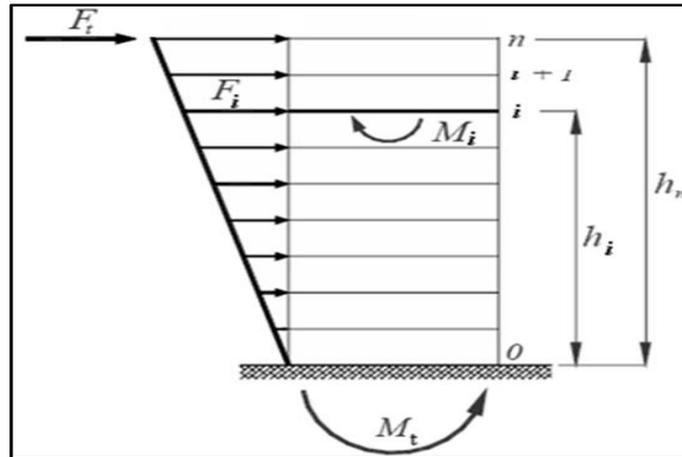
h_i : la hauteur de niveau i mesuré a partir de la base

b_i : Bras de levier de niveau i .

W_i : poids de niveau i .

$$\begin{cases} b_x = L_x - X_G \\ b_y = L_y - Y_G \end{cases}$$

Figure IV.18: Les forces agissent sur la stabilité au renversement.



Bloc A :

Tableau IV.33: Moment de renversement du Bloc A

| Story | hi (m) | Sens XX | | Sens YY | |
|----------|--------|-------------------|---------------------|-------------------|---------------------|
| | | $F_{i,x}$ (KN) | M_{Ren} (KN.m) | $F_{i,y}$ (KN) | M_{Ren} (KN.m) |
| 9 | 29.41 | 372.46 | 10954.05 | 381.39 | 11216.68 |
| 8 | 26.35 | 361.48 | 9525 | 370.15 | 9753.45 |
| 7 | 23.29 | 319.5 | 7441.15 | 327.17 | 7622.12 |
| 6 | 20.23 | 277.52 | 5614.23 | 284.18 | 5748.96 |
| 5 | 17.17 | 238.1 | 4088.18 | 243.81 | 4186.22 |
| 4 | 14.11 | 198.14 | 2795.75 | 202.89 | 2862.78 |
| 3 | 11.05 | 155.17 | 1714.63 | 158.9 | 1755.84 |
| 2 | 7.99 | 115.44 | 922.36 | 118.21 | 944.5 |
| 1 | 4.59 | 74.15 | 340.35 | 75.93 | 348.52 |
| La somme | | | 43395.7 | / | 44439.07 |

$$\begin{cases} \mathbf{b}_x = L_x - X_G = 6.55 \text{ m} \\ \mathbf{b}_y = L_y - Y_G = 12.6 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau IV.34: Vérification de stabilisation du Bloc A

| | $W_t(\text{KN})$ | $b(\text{m})$ | $M_s(\text{KN.m})$ | $M_r(\text{KN.M})$ | M_s/M_r | Obs |
|-------------------|------------------|---------------|--------------------|--------------------|-----------|-----|
| Sens longitudinal | 26192.69 | 6.55 | 171562.12 | 43395.7 | 3.95 | C.V |
| Sens transversal | 26192.69 | 12.6 | 330027.89 | 44439.07 | 7.43 | C.V |

Bloc B:**Tableau VI. 35 :** Moment de renversement du Bloc B

| Story | $h_i \text{ (m)}$ | Sens XX | | Sens YY | |
|----------|-------------------|-------------------|----------------------------|-------------------|----------------------------|
| | | $F_{i,x}$ (KN) | M_{Ren} (KN.m) | $F_{i,y}$ (KN) | M_{Ren} (KN.m) |
| 9 | 29.41 | 243.91 | 7173.39 | 258.02 | 7588.37 |
| 8 | 26.35 | 235.52 | 6205.95 | 249.14 | 6564.84 |
| 7 | 23.29 | 216.46 | 5041.35 | 228.98 | 5332.94 |
| 6 | 20.23 | 188.02 | 3803.64 | 198.89 | 4023.54 |
| 5 | 17.17 | 161.35 | 2770.38 | 170.67 | 2930.40 |
| 4 | 14.11 | 134.31 | 1895.11 | 142.08 | 2004.75 |
| 3 | 11.05 | 105.18 | 1162.24 | 111.27 | 1229.53 |
| 2 | 7.99 | 78.44 | 626.73 | 82.98 | 663.01 |
| 1 | 4.59 | 47.32 | 217.20 | 50.05 | 229.73 |
| La Somme | | | 28895.99 | / | 30567.11 |

$$\begin{cases} \mathbf{b}_x = L_x - X_G = 6.95 \text{ m} \\ \mathbf{b}_y = L_y - Y_G = 8.93 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau IV.36: Vérification de stabilisation du Bloc B

| | $W_t(\text{KN})$ | $b(\text{m})$ | $M_s(\text{KN.m})$ | $M_r(\text{KN.M})$ | M_s/M_r | Obs |
|-------------------|------------------|---------------|--------------------|--------------------|-----------|-----|
| Sens longitudinal | 20037.49 | 6.95 | 139260.55 | 28895.99 | 4.82 | C.V |
| Sens transversal | 20037.49 | 8.93 | 178934.78 | 30567.11 | 5.85 | C.V |

❖ **Discussion des résultants:**

L'ouvrage est vérifiées contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement ($M_s > 1,5 M_r$). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

IV.14) Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7.4.3.1 : RPA 99/ V2003) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, La vérification de l'effort normal de compression de calcul est estimé par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est la section brute du poteau.

F_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

{Display ⇒ Show tables ⇒ Frames Output ⇒ Frames Forces ⇒ Column Forces}.

Les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

Bloc A :

Tableau IV.37 : Vérification de l'effort normal réduit du Bloc A

| Niveau | Section (cm) | N(KN) | v | Observation |
|---------------|--------------|---------|------|-------------|
| Story 6-7-8-9 | 45X45 | 603.7 | 0.12 | C.V |
| Story 3-4-5 | 50X50 | 1162.5 | 0.19 | C.V |
| Story 1-2 | 55X55 | 2257.58 | 0.29 | C.V |

Bloc B :**Tableau IV.38 : Vérification de l'effort normal réduit du Bloc B**

| Niveau | Section (cm) | N(KN) | v | Observation |
|---------------|--------------|---------|------|-------------|
| Story 6-7-8-9 | 45X45 | 877.66 | 0.17 | C.V |
| Story 3-4-5 | 50X50 | 1602.27 | 0.25 | C.V |
| Story 1-2 | 55X55 | 2190.16 | 0.28 | C.V |

❖ **Discussion des résultats :**

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

IV.15) Justification de la largeur des joints sismiques :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismique dont la largeur minimale satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15_{\text{mm}} + (\delta_1 + \delta_2)_{\text{mm}} \geq 40_{\text{mm}}$$

δ_1 et δ_2 : Déplacement maximaux des deux blocs au niveau du sommet du bloc le moins élevé.

avec: $\delta_K = R \cdot \delta_{ek}$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R: Coefficient de comportement

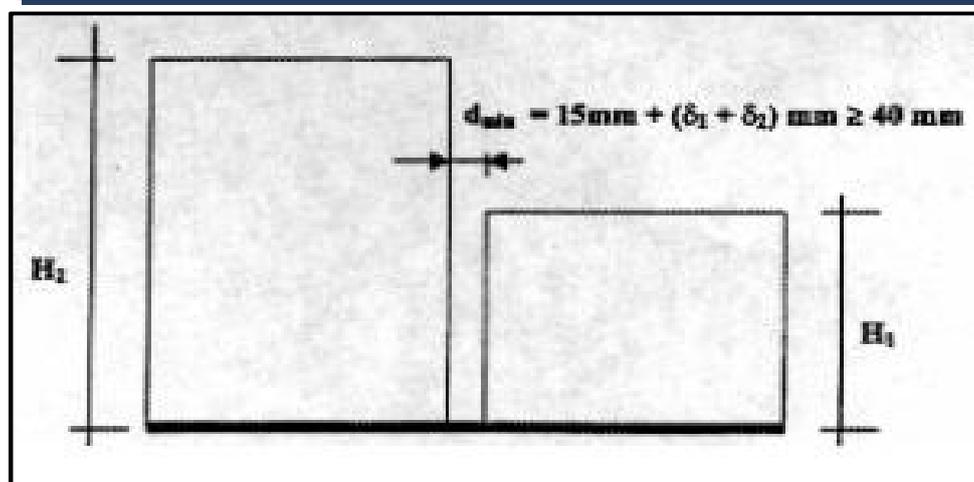
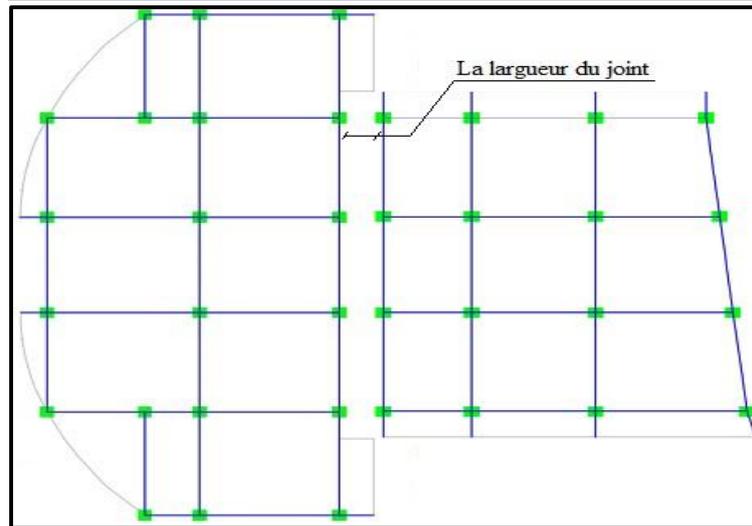
Figure IV.19: Largeur minimum du joint sismique

Figure IV.20: Disposition des joints sismique



IV.15.1) Calcul du joint :

$$d_{\min} = 15_{\text{mm}} + (\delta_1 + \delta_2)_{\text{mm}} \geq 40_{\text{mm}}$$

$$d_{\min} = 15 + 78 + 72.8 = 165.8 \text{ mm} = \mathbf{16.58 \text{ cm}}$$

On adopte un joint sismique de **20 cm** de largeur.

Conclusion :

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique.



Chapitre V

Etude des éléments résistants



V.1) Introduction :

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont atteints si les critères ci-après relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les déformations et la stabilité de forme sont satisfaits simultanément.

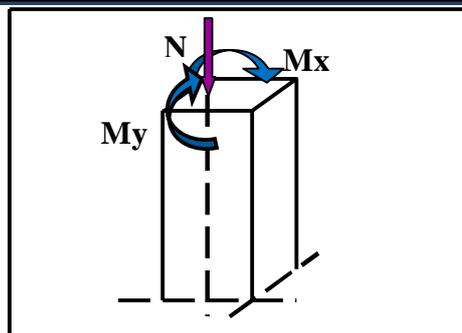
Cette étape est nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments résistants.

Notre projet comporte 2 blocs A et B {en R+8} séparés par un joint sismique, après modélisation des deux blocs, nous avons constaté que les efforts obtenus à l'aide du logiciel ETABS sont très proches .Par conséquent les ferrailrages des éléments structuraux seront sensiblement adopté pour les 2 blocs

V.2) Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens que ce soit dans le sens longitudinal ou transversal donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

Figure V.1 : schémas statique d'un poteau



Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

✚ Caractéristiques des matériaux :

Tableau V.1: Caractéristiques mécanique des matériaux

| Situation | Béton | | | | Acier | | |
|---------------------|------------|-----------------|----------|----------------|------------|----------|------------------|
| | γ_b | F_{c28} (MPa) | θ | f_{bu} (MPa) | γ_s | Fe (MPa) | σ_s (MPa) |
| Durable | 1,5 | 30 | 1 | 14.2 | 1,15 | 400 | 348 |
| accidentelle | 1,15 | 30 | 0,85 | 21.74 | 1 | 400 | 400 |

V.2.1) Recommandations des règlements:❖ **Selon le BAEL : (Ch 8, § I.4) BAEL 91/99**

Section entièrement comprimée

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4cm^2 \text{ par mètre de longueur de parement} \\ 0.2\%B \end{array} \right.$$

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{Bf_{c28}}{f_e} \Rightarrow \text{section entièrement tendue} \\ \frac{0.23bdf_{c28}}{f_e} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée} \end{array} \right.$$

$$A_{max} = 5\%B$$

❖ **Selon le RPA 99/V2003 [Art 7.4.2.1] :**

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage est limité en zone II a par:

$$0.8\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{en zone courante}$$

$$0.8\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{en zone de recouvrement}$$

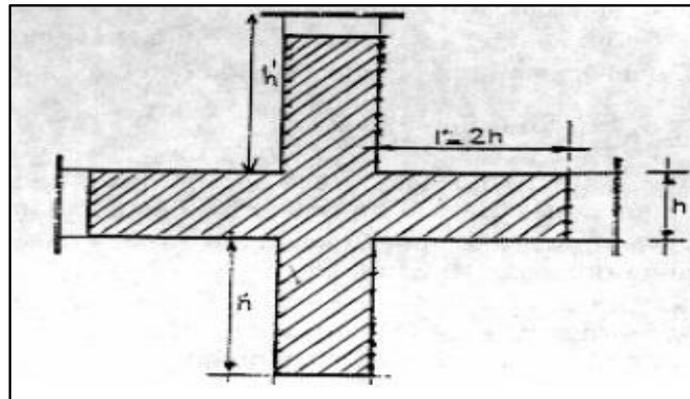
Avec :

A_s : section d'acier et B : section du béton

- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 40Φ en zone II a La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 25 cm en zone II a.
- ✓ pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure précédente.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieure des zones nodales.
- ✓ h_e : la hauteur d'étage.

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

Figure V.2 : Zone nodale des poteaux



V.2.2) Combinaisons d'actions :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons des différentes combinaisons suivantes :

❖ Selon BAEL91/99 :

- ✓ ELU : $1.35G + 1.5Q$ (situation durable)
- ✓ ELS : $G + Q$ (situation durable)

❖ Selon RPA99/2003 :

- ✓ $G + Q \pm E$ (situation accidentelle)
- ✓ $0.8G \pm E$ (situation accidentelle)

Avec :

G : Charges permanent

Q : Surcharges d'exploitation.

E : Action sismique.

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes à partir de ces combinaisons, on distingue les cas de sollicitation suivants :

- a) $N_{compression}^{max}, \text{Max}(M_{2-2}^{corr}, M_{3-3}^{corr})$
- b) $N_{traction}^{max}, \text{Max}(M_{2-2}^{corr}, M_{3-3}^{corr})$
- c) $\text{Max}(M_{2-2}^{max}, M_{3-3}^{max}), N^{corr}$

Chacun des trois cas de sollicitation donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

NB:

- ✓ comme la section de poteau est carrée donc on fait le ferrailage à partir de moment maximal entre M_{3-3} et M_{2-2} et on le généralise sur les quatre côtés de la section de poteau.
- ✓ L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

Etant donné que notre ouvrage comporte trois (03) sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

- ❖ **Zone I** : RDC et 1^{er} étage pour les poteaux de dimensions (55X55)
- ❖ **Zone II** : 2^{ème} et 3^{ème} et 4^{ème} étage pour les poteaux de dimensions (50X50)
- ❖ **Zone III** : 5^{ème} et 6^{ème} et 7^{ème} et 8^{ème} étage pour les poteaux de dimensions (45X45)

✚ Pour simplifier les calculs on obtient les sollicitations les plus défavorables des deux Bloc {A et B} par l'ETABS et on généralise le ferrailage pour les 2 blocs, les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.2: Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux des deux blocs

| | | $N_{compression}^{max}$ (KN) | $N_{traction}^{max}$ (KN) | Max ($M_{2-2}^{max}, M_{3-3}^{max}$) KN.m | ELS | |
|-------------------|---------------------------------------|---------------------------------|------------------------------|---|-------------------------|-------------------------|
| | | | | | N_{ser}^{max} (KN) | M_{ser}^{max} KN.m |
| Zone 1 {55x55} | Combinaison | GQEXMIN | 08GEXMAX | GQEXMIN | 1594.72 | 66.594 |
| | N (KN) | 2257.58 | -1329.54 | 1425.07 | | |
| | $Max(M_{2-2}^{corr}, M_{3-3}^{corr})$ | 52.477 | 19.594 | 154 | | |
| Zone 2 {50x50} | Combinaison | ELU | 08GEXMAX | GQEXMAX | 1168.08 | 48.335 |
| | N (KN) | 1602.27 | -333.68 | 472.33 | | |
| | $Max(M_{2-2}^{corr}, M_{3-3}^{corr})$ | 11.737 | 13.499 | 127.023 | | |
| Zone 3 {45x45} | Combinaison | ELU | 08GEXMAX | GQEXMIN | 640.16 | 50.644 |
| | N (KN) | 877.66 | -187.01 | 529.56 | | |
| | $Max(M_{2-2}^{corr}, M_{3-3}^{corr})$ | 14.162 | 6.78 | 88.286 | | |

V.2.3) Sollicitations extrêmes de ferrailage :

Pour que la section travail à la compression centré il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$e_0 = \frac{M}{N} < \frac{b}{12}$$

Si la condition précédente est vérifiée on fait le ferrailage du poteau à la compression centré

$$\text{donc : } A_s \geq \left[\frac{N}{\alpha} - \beta_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Telle que :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h}$$

Et :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\beta_r = (h - 2)(b - 2)$$

Avec :

$$A_{\min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \times \text{périmètre} \\ \frac{0.2B}{100} \end{array} \right\}$$

$$A_{\max} = \frac{5B}{100}$$

Si non la section travail à la flexion composée.

Pour que la section effectivement travail à la flexion composée et la méthode forfaitaire est applicable il faut que la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left\{ \frac{20e_1}{h}; 15 \text{ cm} \right\}$$

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$M_u = N_u \cdot (e_1 + e_2 + e_a)$ moment corrigés de la section.

✚ e_1 : Excentricité du 1^{er} ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

✚ e_2 : Excentricités du 2^{ème} ordre dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3.L_f^2(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

$$\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2: \text{généralement pour le béton}$$

$$L_f = 0,7.L.$$

L_f : longueur de flambement.

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_{ser}} \right)$$

h : hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

✚ e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{\ell}{250} \right\}$$

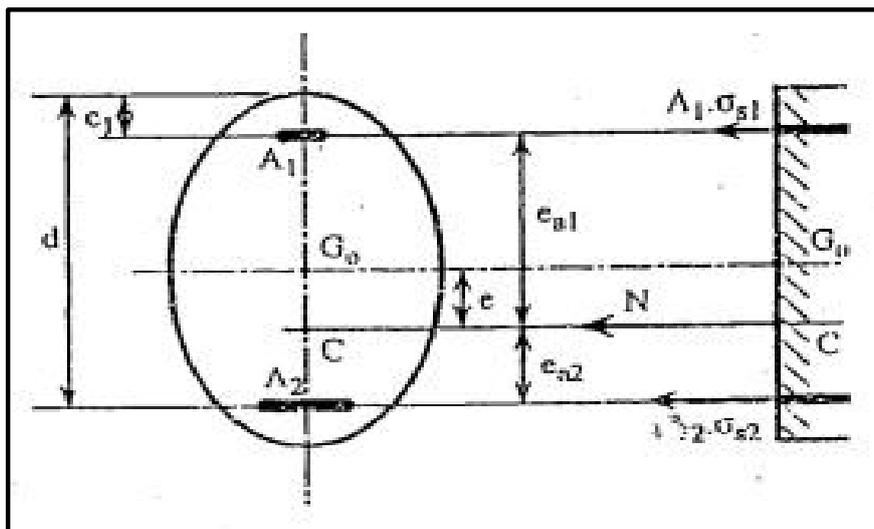
❖ **Section entièrement tendue :**

Une section sera entièrement tendue si l'effort normal N est un effort de traction et si le centre d'application « C » est entre les armatures.

En effet, dans ce cas, Nu peut être décomposé en deux forces de traction N_1 et N_2 passant par les centres de gravité des armatures supérieures et des armatures inférieures.

$$A_1 = \text{Max} \left\{ \frac{N_u e_{a2}}{(d - C_1) \sigma_{se}} ; \frac{N e_{a2}}{(d - C_1) \sigma_{se}} ; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_2 = \text{Max} \left\{ \frac{N_u e_{a1}}{(d - C_1) \sigma_{se}} ; \frac{N e_{a1}}{(d - C_1) \sigma_{se}} ; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\}$$



✚ La condition de non fragilité :

$$A_{\text{CNF}} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e}$$

✚ section partiellement comprimée :

La section est partiellement comprimée/tendue à l'ELU lorsque :

Si Le centre de pression C se trouve à l'extérieure du segment limité par les armatures **{l'effort normal peut être de traction ou de compression}**.

Si le centre de pression C se trouve à l'intérieur du segment limités par les armatures **{l'effort normal est un effort de compression}** et si la condition suivante est vérifié :

Pour une section rectangulaire :

$$N(d - d') - M_1 \leq \left(0.337 - \frac{0.81d'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

Dans ce cas le calcul ce fait à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_1) qui égale à :

$$M_1 = M_u \pm N_u \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$Et : \quad \mu = \frac{M_1}{bd^2 f_{bc}}$$

On constats trois cas :

a) Si $\mu < \mu_l$ donc la section sera armée par des armatures tendues :

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = 0$$

$$A_2 = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Si $\mu_l < \mu < 0.667$ donc la section sera armée par des armatures comprimées et des armatures tendues :

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

$$A'_s = \beta'_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = A'_s$$

$$A_2 = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

Si $\mu_u > 0.667$: dans ce cas on obtient des section d'armatures qu'il est très difficile de placer dans la section de béton qui est ainsi trop petit pour supporter correctement le moment de flexion, il est donc beaucoup plus judicieux d'augmenter la section de béton pour que le moment réduit devienne inférieur à 0.667.

✚ La condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e}$$

✚ section entièrement comprimée

La section est entièrement comprimée lorsque l'effort normal est un effort de compression et le centre de pression est entre les armatures.

Pour une section comprimée {les droites de déformation pivotent autour du point C} on a que les déformations du béton sont :

- Sur la fibre la plus comprimée $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3\text{‰}$, dont la contrainte du béton $\sigma_{bc} = f_{bc}$
- Sur la fibre la moins comprimée $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$, dont $\sigma_{bc} \leq f_{bc}$

$$\text{Et} \quad (0.337h - 0.81d') bh^2 f_{bc} \leq N(d - d') - M_1$$

Dans ce cas on doit vérifier la condition suivante :

$$N(d - C') - M_1 < (0.5h - C') bh f_{bc}$$

Si la condition précédant est vérifiée donc :

$$A_2 = 0$$

$$\text{Et } A_1 = \frac{N - \psi bh f_{bc}}{\sigma_{1s}}$$

$$\text{Avec: } \psi = \frac{0.357 + \frac{N(d - d') - M_1}{bh^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{C_1}{h}}$$

Et :

$$\sigma_{1s} = f(\xi_{1s}) \text{ à partir de diagramme de déformation de l'acier}$$

Telle que :

$$\xi_{1s} = \left[2 + \left(3.437 - 8.019 \frac{C_1}{h} \right) \sqrt{1 - \psi} \right] 10^{-3}$$

Si non :

$$A_1 = \frac{M_1 - (d - 0.5h) f_{bc} bh}{\sigma_2 (d - C_1)}$$

$$A_2 = \frac{N - f_{bc} bh}{\sigma_2} - A_1$$

❖ La section d'armature minimale :

$$A_{min} \geq 4 \times \text{le périmètre de la section en mètre}$$

| Solicitation | | valeur | combinaison | e ₀ (cm) | $e_0 = \frac{M}{N} < \frac{b}{12}$ | M_{ser}^{max} (KN.m) | e ₂ (cm) | e _a (cm) | Lf/h | $\frac{l_f}{h} \leq Max \left\{ \frac{20e_1}{h}; 15 \text{ cm} \right\}$ | Nature |
|------------------------|-------------------|----------|-------------|---------------------|---|---------------------------|------------------------|------------------------|---------------------------|--|--------|
| Zone 1 (55*55) L=4.59m | N_{compr}^{max} | 2257.58 | GQEXMIN | 2.32 | $2.32 < \frac{b}{12} = 4.58 \rightarrow C.V$ | 66.594 | / | / | / | / | CC |
| | M _{corr} | 52.477 | | | | | | | | | |
| | N_{tract}^{max} | -1329.54 | 08GEXMAX | 1.47 | $1.47 < \frac{b}{12} = 4.58 \rightarrow C.V$ | | / | / | / | / | CC |
| | M _{corr} | 19.594 | | | | | | | | | |
| | M _{max} | 154 | GQEXMIN | 10.81 | $10.81 < \frac{b}{12} = 4.58 \rightarrow C.N.V$ | | -4.98 | 2 | 5.84 | $5.84 \leq 15$ | PC |
| N _{corr} | 1425.07 | | | | | | | | Conditions vérifié | | |
| Zone 1 (55*55) L=3.40m | N_{compr}^{max} | 2257.58 | GQEXMIN | 2.32 | $2.32 < \frac{b}{12} = 4.58 \rightarrow C.V$ | 66.594 | / | / | / | / | CC |
| | M _{corr} | 52.477 | | | | | | | | | |
| | N_{tract}^{max} | -1329.54 | 08GEXMAX | 1.47 | $1.47 < \frac{b}{12} = 4.58 \rightarrow C.V$ | | / | / | / | / | CC |
| | M _{corr} | 19.594 | | | | | | | | | |
| | M _{max} | 154 | GQEXMIN | 10.81 | $10.81 < \frac{b}{12} = 4.58 \rightarrow C.N.V$ | | -2.73 | 2 | 4.33 | $4.33 \leq 15$ | PC |
| N _{corr} | 1425.07 | | | | | | | | Conditions vérifié | | |
| Zone 2 (50*50) | N_{compr}^{max} | 1602.27 | ELU | 0.73 | $0.73 < \frac{b}{12} = 4.17 \rightarrow C.V$ | 48.335 | / | / | / | / | CC |
| | M _{corr} | 11.737 | | | | | | | | | |
| | N_{tract}^{max} | -333.68 | 08GEXMAX | 4.04 | $4.04 < \frac{b}{12} = 4.17 \rightarrow C.V$ | | / | / | / | / | CC |
| | M _{corr} | 13.499 | | | | | | | | | |

| | | | | | | | | | | | |
|----------------|-----------------------------------|---------|----------|-------|---|--------|-------|---|------|---------------------------|----|
| | M _{max} | 127.023 | GQEXMAX | 26.89 | $371.85 < \frac{b}{12} = 4.17 \rightarrow$ | | -3.59 | 2 | 4.28 | $4.28 \leq 15$ | PC |
| | N _{corr} | 472.33 | | | C. N. V | | | | | Conditions vérifié | |
| Zone 3 (45*45) | N _{compr} ^{max} | 877.66 | ELU | 1.61 | $1.61 < \frac{b}{12} = 3.75 \rightarrow$ C. V | 50.644 | / | / | / | / | CC |
| | M _{corr} | 14.162 | | | | | | | | | |
| | N _{tract} ^{max} | -187.01 | 08GEXMAX | 3.62 | $3.62 < \frac{b}{12} = 3.74 \rightarrow$ C. V | | / | / | / | / | CC |
| | M _{corr} | 6.78 | | | | | | | | | |
| | M _{max} | 88.286 | GQEXMIN | 16.67 | $16.67 < \frac{b}{12} = 3.75 \rightarrow$ | | -0.38 | 2 | 4.76 | $4.76 \leq 15$ | PC |
| | N _{corr} | 529.56 | | | C. N. V | | | | | Conditions vérifié | |

Tableau V.3: corrections des moments dans les poteaux à l'ELU.

NB: CC : compression centré ; PC : partiellement comprimé ;

On considère comme deux exemples de ferrailage détaillé de poteau de la zone I et III dont les paramètres suivants :

✚ **Premier exemple :**

Tableau V.4: Sollicitations et Paramètres de poteau pour l'exemple de calcul

| Section | N (KN) | M (KN.m) | C (cm) | d (cm) |
|---------|---------|----------|--------|--------|
| 55x55 | 2257.58 | 52.477 | 3 | 52 |

Vérification de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{52.477}{2257.58} = 2.32 \text{ cm} < \frac{b}{12} = \frac{55}{12} = \mathbf{4.58 \text{ cm}}$$

La condition est vérifiée donc on fait le ferrailage de poteau à la compression centré

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h} = \frac{0.7 \times 459 \times \sqrt{12}}{55} = \mathbf{20.24}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \mathbf{0.8}$$

$$\beta_r = (h - 2)(b - 2) = \mathbf{2809 \text{ cm}^2}$$

$$A_s \geq \left[\frac{2257.58}{0.8} - 2809 \frac{25}{0.9 \times 1.15} \right] \frac{1}{400} = -162.57 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc on prend pour la section d'armature la section minimale imposée par le BAEL :

$$A_{min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \times \text{périmètre} = 8.8 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.2B}{100} = 6.05 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} = 8.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = \frac{5B}{100} = 151.25 \text{ cm}^2$$

Section minimale selon RPA :

$$A_{min,RPA} = 0.8\%B = 24.2 \text{ cm}^2$$

Section maximal selon RPA :

$$A_{max,RPA} = 4\%B = 121 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante}$$

$$A_{max,RPA} = 6\%B = 181.5 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement}$$

✚ **Conclusion :**

$$A_{adopte} = \max(A_{cal}, A_{BAEL}, A_{RPA}) = 24.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des barres : } 12T20 = 37.70 \text{ cm}^2$$

✚ Deuxième exemple :

Tableau V.5 : Sollicitations et Paramètres de poteau pour l'exemple de calcul

| Section | N (KN) | M (KN.m) | C (cm) | d (cm) |
|---------|--------|----------|--------|--------|
| 45x45 | 529.56 | 88.286 | 3 | 42 |

Vérification de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{88.286}{529.56} = 16.67 \text{ cm} > \frac{b}{12} = \frac{45}{12} = 3.75 \text{ cm}$$

La condition n'est pas vérifiée donc on fait le ferrailage de poteau à la flexion composée.

✚ Ferrailage longitudinal :

$$\begin{cases} M_u = 88.286 \text{ KN.m} \\ N_u = 529.56 \text{ KN} \\ M_{ser} = 50.644 \text{ KN.m} \\ N_{ser} = 640.16 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Avec : la hauteur d'etage égale a 3.06 m}$$

Les pièces étant comprimées, il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliquée

✚ Calcul de l'excentricité :

Centre de pression entre les armatures

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 16.67 \text{ cm} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) = 19.5 \text{ cm}$$

✚ Vérification du flambement :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left\{ \frac{20e_0}{h}; 15 \text{ cm} \right\} \rightarrow 4.76 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm}$$

Le calcul sera mené en flexion composée en considérant une excentricité totale :

$$e_T = e_1 + e_a + \phi_2$$

$$\text{Excentricité du 1er ordre} : e_0 = \frac{M}{N} = 16.67 \text{ cm}$$

$$\text{Excentricité additionnelle} : e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Excentricité du 2eme ordre} : e_2 = \frac{3.L_f^2(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

$$\text{Avec : } L_f = 0,7.L = 214.2 \text{ cm}.$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_{ser}} \right) = -1.62$$

$\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2 (2 + \alpha \cdot \phi)}{10000 \cdot h} = \frac{3 \times 214.2^2 (2 + (-1.62 \times 2))}{10000 \times 45} = -0.38$$

$M_u = N_u \cdot (e_0 + e_2 + e_a)$ moment corrigés de la section.

L'excentricité totale :

$$e_T = (e_0 + e_2 + e_a) = 16.67 - 0.38 + 2 = 18.29 \text{ cm}$$

Le moment de calcul devient ainsi :

$$M_u = N_u \cdot (e_0 + e_2 + e_a) \text{ moment corrigés de la section.}$$

$$M_u = N_u \times e_T = 529.56 \times 0.1829 = 96.86 \text{ KN.m}$$

Calcul le moment fictive au centre de gravite des armatures tendues :

$$M_{fec} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 200.12 \text{ KN.m}$$

Il faut que cette condition vérifie pour dire que c'est une section partiellement comprimée :

$$N_u (d - d') - M_{fec} \leq \left(0.337 - \frac{0.81 d'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

$$6.41 \leq 560.64 \dots \dots \dots 1$$

On a :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \dots \dots \dots 2$$

D'après 1 et 2 la section est partiellement comprimée.

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_f puis sera ramené en flexion composée.

Calcul en flexion simple:

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{200.12 \times 10^6}{450 \times 420^2 \times 21.74} = 0.116 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{donc : } A'_1 = 0 \text{ \{Armée}$$

par des armatures tendues}.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.154$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.938$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{M_{fec}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{200.12 \times 10^5}{0.938 \times 42 \times 400 \times 10^2} = 12.70 \text{ cm}^2$$

✚ Calcul en flexion composée :

$$A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 12.70 - \frac{529.56 \times 10}{400} = -0.539 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s = A'_1 = 0$$

➤ Selon le BAEL :

$$\begin{cases} A_{\min} = \max(0.2\% B ; 4 \text{ cm}^2 \times \mu_{(m)}) \\ A_{\max} = 5\% B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min} = 7.20 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 101.25 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ Selon le RPA

$$A_{\min} = 0.8\% B = 16.20 \text{ cm}^2$$

✚ Conclusion :

$$A_{\text{adopte}} = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{BAEL}}, A_{\text{RPA}}) = 16.20 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **12T14 = 18.47 cm²**

✚ Vérification à ELS

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ($M_{\text{ser}}, N_{\text{ser}}$), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

La contrainte admissible du béton :

$$\overline{\sigma}_{\text{bc}} = 0.6 \times f_{\text{c28}} = 15 \text{ MPa}$$

On considère que la section est partiellement comprimée à priori si $e_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} > \frac{h}{6}$

Si $\sigma_s \geq 0$ la section est effectivement partiellement comprimée à l'ELS donc on fait les vérifications comme une section en flexion simple avec :

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$e_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} > \frac{h}{6} \Rightarrow \frac{50.644}{640.16} \times 10^2 = 7.91 \text{ cm} > \frac{45}{6} = 7.5 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée, on fait les vérifications comme une section en flexion simple avec :

$$M_{\text{ser}} = 640.16 \left(0.0791 + 0.42 - \frac{0.45}{2} \right) = 175.47 \text{ KN.m}$$

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

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

➤ Position de l'axe neutre

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 18.47}{45} \left[\sqrt{1 + \frac{45 \times 42}{7.5 \times 18.47}} - 1 \right] = 17.40 \text{ cm}$$

➤ Moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - C')^2$$

$$I = \frac{45 \times 17.40^3}{3} + 15 \times 18.47(42 - 17.40)^2 = 246679.93 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{175.47 \times 10^6 \times 174}{246679.93 \times 10^4} = 12.38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

NB : La fissuration étant peu préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

✚ Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel SOCOTEC, qui calcul le ferrailage selon les règles de BAEL (section rectangulaire) :

Tableau V.6 : Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage longitudinal des poteaux

| Poteau | | Combinaison | N (KN) | M (KN.m) | A1 (cm ²) | A2 (cm ²) |
|--------|-------|-------------|----------|----------|-----------------------|-----------------------|
| Zone 1 | 55x55 | GQEXMIN | 2257.58 | 52.477 | 00 | 00 |
| | | 08GEXMAX | -1329.54 | 19.594 | 15.62 | 17.62 |
| | | GQEXMIN | 1425.07 | 154 | 0 | 0 |
| Zone 2 | 50x50 | ELU | 1602.27 | 11.737 | 0 | 0 |
| | | 08GEXMAX | -333.68 | 13.499 | 3.4 | 4.94 |
| | | GQEXMAX | 472.33 | 127.023 | 0 | 1.15 |
| Zone 3 | 45x45 | ELU | 877.66 | 14.162 | 0 | 0 |
| | | 08GEXMAX | -187.01 | 6.78 | 1.9 | 2.77 |
| | | GQEXMIN | 529.56 | 88.286 | 0 | 2.38 |

Tableau V.7 : Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux

| Section | $A_{s,cal}$ cm^2 | A_{CNF} cm^2 | $A_{min.RPA}$ cm^2 | $A_{min.BAEL}$ cm^2 | $A_{s,adop}$ cm^2 | Choix d'armature/face | Observation |
|---------|-----------------------|---------------------|-------------------------|--------------------------|------------------------|--------------------------|-----------------------|
| 55x55 | 17.62 | 3.65 | 24.2 | 8.8 | 37.7 | 12HA20 | $A_{s,ado} > A_{min}$ |
| 50x50 | 4.94 | 3.02 | 20 | 8 | 24.13 | 12HA16 | $A_{s,ado} > A_{min}$ |
| 45x45 | 2.77 | 2.44 | 16.2 | 7.2 | 18.47 | 12HA14 | $A_{s,ado} > A_{min}$ |

✚ Vérification de pourcentage maximal d'armature :

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Vérification de pourcentage maximal des armatures dans les poteaux

| Section | $A_{s,adop,ZC}$ cm^2 | $A_{max,RPA,ZC}$ cm^2 | Observation | $A_{s,adop,ZR}$ cm^2 | $A_{max,RPA,ZR}$ cm^2 | Observation |
|---------|---------------------------|----------------------------|-----------------------|---------------------------|----------------------------|-----------------------|
| 55x55 | 37.7 | 121 | $A_{s,ado} < A_{max}$ | 75.4 | 181.5 | $A_{s,ado} < A_{max}$ |
| 50x50 | 24.13 | 100 | $A_{s,ado} < A_{max}$ | 48.26 | 150 | $A_{s,ado} < A_{max}$ |
| 45x45 | 18.47 | 81 | $A_{s,ado} < A_{max}$ | 43.1 | 121.5 | $A_{s,ado} < A_{max}$ |

✚ Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art (7.4.2.1)

Selon la zone sismique IIa, La longueur minimale des recouvrements des barres est de 40ϕ , ϕ désigne le diamètre maximal des barres longitudinales.

la longueur minimale de recouvrement est donnée par

$$L_r = 40\phi \text{ en zone IIa}$$

$$\text{Pour : HA20} \rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\text{HA16} \rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

$$\text{HA14} \rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$$

NB : Dans le cas des deux nappes d'armature de la même face de poteau, pour éviter l'éclatement du béton on réalise le recouvrement dans des zones décalés.

V.2.4) Vérification à l'ELU :**a) Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1.2, BAEL 91 /99)**

La fissuration est considéré peu nuisible :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

V_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 4,35 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Tableau V.9 : Tableau récapitulatif de vérification de l'effort tranchant des poteaux

| Section | Situation durable | | | | Situation accidentelle | | | |
|---------|-------------------|----------------|----------------------|-------------------------|------------------------|----------------|----------------------|-------------------------|
| | V_u (kN) | τ_u (MPa) | $\bar{\tau}_u$ (MPa) | Obs | V_u (kN) | τ_u (MPa) | $\bar{\tau}_u$ (MPa) | Obs |
| 55x55 | 84.45 | 0.29 | 3.33 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ | 84.45 | 0.29 | 4.35 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ |
| 50x50 | 85.01 | 0.36 | 3.33 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ | 85.01 | 0.36 | 4.35 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ |
| 45x45 | 61.99 | 0.32 | 3.33 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ | 61.99 | 0.32 | 4.35 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ |

b) Vérification de la contrainte l'adhérence et d'entraînement :

(Art A6.1.3, BAEL 91/99)

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \emptyset$$

n : Nombre des barres.

Tableau V.10 : Tableau récapitulatif de la vérification de la contrainte d'adhérence

| Section | $V_u(kN)$ | $\Sigma U_i(mm)$ | $\tau_{su}(MPa)$ | $\bar{\tau}_{su}(MPa)$ | Observation |
|---------|-----------|------------------|------------------|------------------------|-------------------------------|
| 55x55 | 84.45 | 753.6 | 0.24 | 3.15 | $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ |
| 50x50 | 85.01 | 602.88 | 0.33 | 3.15 | $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ |
| 45x45 | 61.99 | 527.52 | 0.31 | 3.15 | $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ |

c) Vérification de la contrainte de cisaillement : RPA 99/V 2003 [Art 7.4.3.2]

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : Est l'élanement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Vérification de la contrainte cisaillement dans les poteaux

| Section | $V_u(kN)$ | $\tau_u(MPa)$ | λ_g | ρ_d | $\bar{\tau}_{bu}$ | Observation |
|---------|-----------|---------------|-------------|----------|-------------------|-------------------------------|
| 55x55 | 84.45 | 0.29 | 5.84 | 0.075 | 1.88 | $\tau_u \leq \bar{\tau}_{bu}$ |
| 55x55 | 84.45 | 0.29 | 4.33 | 0.04 | 1 | $\tau_u \leq \bar{\tau}_{bu}$ |
| 50x50 | 85.01 | 0.36 | 4.28 | 0.04 | 1 | $\tau_u \leq \bar{\tau}_{bu}$ |
| 45x45 | 61.99 | 0.32 | 4.76 | 0.04 | 1 | $\tau_u \leq \bar{\tau}_{bu}$ |

V.2.5) Détermination des armatures transversales :

Dans le cas de la flexion composée: (Ch 13, § III.3) BAEL 91/99

$$K = 1 + 3 \cdot \frac{N_u}{B \cdot f_{c28}} ; \text{En flexion composé avec compression .}$$

$$K = 1 - 10 \cdot \frac{N_u}{B \cdot f_{c28}} ; \text{En flexion composé avec traction .}$$

$$A_t \leq \frac{b_0 S_t (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

B : la section du béton.

$$S_t \leq \text{Min} \{0,9 ; 40 \text{ cm}\}$$

La section exigé par la condition de non fragilité : (Ch 13, § III.3) BAEL 91/99

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\phi = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{35} \\ \frac{b}{10} \\ \phi_\ell \end{array} \right. \quad (\text{Ch 13, § III.3}) \text{BAEL 91/99}$$

ϕ_ℓ Représentant le diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres

Selon le RPA 99/V 2003 [Art 7.4.2.2]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{t \times \rho_a \times V_u}{h f_e} \text{ Avec :}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul

h : hauteur de la section

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élançement géométrique du poteau

$$\rho_a = 2,5 \text{ si } \lambda \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \text{ Si } \lambda < 5$$

t : l'espacement des cadres

❖ Détermination des espacements des cadres :

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

✚ Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} \{10\phi_l ; 15 \text{ cm}\}$

✚ Dans la zone courante : $t \leq \text{Min} \{15\phi_l\}$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : L'espacement des armatures transversales des poteaux

| Section | Zone | $t_{RPA,cal}$ {cm} | $S_{t,BAEL,cal}$ {cm} | Choix {cm} |
|---------|------|--------------------|-----------------------|------------|
| 55x55 | ZN | 15 | 40 | 10 |
| | ZC | 30 | 40 | 15 |
| 50x50 | ZN | 15 | 40 | 10 |
| | ZC | 24 | 40 | 15 |
| 45x45 | ZN | 14 | 37.8 | 10 |
| | ZC | 21 | 37.8 | 15 |

NB: ZN : Zone Nodal ; ZC : Zone Courante

Tableau V.13 : calcul des armatures transversales dans les poteaux

| Section | V_u {kN} | τ_u {MPa} | λ_g | ρ_a | $A_{tRPA,cal}$ {cm ² } | $A_{tBAEL,cal}$ {cm ² } | | $A_{t,Adoptée}$ {cm ² } | Choix {cm} |
|---------|---------------|-------------------|-------------|----------|--------------------------------------|---------------------------------------|-------|---------------------------------------|---------------|
| 55x55 | 84.45 | 0.29 | 5.84 | 2.5 | 1.44 | -3.82 | 0.825 | 3.14 | 4Ø10 |
| 55x55 | 84.45 | 0.29 | 4.33 | 3.75 | 2.16 | -3.82 | 0.825 | 3.14 | 4Ø10 |
| 50x50 | 85.01 | 0.36 | 4.28 | 3.75 | 2.39 | -1.45 | 0.75 | 3.14 | 4Ø10 |
| 45x45 | 61.99 | 0.32 | 4.76 | 3.75 | 1.94 | -1.17 | 0.675 | 3.14 | 4Ø10 |

NB: les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constituée de 2U superposé formant un carrée (là où les circonstances s'y prêtant, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés). **[Art 7.5.2.1] RPA 99/2003**

NB: Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t$

✚ Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale

Selon **RPA 99/V 2003 [Art 7.4.2.2]** La quantité d'armatures transversales minimale

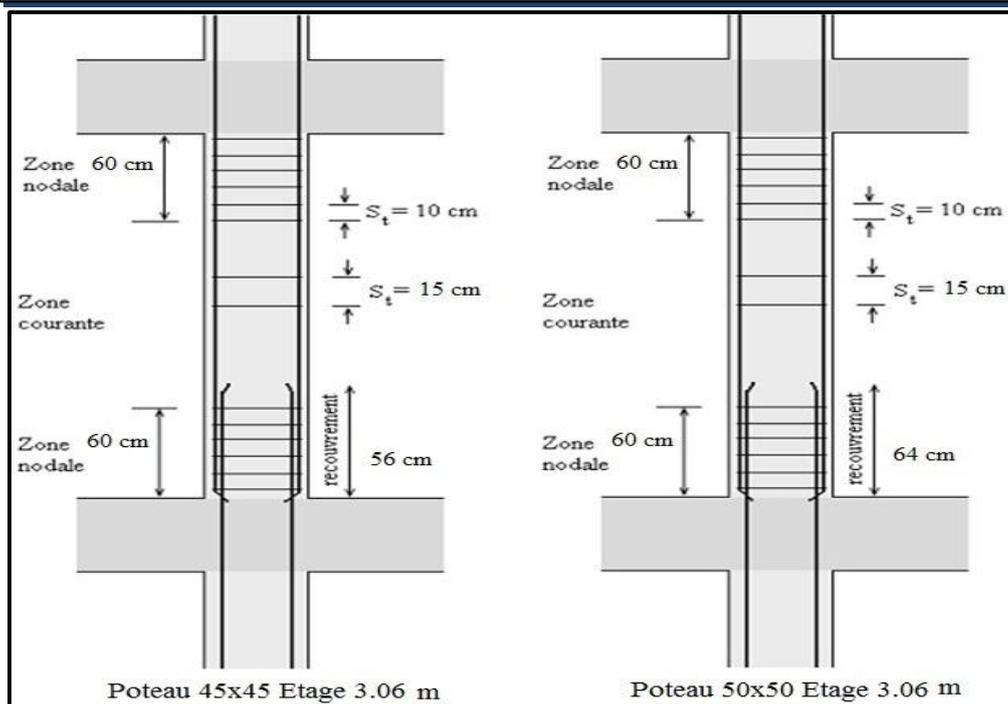
$A_t/(S_t \times b_1)$ en % est donnée comme suit :

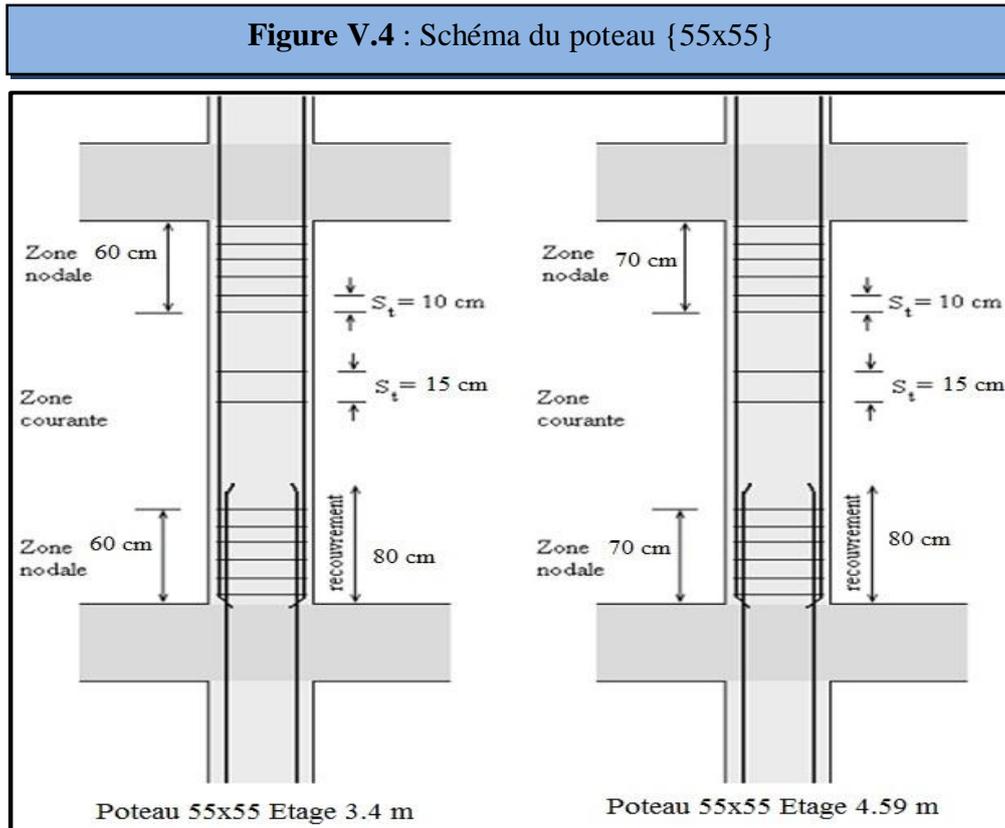
$$\left\{ \begin{array}{ll} 0,3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0,8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \\ 0,3\% < \frac{A_t}{S_t \times b_1} < 0,8\% & \text{si } 3 < \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

Tableau V.14 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

| Section | Zone | λ_g | $\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ (%) | $t \geq 0.3\%$ | $0.3\% < \frac{A_t}{S_t \times b_1} < 0.8\%$ |
|---------|------|-------------|----------------------------------|----------------|--|
| 55x55 | ZN | 5.84 | 0.571 | C.V | / |
| | ZC | | 0.381 | C.V | / |
| 55x55 | ZN | 4.33 | 0.571 | / | C.V |
| | ZC | | 0.381 | / | C.V |
| 50x50 | ZN | 4.28 | 6.28 | / | C.V |
| | ZC | | 0.419 | / | C.V |
| 45x45 | ZN | 4.76 | 0.698 | / | C.V |
| | ZC | | 0.465 | / | C.V |

Figure V.3 : Schéma du poteau {50x50} et {45x45}





V.2.6) Vérification des contraintes à L'ELS :

✚ Vérification d'une section partiellement comprimée :

Le calcul est s'effectue comme suit :

On calcule :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_{ser}}{I} \times Y_{ser}$$

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton

y_2 : distance entre le centre de pression et l'axe neutre

y_{ser} : nouvelle position de l'axe neutre

Sachant que : $y_{ser} = y_2 + c$

y_2 est la solution d'équation : $y_2 + p y_2 + q = 0.....1$

$$\text{Avec : } \begin{cases} p = -3c^2 - 90A'_s \frac{(c-d')}{b} + 90A_s \frac{(d-c)}{b} \\ q = -2c^3 - 90A'_s \frac{(c-d')^2}{b} + 90A_s \frac{(d-c)^2}{b} \end{cases}$$

$$\text{La solution de l'équation 1 : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$1^{\text{er}} \text{ cas } : \Delta \geq 0 \Rightarrow \text{une seule solution} \quad ; y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

$$\text{Avec : } u = \sqrt[3]{t} \quad ; t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$$

✚ Vérification d'une Section entièrement comprimée :

La section est effectivement entièrement comprimée si ces deux contraintes sont positives ; sinon on recommence le calcul avec une section partiellement comprimée

$$\text{L'excentricité : } e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

Si $e < h/6$: il y a fortes chance que la section soit entièrement comprimée.

Si $e > h/6$: il y a fortes chance que la section soit partiellement comprimée.

La section est entièrement comprimée, il n'y a à vérifier que la condition de compression du béton.

Le calcul est s'effectue comme suit :

On calcule :

L'aire de la section homogène totale :

$$S = b \times h + 15(A_s + A'_s)$$

La position du centre de gravité résistant qui est située à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique.

$$X_G = 15 \times \frac{A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \left(d - \frac{h}{2}\right)}{b \times h + 15 \times (A_s + A'_s)}$$

L'inertie de la section homogène :

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

Calcul des contraintes :

Les contraintes dans le béton valent σ_{sup} sur la fibre supérieure et σ_{inf} sur la fibre inférieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \times (\frac{h}{2} + X_G)}{I} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

On considère que la section est partiellement comprimé à priori si $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{h}{6}$

Si $\sigma_s \geq 0$ la section est effectivement partiellement comprimée à l'ELS donc on fait les vérifications comme une section en flexion simple avec :

$$M_{ser} = N_{ser}(e + d - \frac{h}{2})$$

Pour les poteaux la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc la seule vérification à faire est la contrainte du béton :

$$\sigma_{inf} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{sup} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

On fait les vérifications avec les deux combinaisons les plus défavorable

$(N_{ser,max}; M_{ser,corr})$ et $(M_{ser,max}; N_{corr})$, on distingue que la sollicitation la plus défavorable est de $N_{ser,max}; M_{ser,corr}$, Les résultats des vérifications des contraintes obtenue sont présentés dans le tableau suivant : par le logiciel SECOTEC

Tableau V.15: Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS

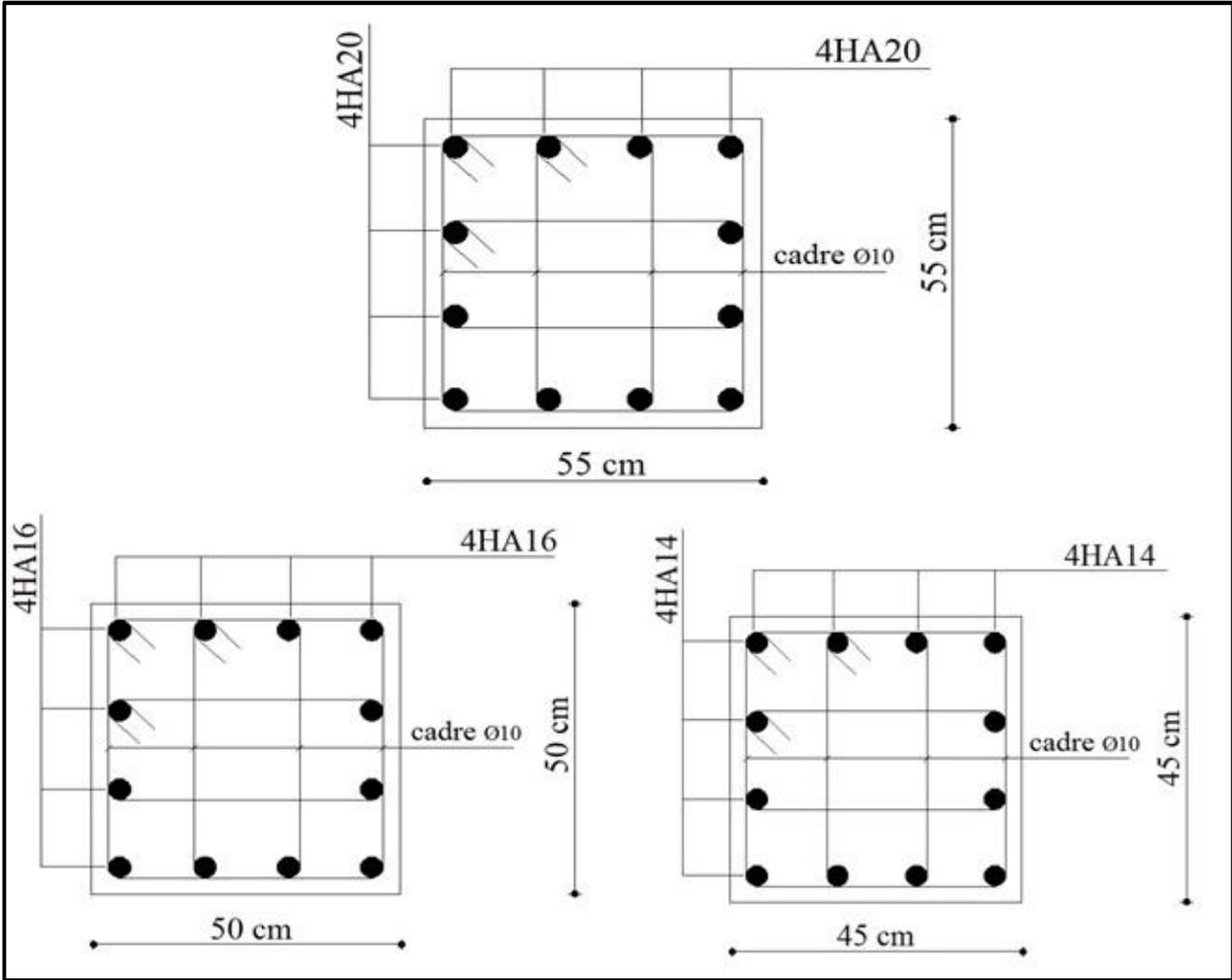
| Poteau | N_{ser} (KN) | M_{ser} (KN.m) | e_{ser} (cm) | Nature | σ_{inf} (MPa) | σ_{sup} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Obs |
|--------|-------------------|---------------------|-------------------|--------|-------------------------|-------------------------|------------------------------|-----|
| 55x55 | 1594.72 | 66.594 | 4.17 | EC | 2.6 | 5.1 | 15 | CV |
| 50x50 | 1168.08 | 48.335 | 4.14 | EC | 2.2 | 5 | 15 | CV |
| 45x45 | 640.16 | 50.644 | 7.91 | PC | 0 | 12.38 | 15 | CV |

NB: Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

Conclusion le ferrailage choisit satisfait tous les vérifications, donc ferrailage adopté .

V.2.7) Schéma de ferrailage

Figure V.5: Schéma de ferrailage des poteaux



V.3) Ferrailage des poutres :

V.3.1) Introduction :

Les poutres ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec armatures incorporées. Elles transmettent les charges aux poteaux.

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur, en l'occurrence le **BAEL 91/99** et **RPA99 version 2003**.

V.3.2) Les combinaisons des charges :

Sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Les combinaisons données par les règles du **BAEL91/99** :

E.L.U : $1,35G + 1,5Q$

E.L.S : $G + Q$

Les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003(Art5.2)**

$G + Q \pm E$

$0,8 G \pm E$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : charges sismiques.

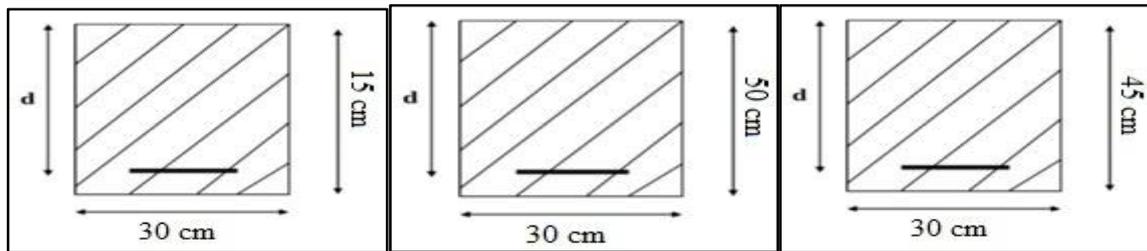
✚ Les sections des poutres :

Poutres principales : $(bxh) = (30 \times 50) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $(bxh) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

Poutre noyé : $(bxh) = (30 \times 15) \text{ cm}^2$

Figure V.6: Les sections des poutres



On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

✓ Caractéristiques des matériaux :

Tableau V.16: Caractéristiques mécanique des matériaux

| Situation | Béton | | | | Acier | | |
|--------------|------------|-----------------|----------|----------------|------------|----------|------------------|
| | γ_b | F_{c28} (MPa) | θ | f_{bu} (MPa) | γ_s | Fe (MPa) | σ_s (MPa) |
| Durable | 1,5 | 25 | 1 | 14.2 | 1,15 | 400 | 348 |
| accidentelle | 1,15 | 25 | 0,85 | 21.74 | 1 | 400 | 400 |

V.3.3) Recommandations du reglements :

a) RPA99 version 2003 :

❖ Armatures longitudinales :

- ✓ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
4% en zone courante.
6% en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

❖ Armatures transversales :

- ✓ La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante.}$$

Avec :

ϕ : Diamètre minimum des armatures longitudinales

NB : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement. {Art 7.5.2.2} RPA 99/2003)

❖ **Selon le BAEL 91/99 :**

Dans le cas courant la flexion simple avec des armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) :

$K=1$, en flexion simple :

$$\left. \begin{aligned} \frac{A_t}{b_0 S_t} &\geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28}}{0.9 \sigma_s} \\ S_t &\leq \text{Min}\{0.9d; 40\text{cm}\} \end{aligned} \right\} \quad \text{(Ch 13, § III.3)BAEL 91/99}$$

La section exigé par la condition de non fragilité : (Ch 13, § III.3) BAEL 91/99

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{MPa} \right\}$$

$$\phi = \min \left\{ \begin{aligned} \frac{h}{35} &= 1\text{cm} \\ \frac{b}{10} &= 3\text{ cm} \\ \phi_\ell &= 1.2\text{ cm} \end{aligned} \right. \quad \text{(Ch 13, § III.3)BAEL 91/99}$$

ϕ_ℓ Représentant le diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres

NB : puisque les sollicitations plus défavorables de chaque étage sont proches, donc on obtient les sollicitations les plus défavorables et pour simplifié les calculs on obtient les sollicitations les plus défavorables des deux Bloc {A et B} par l'ETABS et on généralise le ferrailage pour les 2 blocs,

les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant

Tableau V.17: Sollicitations les plus défavorables des poutres principales

| | | | ELS |
|----------------------|--------------------|------------------|------------------------|
| | $M_u^{max} (KN.m)$ | $V_u^{max} (KN)$ | $M_{ser}^{max} (KN.m)$ |
| Travée | 98.088 | / | 67.297 |
| Appui liée au poteau | 173.067 | 171.21 | 97.539 |
| Appui liée au voile | 266.661 | 180.3 | 57.154 |

Tableau V.18: Sollicitations les plus défavorables des poutres noyées

| | | | ELS |
|----------------------|--------------------|------------------|------------------------|
| | $M_u^{max} (KN.m)$ | $V_u^{max} (KN)$ | $M_{ser}^{max} (KN.m)$ |
| Travée | 11.177 | / | 8.05 |
| Appui liée au poteau | 25.672 | 33.3 | 18.486 |

Tableau V.19: Sollicitations les plus défavorables des poutres secondaires

| | | | ELS |
|----------------------|--------------------|------------------|------------------------|
| | $M_u^{max} (KN.m)$ | $V_u^{max} (KN)$ | $M_{ser}^{max} (KN.m)$ |
| Travée | 92.951 | / | 37.643 |
| Appui liée au poteau | 107.938 | 109.16 | 44 |
| Appui liée au voile | 237.46 | 239.35 | 49.239 |

V.3.4) Ferrailage des poutres :**✚ Exemple de calcul (poutre principale):**

On fait les calculs à la flexion simple et la fissuration est considérée peu nuisible avec :

$b = 30\text{cm}$; $h = 50\text{cm}$; $d = 47\text{cm}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$;

Situation accidentelle :

$\theta = 0.85$; $\gamma_b = 1.15$; $\gamma_s = 1$;

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 21.74 \text{ MPa} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

✚ En appuis liée au voile .**a) Calcul à l'ELU :****• Calcul du moment réduit μ_u :**

Si $\mu_u < \mu_l = 0.391$: La section est armée par des armatures tendue.

Si $\mu_u > \mu_l = 0.391$: La section est armée par des armatures tendue et des armatures comprimées

Si $\mu_u > 0.667$: dans ce cas on obtient des section d'armatures qu'il est très difficile de placer dans la section de béton qui est ainsi trop petit pour supporter correctement le moment de flexion, il est donc beaucoup plus judicieux d'augmenter la section de béton pour que le moment réduit devienne inférieur à 0.667.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{266.661 \times 10^6}{300 \times (470)^2 \times 21.74} = 0.185 < \mu_l = 0.391 \text{ donc } A'_s = 0$$

La section est armée par des armatures tendes

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.258$$

$$\beta_u = 0.8\alpha_u = 0.206$$

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0.206 \times 30 \times 47 \times \frac{21.74}{348} = 18.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) Vérification à L'ELS :

✚ Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➤ Position de l'axe neutre

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 18.18}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{30 \times 47}{7.5 \times 18.18}} - 1 \right] = 21.52 \text{ cm}$$

➤ Moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - C')^2$$

$$I = \frac{30 \times 21.52^3}{3} + 15 \times 18.18(47 - 21.52)^2 = 276706.48 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{57.154 \times 10^6 \times 215.2}{276706.48 \times 10^4} = 4.44 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

NB : Les fissurations étant peu préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

c) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99):

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

f_{t28} : la résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 1.70 \text{ cm}^2$$

Tableau V.20 : Choix et vérification de pourcentage maximal et minimale dans PP en appuis

| | $A_{s,cal}$ cm^2 | A_{CNF} cm^2 | $A_{min.RPA}$ cm^2 | $A_{s,adop}$ cm^2 | Choix d'aramture | Observation |
|------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------|
| Appui liée au voile | 18.18 | 1.70 | 7.5 | 18.54 | 3HA20 + 3HA16 + 2HA14 | $A_{s,ado} > A_{min}$ |
| | $A_{s,adop,ZC}$ cm^2 | $A_{max,RPA,ZC}$ cm^2 | Observation | $A_{s,adop,ZR}$ cm^2 | $A_{max,RPA,ZR}$ cm^2 | Observation |
| Appui liée au voile | 18.54 | 60 | $A_{s,ado} < A_{max}$ | 37.08 | 90 | $A_{s,ado} < A_{max}$ |

d) Vérification à l' ELU

✚ Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1) BAEL91/99

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La fissuration comme étant peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$Et : \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : l'effort tranchant

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile de la section de la poutre.

✚ Vérification de Contrainte d'adhérence : (Art A 6.1.3 BAEL 91)

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{se} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$\bar{\Psi}_s \geq \text{Coefficient de seulement } (\bar{\Psi}_s = 1.5 \text{ acier Fe400 haute adhérence}).$

D'où $\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

et on a
$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des armatures tendues

n : Nombre des barres

$\sum U_i = n \pi \emptyset$

Tableau VI.21 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre principale à l'ELU

| | Contrainte de cisaillement | | | | Contrainte d'adhérence | | | |
|---------------------|----------------------------|----------------|----------------------|-------------------------|------------------------|-------------------|-------------------------|-------------------------------|
| | $V_u (kN)$ | $\tau_u (MPa)$ | $\bar{\tau}_u (MPa)$ | Obs | $\sum U_i (mm)$ | $\tau_{su} (MPa)$ | $\bar{\tau}_{su} (MPa)$ | Obs |
| Appui liée au voile | 180.3 | 1.28 | 3.33 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ | 471 | 0.90 | 3.15 | $\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$ |

e) Armatures transversales :

❖ Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003 :

- ✓ La quantité minimale des armatures transversales est de :

$A_t = 0.003 \times S_t \times b$

- ✓ L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \emptyset\right)$ en zone nodale.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone courante.

Avec :

\emptyset : Diamètre minimum des armatures longitudinales

NB : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement. {Art 7.5.2.2} RPA 99/2003

❖ Selon le BAEL 91/99 :

Dans le cas courant la flexion simple avec des armatures droites ($a = 90^\circ$) :

$K=1$, en flexion simple :

$$\left. \begin{aligned} \frac{A_t}{b_0 S_t} &\geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28}}{0.9 \sigma_s} \\ S_t &\leq \text{Min}\{0.9d; 40cm\} \end{aligned} \right\} \text{ (Ch 13, § III.3) BAEL 91/99}$$

La section exigé par la condition de non fragilité : (Ch 13, § III.3) BAEL 91/99

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{MPa} \right\}$$

$$\phi = \min \begin{cases} \frac{h}{35} = 1.43 \text{cm} \\ \frac{b}{10} = 3 \text{cm} \\ \phi_\ell = 1.2 \text{cm} \end{cases} \quad (\text{Ch 13, § III.3}) \text{BAEL 91/99}$$

ϕ_ℓ Représentant le diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres

$$S_t \leq \text{Min}\{42.3; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{50}{4}; 12 \times 1.2 \right\} = 12.5 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{50}{2} = 25 \text{ cm en zone courant}$$

Alors on prend :

$$S_t = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm en zone courante}$$

Et :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b_0 S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \sigma_s} = \frac{30 \times 15 \times (1.28 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 348} = 0.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{La condition de non fragilité : } \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{MPa} \right\} \Rightarrow \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.64 \text{MPa}$$

$$\text{D'où : } A_t \geq \frac{0.64 \times b_0 S_t}{f_e} = \frac{0.64 \times 30 \times 15}{400} = 0.72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend } A_t = 4 \text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

V.3.5) Récapitulatifs du ferrailage des poutres :**Tableau V.22 :** Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres principales

| | $A_{s,cal}$ cm^2 | A_{CNF} cm^2 | $A_{min.RPA}$ cm^2 | $A_{s,adop}$ cm^2 | Choix d'aramture | Observation |
|-------------------------|---------------------------|----------------------------|-------------------------|---------------------------|----------------------------|-----------------------|
| Travée | 6.22 | 1.70 | 7.5 | 8.01 | 3HA14 + 3HA12 | $A_{s,ado} > A_{min}$ |
| Appui liée au poteau | 11.31 | 1.70 | 7.5 | 12.82 | 3HA20 + 3HA12 | $A_{s,ado} > A_{min}$ |
| Appui liée au voile | 18.18 | 1.70 | 7.5 | 18.54 | 3HA20 + 3HA16 + 2HA14 | $A_{s,ado} > A_{min}$ |
| vérification RPA | | | | | | |
| | $A_{s,adop,ZC}$ cm^2 | $A_{max,RPA,ZC}$ cm^2 | Observation | $A_{s,adop,ZR}$ cm^2 | $A_{max,RPA,ZR}$ cm^2 | Observation |
| Travée | 8.01 | 60 | $A_{s,ado} < A_{max}$ | 16.02 | 90 | $A_{s,ado} < A_{max}$ |
| Appui liée au poteau | 12.82 | 60 | $A_{s,ado} < A_{max}$ | 25.64 | 90 | $A_{s,ado} < A_{max}$ |
| Appui liée au voile | 18.54 | 60 | $A_{s,ado} < A_{max}$ | 37.08 | 90 | $A_{s,ado} < A_{max}$ |

Tableau V.23 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres Noyé

| | $A_{s,cal}$ cm^2 | A_{CNF} cm^2 | $A_{min.RPA}$ cm^2 | $A_{s,adop}$ cm^2 | Choix d'aramture | Observation |
|------------------|---------------------------|----------------------------|-------------------------|---------------------------|----------------------------|-----------------------|
| Travée | 2.58 | 0.54 | 2.25 | 3.39 | 3HA12 | $A_{s,ado} > A_{min}$ |
| Appuis | 6.91 | 0.54 | 2.25 | 12.06 | 6HA16 | $A_{s,ado} > A_{min}$ |
| vérification RPA | | | | | | |
| | $A_{s,adop,ZC}$ cm^2 | $A_{max,RPA,ZC}$ cm^2 | Observation | $A_{s,adop,ZR}$ cm^2 | $A_{max,RPA,ZR}$ cm^2 | Observation |
| Travée | 3.39 | 18 | $A_{s,ado} < A_{max}$ | 6.78 | 27 | $A_{s,ado} < A_{max}$ |
| Appuis | 12.06 | 18 | $A_{s,ado} < A_{max}$ | 24.12 | 27 | $A_{s,ado} < A_{max}$ |

Tableau V.24 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres secondaires

| | $A_{s,cal}$ cm^2 | A_{CNF} cm^2 | $A_{min.RPA}$ cm^2 | $A_{s,adop}$ cm^2 | Choix | Observation |
|-------------------------|---------------------------|----------------------------|-------------------------|---------------------------|----------------------------|-----------------------|
| Travée | 6.64 | 1.63 | 6.75 | 6.79 | 6HA12 | $A_{s,ado} > A_{min}$ |
| Appui liée au poteau | 7.77 | 1.63 | 6.75 | 9.42 | 3HA20 | $A_{s,ado} > A_{min}$ |
| Appui liée au voile | 18.40 | 1.63 | 6.75 | 18.54 | 3HA20 + 3HA16 + 2HA14 | $A_{s,ado} > A_{min}$ |
| vérification RPA | | | | | | |
| | $A_{s,adop,ZC}$ cm^2 | $A_{max,RPA,ZC}$ cm^2 | Observation | $A_{s,adop,ZR}$ cm^2 | $A_{max,RPA,ZR}$ cm^2 | Observation |
| Travée | 6.79 | 54 | $A_{s,ado} < A_{max}$ | 13.58 | 81 | $A_{s,ado} < A_{max}$ |
| Appui liée au poteau | 9.42 | 54 | $A_{s,ado} < A_{max}$ | 16.58 | 81 | $A_{s,ado} < A_{max}$ |
| Appui liée au voile | 18.54 | 54 | $A_{s,ado} < A_{max}$ | 37.08 | 81 | $A_{s,ado} < A_{max}$ |

a) Vérification à l'ELU :

Tableau V.25 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre principale à l'ELU

| | Contrainte de cisaillement | | | | Contrainte d'adhérence | | | |
|-------------------------|----------------------------|---------------|---------------------|-------------------------|------------------------|------------------|------------------------|-------------------------------|
| | $V_u(KN)$ | $\tau_u(MPa)$ | $\bar{\tau}_u(MPa)$ | Obs | $\Sigma U_i(mm)$ | $\tau_{su}(MPa)$ | $\bar{\tau}_{su}(MPa)$ | Obs |
| Appui liée au poteau | 171.21 | 1.21 | 3.33 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ | 301.44 | 1.34 | 3.15 | $\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$ |
| Appui liée au voile | 180.3 | 1.28 | 3.33 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ | 427.04 | 1 | 3.15 | $\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$ |

Tableau V.26 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre secondaire à l'ELU

| | Contrainte de cisaillement | | | | Contrainte d'adhérence | | | |
|----------------------|----------------------------|---------------|---------------------|-------------------------|------------------------|------------------|------------------------|-------------------------------|
| | $V_u(KN)$ | $\tau_u(MPa)$ | $\bar{\tau}_u(MPa)$ | Obs | $\Sigma U_i(mm)$ | $\tau_{su}(MPa)$ | $\bar{\tau}_{su}(MPa)$ | Obs |
| Appui liée au poteau | 109.16 | 0.85 | 3.33 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ | 188.4 | 1.53 | 3.15 | $\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$ |
| Appui liée au voile | 239.35 | 1.9 | 3.33 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ | 427.04 | 1.48 | 3.15 | $\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$ |

Tableau V.27 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre noyé à l'ELU

| | Contrainte de cisaillement | | | | Contrainte d'adhérence | | | |
|-------|----------------------------|---------------|---------------------|-------------------------|------------------------|------------------|------------------------|-------------------------------|
| | $V_u(KN)$ | $\tau_u(MPa)$ | $\bar{\tau}_u(MPa)$ | Obs | $\Sigma U_i(mm)$ | $\tau_{su}(MPa)$ | $\bar{\tau}_{su}(MPa)$ | Obs |
| Appui | 33.3 | 0.82 | 3.33 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ | 301.44 | 0.90 | 3.15 | $\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$ |

b) Armature transversales :

Tableau V.28 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales des poutres

| | Espacement | | Armature transversales | | |
|-------------------|---------------|-------------|------------------------|------------|--------------|
| | Zone courante | Zone nodale | $A_t(cm^2)$ | choix | A_t adopté |
| Poutre principale | 15 | 10 | 1.35 | 4 ϕ 8 | 2.01 |
| Poutre secondaire | 15 | 10 | 1.35 | 4 ϕ 8 | 2.01 |
| Poutre noyé | 7 | 7 | 0.675 | 4 ϕ 8 | 2.01 |

c) Vérification à l'ELS :

Tableau V.29 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre principale à l'ELS

| | $M_{ser}(KN.m)$ | $y(cm)$ | $I(cm^4)$ | $\sigma_{bc}(MPa)$ | $\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$ | Obs |
|----------------------|-----------------|---------|-----------|--------------------|--------------------------|-----------------------------------|
| Travée | 67.297 | 14.27 | 129006.31 | 7.44 | 15 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ |
| Appui liée au poteau | 97.539 | 18.08 | 200990.61 | 8.77 | 15 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ |
| Appui liée au voile | 57.154 | 21.51 | 276706.48 | 4.44 | 15 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ |

Tableau V.30 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre secondaire à l'ELS

| | $M_{ser}(KN.m)$ | $y(cm)$ | $I(cm^4)$ | $\sigma_{bc}(MPa)$ | $\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$ | Obs |
|-------------------------|-----------------|---------|-----------|--------------------|--------------------------|-----------------------------------|
| Travée | 37.643 | 13.71 | 105482.15 | 4.89 | 15 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ |
| Appui liée au poteau | 44 | 14.59 | 118622.41 | 5.41 | 15 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ |
| Appui liée au voile | 49.239 | 20.08 | 213578.09 | 4.63 | 15 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ |

Tableau V.31 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre noyé à l'ELS

| | $M_{ser}(KN.m)$ | $y(cm)$ | $I(cm^4)$ | $\sigma_{bc}(MPa)$ | $\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$ | Obs |
|--------|-----------------|---------|-----------|--------------------|--------------------------|-----------------------------------|
| Travée | 8.05 | 5.28 | 4907.83 | 8.66 | 15 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ |
| Appui | 18.486 | 8.08 | 10589.33 | 14.11 | 15 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ |

NB : Les fissurations étant peu préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

d) Vérification de La flèche : (Art B.6.5, 1) BAEL91/99

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

Les conditions à vérifié d'après le **BAEL91/99** :

✚ On a trois inégalités à vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{0,ser, travée}}{10M_{0,ser}}$$

Avec: L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t\text{service}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{0\text{service}}$: Le moment fléchissant maximal à E.L.S dans la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis libre.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

✚ Vérification des conditions :

a) Poutre principale :

Avec:

$$h = 50 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; d = 47 \text{ cm}; L = 6 \text{ m}; A_s = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser, travée}} = 67.297 \text{ KN.m}; M_{0, \text{ser}} = 105.12 \text{ KN.m}; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 8.33 \times 10^{-2} \geq 6.25 \times 10^{-2} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.57 \times 10^{-2} \leq 1.05 \times 10^{-2} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{\text{ser, travée}}}{10M_{0, \text{ser}}} \Rightarrow 8.33 \times 10^{-2} \geq 6.40 \times 10^{-2} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

b) Poutre secondaire :

Avec :

$$h = 45 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; d = 42 \text{ cm}; L = 5.15 \text{ m}; a_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser, travée}} = 37.643 \text{ KN.m}; M_{0, \text{ser}} = 60.27 \text{ KN.m}; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 15 \times 10^{-2} \geq 6.25 \times 10^{-2} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.54 \times 10^{-2} \leq 1.05 \times 10^{-2} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{0, \text{ser, travée}}}{10M_{0, \text{ser}}} \Rightarrow 15 \times 10^{-2} \geq 6.24 \times 10^{-2} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

c) Poutre noyée:

Avec:

$$h = 15 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; d = 13.5 \text{ cm}; L = 2.25 \text{ m}; A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser, travée}} = 8.05 \text{ KN.m}; M_{0,\text{ser}} = 28.28 \text{ KN.m}; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 6.67 \times 10^{-2} \geq 6.25 \times 10^{-2} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.87 \times 10^{-2} \leq 1.05 \times 10^{-2} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{0,\text{ser, travée}}}{10M_{0,\text{ser}}} \Rightarrow 6.67 \times 10^{-2} \geq 2.85 \times 10^{-2} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

✚ **Conclusion** le ferrailage choisit satisfait tous les vérifications, donc ferrailage adopté

✚ **Schémas de ferrailage :**

Figure V.7 : Schéma de ferrailage de la poutre principale

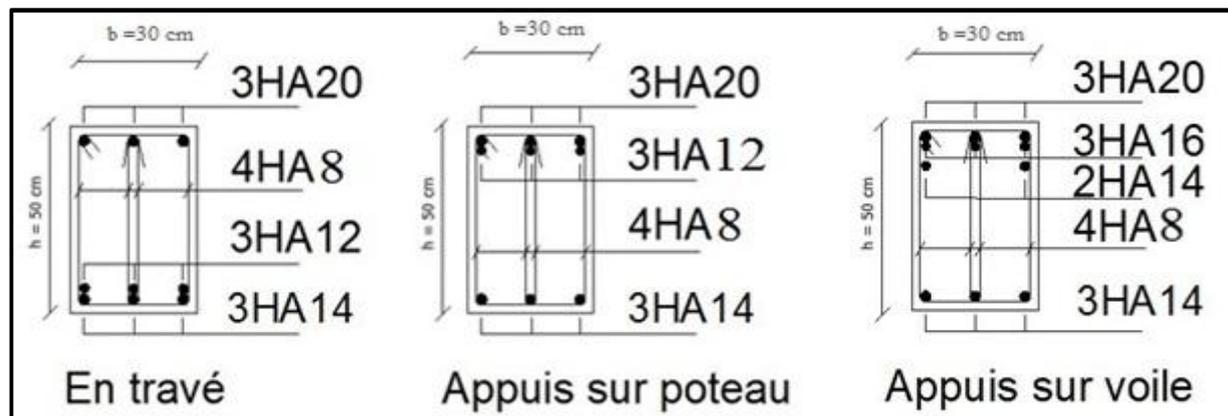
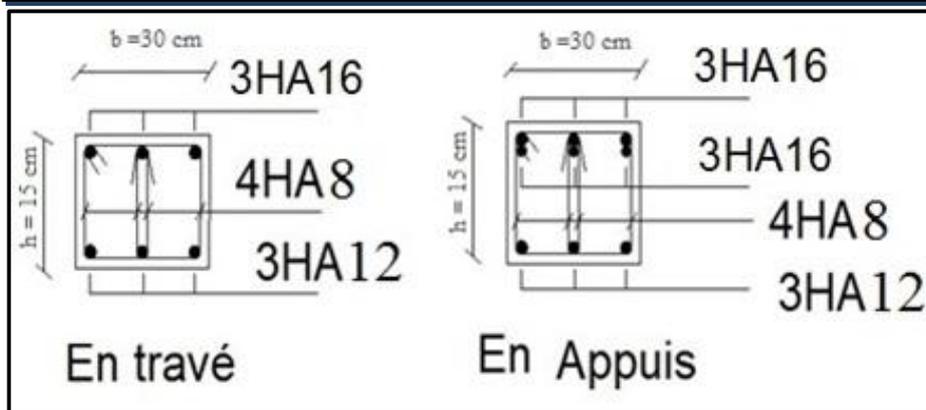


Figure V.8 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire



Figure V.9 : Schéma de ferrailage de la poutre noyé



V.4) Ferraillage des voiles :

V.4.1) Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- ✚ Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- ✚ Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- ✚ Minimiser les effets de torsion.
- ✚ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol

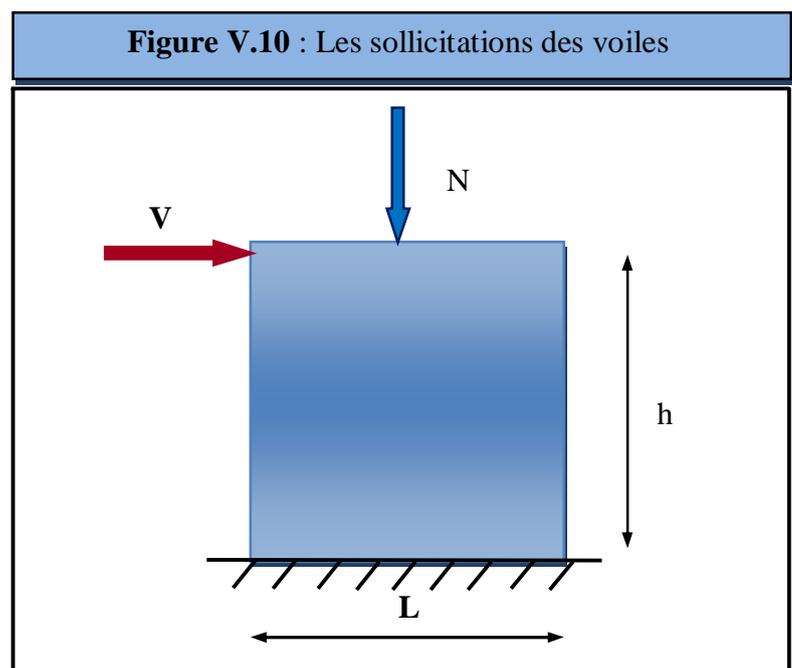
Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière en former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, ce système doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limite d'élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant, dont les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- ✚ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✚ Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Pour faire face à ses sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- ✚ Les armatures verticales.
- ✚ Les armatures longitudinales.
- ✚ Les armatures transversales.



NB: Etant donné que notre ouvrage comporte quatre (04) types des voiles, {Type 01 : L= 2.2m ; Type 02 : L= 2.15 m ; Type 03 : L= 2 m ; Type 04 : L= 1.4 m} que nous allons ferrailer par zone, les zones qui concernent les voile seront délimitées comme suit :

- ✚ **Zone I** : RDC et 1^{er} étage pour les poteaux de dimensions (55X55)
- ✚ **Zone II** : 2^{ème} et 3^{ème} et 4^{ème} étage pour les poteaux de dimensions (50X50)
- ✚ **Zone III** : 5^{ème} et 6^{ème} et 7^{ème} et 8^{ème} étage pour les poteaux de dimensions (45X45)

❖ Pour simplifié les calculs on obtient les sollicitations les plus défavorables des deux Bloc {A et B} par l'ETABS et on généralise le ferrailage pour les 2 blocs.

NB: L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

V.4.2) Combinaisons d'actions :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons des différentes combinaisons suivantes :

❖ Selon BAEL91/99 :

- ✓ ELU : $1.35G + 1.5Q$ (situation durable et transitoire) .
- ✓ ELS : $G + Q$ (situation durable et transitoire)

❖ Selon RPA99/2003 :

- ✓ $G + Q \pm E$ (situation accidentelle)
- ✓ $0.8G \pm E$ (situation accidentelle)

Avec :

G : Charges permanent

Q : Surcharges d'exploitation.

E : Action sismique.

V.4.3) Prescriptions imposées le RPA99/2003 :

a) Les armatures verticales :

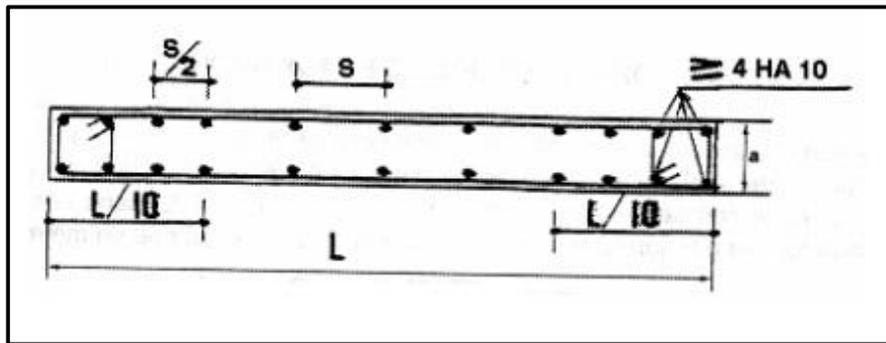
Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.

- ✚ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.
- ✚ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✚ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (L/10) de largeur du voile {La zone d'about}. Cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

✚ Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile est égale à 0,15% de la section
- ✓ En zone courante égale à 0,10% de la section

Figure V.11 : Disposition des armatures verticales dans le voile



b) Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

c) Les armatures transversales :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S \leq 1.5.e \\ S \leq 30cm \end{array} \right. \quad \{\text{Article 7.7.4.3 RPA99/2003}\}$$

e : épaisseur du voile

✚ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre 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 sont possibles.

✓ **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

d) Armatures de potelet :

A chaque extrémité du voile, on prévoit un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

e) Armatures de coutures : {Article 7.7.4.3 RPA99/2003}

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_c} \text{ Avec } T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V.4.4) Calcul du ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant, dont on utilisant la méthode des contraintes et vérifiée selon **RPA99/2003** sous les sollicitations suivantes :

$$\updownarrow N_{compression}^{max}, M_{corr}$$

$$\updownarrow N_{traction}^{max}, M_{corr}$$

$$\updownarrow M_{max}, N_{corr}$$

Chacun des trois cas de sollicitation donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

V.4.4.1) Exposé de la méthode de calcul:

On définit un voile par sa section " Ω ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par {la formule classique de la R.D.M.} Ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M, N).

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{Mv}{I}; \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{Mv}{I}$$

Ω : section transversale du voile : $\Omega = e * L$

I: moments d'inertiedu voile : $I = \frac{eL^3}{12}$

L: la largeur du voile.

e: épaisseur du voile.

N : L'effort normal appliquée .

M : Moment fléchissant appliquée.

➤ D'où on a trois cas :

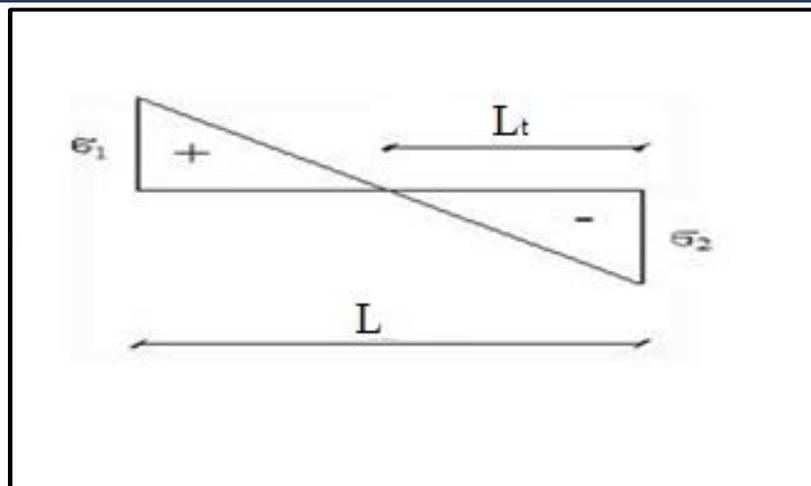
✚ **Cas1 :** Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraires alors la section est partiellement comprimée

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

$$A_v = \frac{F}{f_e}$$

Figure V.12 : Diagramme des contraintes d'une section partiellement tendue



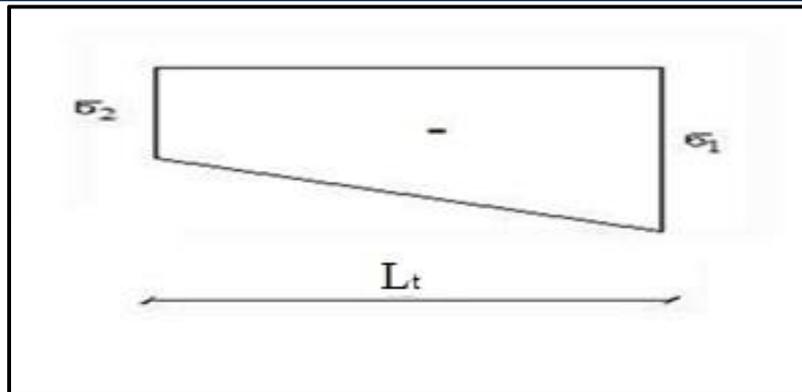
✚ **Cas2 :** Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue, la zone courante

n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

$$A_v = \frac{F}{f_e}$$

Figure V.13 : Diagramme des contraintes d'une section entièrement tendue



Cas3 : Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée, " pas de zone tendue ".

la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement:

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

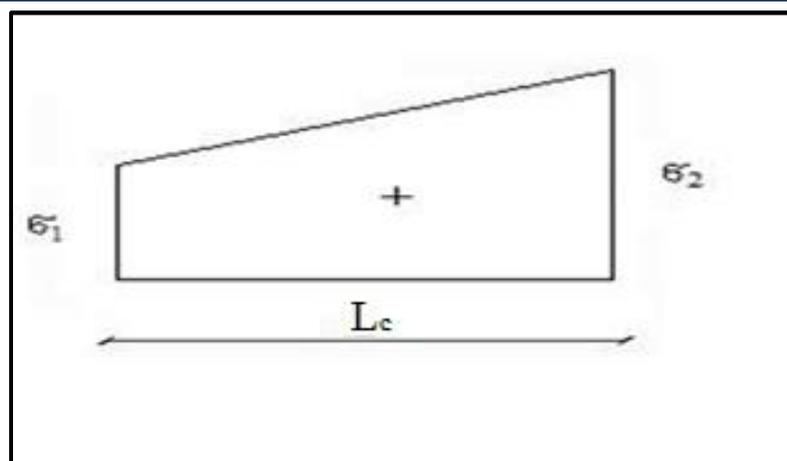
L_c : longueur de la section comprimée.

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - (e * L_c) f_{bc}}{f_e}$$

F : volume de contrainte.

Figure V.14 : Diagramme des contraintes d'une section entièrement comprimé



V.4.4.2) Exemple de calcul :

Nous prenons comme exemple détaillé de calcul le voile (**Type1; Zone I**) de (**L = 2.2 m; e = 0.25 m**). Ainsi le ferrailage sera calculé pour la longueur tendue du voile, la partie restante sera ferrailer par symétrie.

a) Détermination des sollicitations :

$$N = 1329.12 \text{ KN}$$

$$M = 2216.72 \text{ KN.m}$$

$$V = 671.56 \text{ KN}$$

$$\Omega = L \times e = 0.55 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = 0.22183$$

$$v = \frac{L}{2} = 1.1 \text{ m}$$

D'où

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{Mv}{I} = \frac{1329.12}{0.55} + \frac{2216.72 \times 1.1}{0.22183} = 13408.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{Mv}{I} = \frac{1329.12}{0.55} - \frac{2216.72 \times 1.1}{0.22183} = -8575.42 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement tendue

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L = \frac{8575.42}{13408.58 + 8575.42} \times 2.2 = 0.86 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{8575.42}{2} \times 0.25 \times 0.86 = 919.89 \text{ KN}$$

✚ Armature verticale :

La section le long de L_T :

$$A_V = \frac{F}{f_e} = \frac{919.89 \times 10}{400} = 23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Par nappe : } A_{V/\text{par nappe}} = \frac{A_V}{2} = \frac{23}{2} = 11.5 \text{ cm}^2$$

✚ Armature minimale :

$$A_{\min, \text{RPA}} \geq (0.2\% e L_T)$$

$$A_{\min, \text{BAEL}} \geq \left(0.23 e L_T \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

e : épaisseur du voile.

L_T : longueur de la section tendue.

$$A_{\min} = \max(4.3 ; 2.6) = 4.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Par nappe : } A_{\min/\text{par nappe}} = \frac{A_{\min}}{2} = \frac{4.3}{2} = 2.15 \text{ cm}^2$$

✚ Armatures de coutures :

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 671.56 \times 10}{400} = 25.86 \text{ cm}^2$$

✚ Le ferrailage adopté:

$$\text{La section le long de } L: A_{V,tot} = \frac{A_V \times L}{L_T} = \frac{23 \times 2.2}{0.86} = 58.84$$

$$\text{Par nappe : } A_{V/par\ nappe} = \frac{A_{V,tot}}{2} = \frac{58.84}{2} = 29.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_{sV} = \text{Max}(A_V; A_{min}) = 29.42 \text{ cm}^2/\text{par nappe}$$

✚ Espacement

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \min(1.5e; 30) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{En zone d'about : } S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$$

✚ Choix d'armatures

$$\emptyset_V \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \emptyset_V \leq 25 \text{ mm}$$

$$\text{En zone d'about : } S_{ta} = 10 \text{ cm}$$

$$\text{La longueur de la zone d'about : } \frac{L}{10} = 22 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } \mathbf{6HA20} \quad (A_s=18.85 \text{ cm}^2)$$

$$\text{En zone courante : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{La longueur de la zone courante : } L = 220 - (22 \times 2) = 176 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } \mathbf{8HA14} \quad (A_s=12.32 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Donc } A_s \text{ adopté : } A_s = \mathbf{31.16 \text{ cm}^2 / \text{Par nappe}}$$

✚ Armatures horizontales :

$$\text{D'après le BAEL91/99 : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{31.16}{4} = 7.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA99/2003 : } A_H = 0.15 \% B = 0.0015 \times 25 \times 220 = 8.25 \text{ cm}^2$$

$$A_H = \max\left(\frac{A_v}{4}; 0.15 \% B\right) = 8.25 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset_H \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \emptyset_H \leq 25 \text{ mm}$$

$$S_t \leq \min(1.5e; 30) = 30 \text{ cm}$$

Soit 13HA10=10.21 cm²/nappe avec S_h = 20 cm

✚ Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : 4φ8

b) Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_S}{B + 15.A_s} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1485.64 \times 10^3}{250 \times 2200 + (15 \times 31.16 \times 10^2)} = 2.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) Vérification des contraintes de cisaillement :

✚ Selon le règlement RPA99/2003 :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \overline{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 671.56 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.9 \times 2.2} = 1.9 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b < \overline{\tau}_b \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ Selon le règlement BAEL :

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{571.56 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.9 \times 2.2} = 1.36 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

NB : Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique pour tous les voiles, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique.

V.4.4.3) Récapitulatifs du ferrailage des voiles :

Les résultats des calculs pour tous les voiles sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau V.33 : Ferrailage verticale du voile type 01= 2.2 m

| Zone | sollicitations | N (KN) | M (KN.m) | σ_1 (KN/m ²) | σ_2 (KN/m ²) | Nature | L _c (m) | L _T (m) | F (KN) | Av (cm ²) |
|----------|------------------|-----------|-------------|------------------------------------|------------------------------------|--------|-----------------------|-----------------------|-----------|--------------------------|
| Zone I | N ^{min} | 468.85 | 142.045 | 1556.81 | 148.1 | SEC | 2.2 | 0 | 468,85 | / |
| | N ^{max} | 2034.13 | 377.75 | 5571.56 | 1825.28 | SEC | 2.2 | 0 | 2034.13 | / |
| | M ^{max} | 1329.12 | 2216.72 | 13408.58 | -8575.42 | SPC | 1.34 | 0.86 | 919.89 | 23 |
| Zone II | N ^{min} | 474.64 | 344.058 | 2569.05 | -843.09 | SPC | 1.66 | 0.54 | 57.29 | 1.43 |
| | N ^{max} | 1783.65 | 25.527 | 3369.58 | 3116.42 | SEC | 2.2 | 0 | 1783.65 | / |
| | M ^{max} | 1459.36 | 666.543 | 5958.55 | -651.79 | SPC | 1.98 | 0.22 | 17.67 | 0.44 |
| Zone III | N ^{min} | -10.22 | 10.948 | 35.71 | -72.87 | SPC | 0.72 | 1.48 | 13.45 | 0.34 |
| | N ^{max} | 1095.66 | 105.862 | 2517.04 | 1467.17 | SEC | 2.2 | 0 | 1095.66 | / |
| | M ^{max} | 949.31 | 537.86 | 4393.09 | -941.06 | SPC | 1.81 | 0.39 | 45.66 | 1.14 |

Tableau V.34 : Choix des barres du voile type 01

| Choix des barres / nappe | | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------|--------------------------|---------------------------|--|--------------------------------------|---|-----------------|------------|-----------------|------------|--------------------------------------|--|--------|------------|
| Zone | Av (cm ²) | Avj (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _s (cm ²) | A _{adop} (cm ²) | Zone courant | St (cm) | Zone D'about | St (cm) | A _H (cm ²) | A _{Hadop} (cm ²) | choix | St (cm) |
| I | 23 | 25.86 | 4.3 | 29.42 | 31.16 | 8HA14 | 20 | 6HA20 | 10 | 8.25 | 10.21 | 13HA10 | 20 |
| II | 1.43 | 11.83 | 2.7 | 2.90 | 18.28 | 8HA12 | 20 | 6HA14 | 10 | 8.25 | 10.21 | 13HA10 | 20 |
| III | 1.14 | 9.26 | 1.95 | 3.23 | 18.28 | 8HA12 | 20 | 6HA14 | 10 | 8.25 | 10.21 | 13HA10 | 20 |

Tableau V.35 : Ferrailage verticale du voile type 02 = 2.15 m

| Zone | sollicitations | N (KN) | M (KN.m) | σ_1 (KN/m ²) | σ_2 (KN/m ²) | Nature | L _c (m) | L _T (m) | F (KN) | Av (cm ²) |
|----------|------------------|-----------|-------------|------------------------------------|------------------------------------|--------|-----------------------|-----------------------|-----------|--------------------------|
| Zone I | N ^{min} | 113.54 | 391.79 | 2245.41 | -1822.93 | SPC | 1.19 | 0.96 | 219.52 | 5.49 |
| | N ^{max} | 1553.64 | 2088.88 | 13735.95 | -7954.96 | SPC | 1.36 | 0.79 | 784.06 | 19.6 |
| | M ^{max} | 1553.64 | 2088.88 | 13735.95 | -7954.96 | SPC | 1.36 | 0.79 | 784.06 | 19.6 |
| Zone II | N ^{min} | 100.15 | 439.584 | 2468.64 | -2095.99 | SPC | 1.16 | 0.99 | 258.66 | 6.47 |
| | N ^{max} | 1300.61 | 916.072 | 7175.98 | -2336.50 | SPC | 1.62 | 0.53 | 154.24 | 3.86 |
| | M ^{max} | 1300.61 | 916.072 | 7175.98 | -2336.50 | SPC | 1.62 | 0.53 | 154.24 | 3.86 |
| Zone III | N ^{min} | 19.29 | 83.678 | 470.34 | -398.57 | SPC | 1.16 | 0.99 | 49.13 | 1.23 |
| | N ^{max} | 777.08 | 310.33 | 3056.96 | -165.50 | SPC | 2.04 | 0.11 | 2.28 | 0.06 |
| | M ^{max} | 242.78 | 487.929 | 2985.01 | -2081.64 | SPC | 1.27 | 0.88 | 229.85 | 5.75 |

Tableau V.36 : Choix des barres du voile type 02

| Choix des barres / nappe | | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------|--------------------------|---------------------------|--|--------------------------------------|---|-----------------|------------|-----------------|------------|--------------------------------------|--|--------|------------|
| Zone | Av (cm ²) | Avj (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _s (cm ²) | A _{adop} (cm ²) | Zone courant | St (cm) | Zone D'about | St (cm) | A _H (cm ²) | A _{Hadop} (cm ²) | choix | St (cm) |
| I | 19.6 | 19.92 | 3.95 | 26.72 | 31.16 | 8HA14 | 20 | 6HA20 | 10 | 8.06 | 10.21 | 13HA10 | 20 |
| II | 6.47 | 15.72 | 4.95 | 7.04 | 18.28 | 8HA12 | 20 | 6HA14 | 10 | 8.06 | 10.21 | 13HA10 | 20 |
| III | 5.75 | 9.24 | 4.40 | 6.99 | 18.28 | 8HA12 | 20 | 6HA14 | 10 | 8.06 | 10.21 | 13HA10 | 20 |

Tableau V.37 : Ferrailage verticale du voile type 03 = 2 m

| Zone | sollicitations | N (KN) | M (KN.m) | σ ₁ (KN/m ²) | σ ₂ (KN/m ²) | Nature | L _c (m) | L _T (m) | F (KN) | Av (cm ²) |
|-----------------|------------------|-----------|-------------|--|--|--------|-----------------------|-----------------------|-----------|--------------------------|
| Zone I | N ^{min} | -222.48 | 185.34 | 667.08 | -1557.00 | SPC | 0.6 | 1.4 | 272.5 | 6.81 |
| | N ^{max} | 2425.01 | 1733.43 | 15250.60 | -5550.56 | SPC | 1.47 | 0.53 | 370.28 | 9.26 |
| | M ^{max} | 1977.01 | 1819.59 | 14871.56 | -6963.52 | SPC | 1.36 | 0.64 | 555.19 | 13.88 |
| Zone II | N ^{min} | 279.44 | 57.273 | 902.52 | 215.24 | SEC | 2 | 0 | 279.44 | / |
| | N ^{max} | 1572.26 | 42.792 | 3041.27 | 2887.77 | SEC | 2 | 0 | 1572.26 | / |
| | M ^{max} | 1267.59 | 506.989 | 5577.11 | -506.75 | SPC | 1.83 | 0.17 | 10.55 | 0.26 |
| Zone III | N ^{min} | -102.56 | 316.763 | 4435.76 | 634.6 | SEC | 2 | 0 | 1267.59 | / |
| | N ^{max} | 917.11 | 212.798 | 3111.01 | 557.43 | SEC | 2 | 0 | 917.11 | / |
| | M ^{max} | 878.86 | 409.158 | 4212.67 | -697.23 | SPC | 1.72 | 0.28 | 24.75 | 0.62 |

Tableau V.38 : Choix des barres du voile type 03

| Choix des barres / nappe | | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------|--------------------------|---------------------------|--|--------------------------------------|---|-----------------|------------|-----------------|------------|--------------------------------------|--|--------|------------|
| Zone | Av (cm ²) | Avj (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _s (cm ²) | A _{adop} (cm ²) | Zone courant | St (cm) | Zone D'about | St (cm) | A _H (cm ²) | A _{Hadop} (cm ²) | choix | St (cm) |
| I | 13.88 | 16.91 | 3.95 | 21.76 | 29.63 | 7HA14 | 20 | 6HA20 | 10 | 7.5 | 10.21 | 13HA10 | 20 |
| II | 0.26 | 10.83 | 4.95 | 1.58 | 17.15 | 7HA12 | 20 | 6HA14 | 10 | 7.5 | 10.21 | 13HA10 | 20 |
| III | 0.62 | 7.55 | 4.40 | 2.18 | 17.15 | 7HA12 | 20 | 6HA14 | 10 | 7.5 | 10.21 | 13HA10 | 20 |

Tableau V.39 : Ferrailage verticale du voile type 04 = 1.4 m

| Zone | sollicitations | N (KN) | M (KN.m) | σ_1 (KN/m ²) | σ_2 (KN/m ²) | Nature | L _c (m) | L _T (m) | F (KN) | Av (cm ²) |
|----------|------------------|-----------|-------------|------------------------------------|------------------------------------|--------|-----------------------|-----------------------|-----------|--------------------------|
| Zone I | N ^{min} | 259.72 | 184.599 | 3002.45 | -1518.34 | SPC | 0.93 | 0.47 | 89.24 | 2.23 |
| | N ^{max} | 2041.94 | 21.363 | 6095.70 | 5572.53 | SEC | 1.4 | 0 | 2041.94 | / |
| | M ^{max} | 1198.35 | 645.323 | 11325.77 | -4478.06 | SPC | 1 | 0.4 | 222.05 | 5.55 |
| Zone II | N ^{min} | 87.67 | 324.201 | 4220.29 | -3719.32 | SPC | 0.74 | 0.66 | 304.91 | 7.62 |
| | N ^{max} | 1644.84 | 19.372 | 4936.75 | 4462.33 | SEC | 1.4 | 0 | 1644.84 | / |
| | M ^{max} | 1190.21 | 454.085 | 8960.82 | -2159.62 | SPC | 1.13 | 0.27 | 73.40 | 1.83 |
| Zone III | N ^{min} | -31.73 | 183.775 | 2159.65 | -2340.96 | SPC | 0.67 | 0.73 | 213.09 | 5.33 |
| | N ^{max} | 1005.71 | 9.493 | 2989.70 | 2757.22 | SEC | 1.4 | 0 | 1005.71 | / |
| | M ^{max} | 740.56 | 331.542 | 6175.58 | -1943.81 | SPC | 1.06 | 0.34 | 81.44 | 2.04 |

Tableau V.40 : Choix des barres du voile type 04

| Zone | Av (cm ²) | Avj (cm ²) | A _{min} (cm ²) | Choix des barres / nappe | | | | | | | | | |
|------|--------------------------|---------------------------|--|--------------------------------------|---|-----------------|------------|-----------------|------------|--------------------------------------|--|--------|------------|
| | | | | A _s (cm ²) | A _{adop} (cm ²) | Zone courant | St (cm) | Zone D'about | St (cm) | A _H (cm ²) | A _{Hadop} (cm ²) | choix | St (cm) |
| I | 5.55 | 9.14 | 2 | 9.80 | 14.70 | 7HA12 | 14 | 6HA12 | 7 | 5.25 | 10.21 | 13HA10 | 20 |
| II | 7.62 | 9.75 | 3.3 | 8.14 | 14.70 | 7HA12 | 14 | 6HA12 | 7 | 5.25 | 10.21 | 13HA10 | 20 |
| III | 5.33 | 7.29 | 3.65 | 5.12 | 14.70 | 7HA12 | 14 | 6HA12 | 7 | 5.25 | 10.21 | 13HA10 | 20 |

Tableau V.41 : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement

| voile | Zone | V(KN) | Vérification de contraintes de cisaillement | | | | | | vérification à l'ELS | | | |
|---------|------|--------|---|----------------|-------------------------|----------|----------------|-------------------------|----------------------|---------------|---------------------|-----------------------------------|
| | | | τ_b | $\bar{\tau}_b$ | Obs | τ_u | $\bar{\tau}_u$ | Obs | Ns | σ_{bc} | $\bar{\sigma}_{bc}$ | Obs |
| Type 01 | I | 671.56 | 1.9 | 5 | $\tau_b < \bar{\tau}_b$ | 1.36 | 2.5 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ | 1485.64 | 2.49 | 15 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ |
| | II | 307.35 | 0.87 | 5 | $\tau_b < \bar{\tau}_b$ | 0.62 | 2.5 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ | 1302.71 | 2.25 | 15 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ |
| | III | 240.48 | 0.68 | 5 | $\tau_b < \bar{\tau}_b$ | 0.49 | 2.5 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ | 800.48 | 1.38 | 15 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ |
| Type 02 | I | 517.28 | 1.50 | 5 | $\tau_b < \bar{\tau}_b$ | 1.07 | 2.5 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ | 1181.18 | 2.02 | 15 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ |
| | II | 408.25 | 1.18 | 5 | $\tau_b < \bar{\tau}_b$ | 0.84 | 2.5 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ | 940.05 | 1.66 | 15 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ |
| | III | 240.12 | 0.69 | 5 | $\tau_b < \bar{\tau}_b$ | 0.50 | 2.5 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ | 573.17 | 1.01 | 15 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ |

| | | | | | | | | | | | | |
|---------|-----|--------|------|---|-------------------------|------|-----|-------------------------|---------|------|----|-----------------------------------|
| Type 03 | I | 439,32 | 1.37 | 5 | $\tau_b < \bar{\tau}_b$ | 0.98 | 2.5 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ | 1382.79 | 2.53 | 15 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ |
| | II | 281.21 | 0.87 | 5 | $\tau_b < \bar{\tau}_b$ | 0.62 | 2.5 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ | 1144.99 | 2.17 | 15 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ |
| | III | 196.21 | 0.61 | 5 | $\tau_b < \bar{\tau}_b$ | 0.44 | 2.5 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ | 701.32 | 1.33 | 15 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ |
| Type 04 | I | 237.28 | 1.05 | 5 | $\tau_b < \bar{\tau}_b$ | 0.75 | 2.5 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ | 1486.93 | 4 | 15 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ |
| | II | 253.33 | 1.13 | 5 | $\tau_b < \bar{\tau}_b$ | 0.80 | 2.5 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ | 1033.25 | 2.78 | 15 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ |
| | III | 189.34 | 0.84 | 5 | $\tau_b < \bar{\tau}_b$ | 0.6 | 2.5 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ | 733.55 | 1.97 | 15 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ |

Conclusion le ferrailage choisit satisfait tous les vérifications, donc ferrailage adopté .

V.4.4.4) Schémas de ferrailage :

Figure V.15 : Schéma de ferrailage du voile type 01 zone I

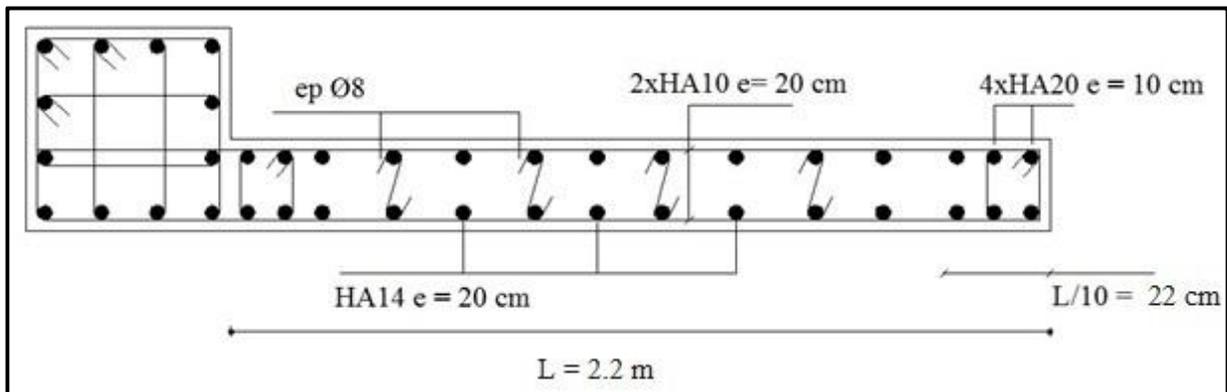


Figure V.16 : Schéma de ferrailage du voile type 01 zone II et zone III

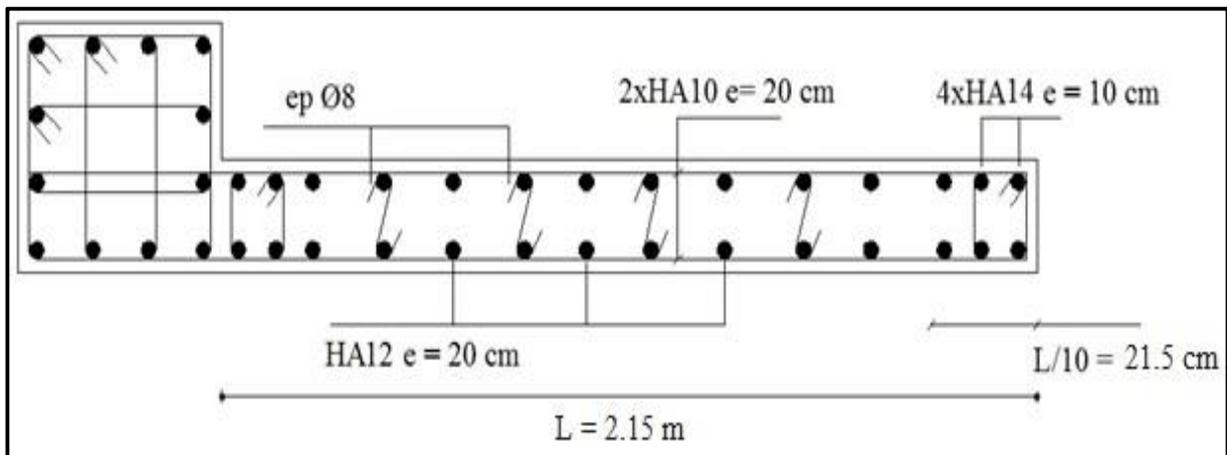


Figure V.17 : Schéma de ferrailage de voile type 02 zones I

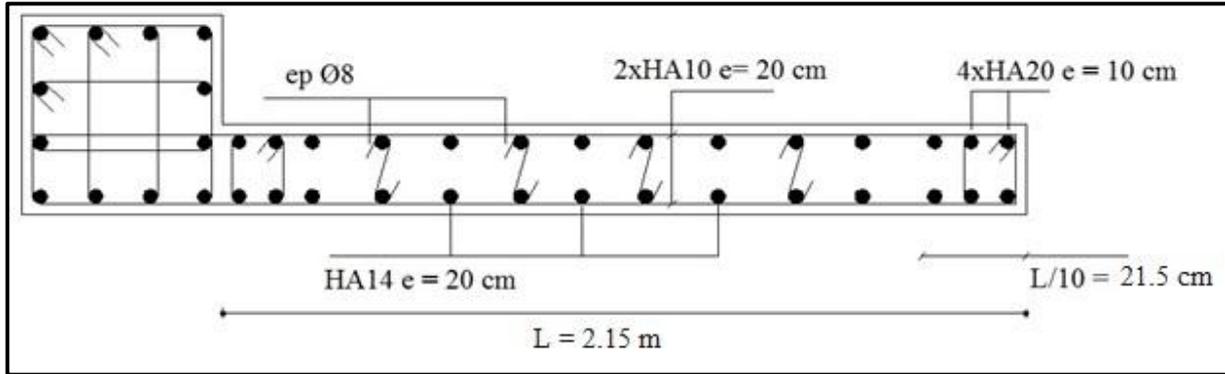


Figure V.18 : Schéma de ferrailage de voile type 02 zone II et zone III

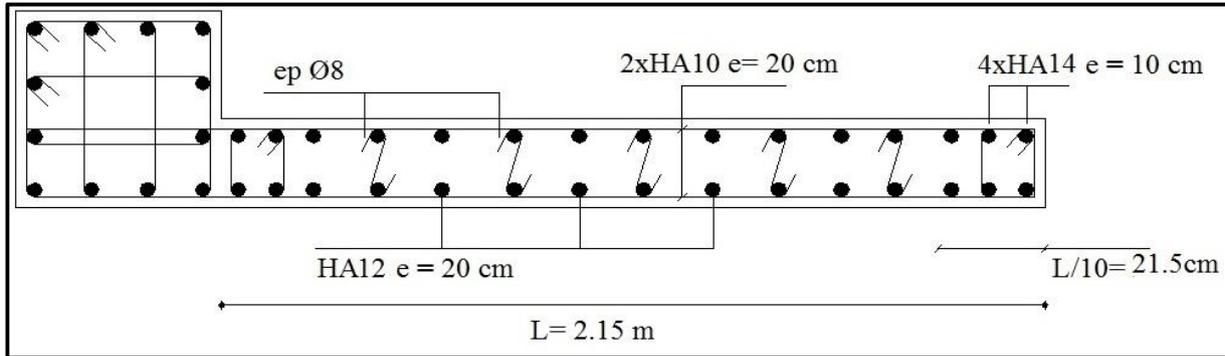


Figure V.19 : Schéma de ferrailage de voile type 03 zone I

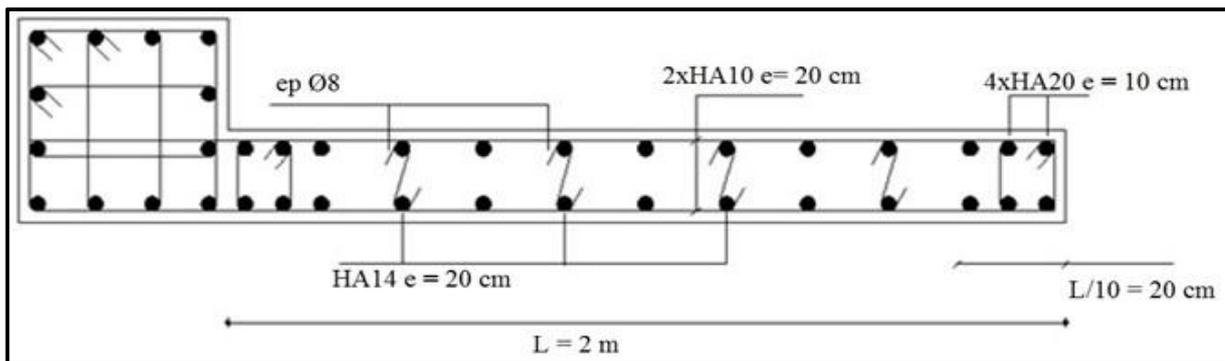
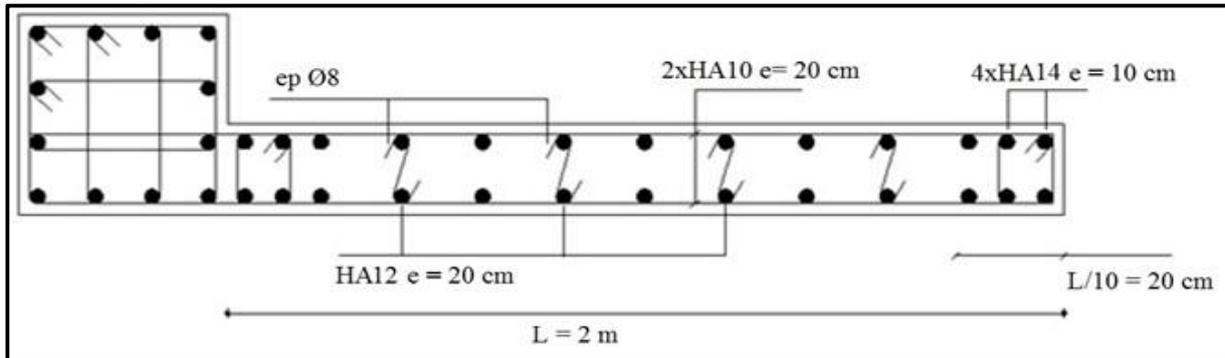
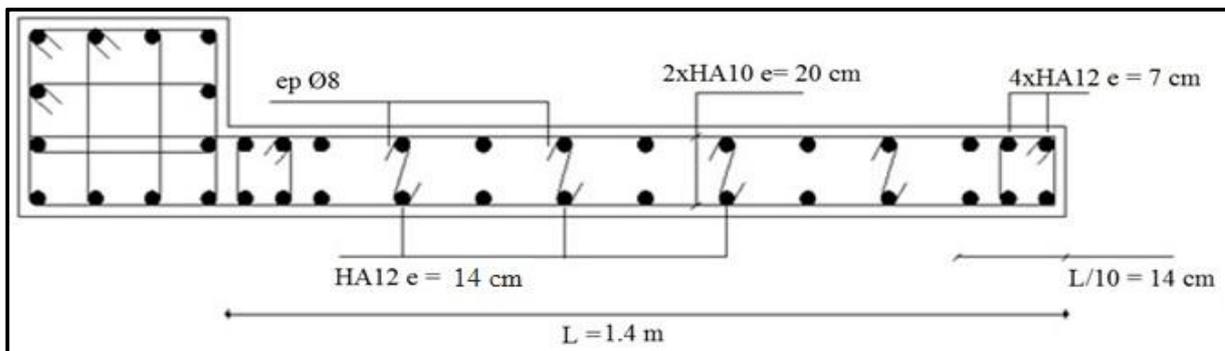


Figure V.20 : Schéma de ferrailage de voile type 03 zone II et zone III**Figure V.21** : Schéma de ferrailage de voile type 04 zone I, zone II et zone III



Chapitre VI

Etude de l'infrastructure



VI.1) Introduction :

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol. Leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations :

a) Fondations superficielles :

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

b) Fondation semi-profonde :

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

c) Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépasse les dix mètres environs

VI.2) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- ✚ Type d'ouvrage à construire.
- ✚ Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- ✚ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✚ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✚ La charge totale transmise au sol.
- ✚ La facilité de réalisation.
- ✚ La nature est le poids de la superstructure.

Ce choix doit satisfaire deux critères essentiels à savoir :

- ✚ Stabilité totale de l'ouvrage
- ✚ Solution facile à réaliser et économique

En ce qui concerne notre ouvrage, On à le choix entre :

- ✚ Semelles continues (semelles filantes sous murs)
- ✚ Radier général

a) Semelles filantes :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s / S_b < 50\%$)

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$N_{ser} = 64701,16 \text{ KN} \quad ; \quad \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 0,2 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow S \geq \frac{64701,16 \times 10^{-3}}{0,2} = 323,5058 \text{ m}^2$$

On a :

$$S_{semelles} = 323,5058 \text{ m}^2$$

$$S_{bâtiment} = 436,76 \text{ m}^2$$

Donc :

$$(S_s / S_b) = 0,74 > 0,5$$

❖ Conclusion :

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages:

- ✚ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- ✚ La réduction des tassements différentiels.
- ✚ La facilité d'exécution.

VI.3) Etude général du radier :

Un radier général est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction.

Il existe deux principaux types de radier général :

✚ **Le radier général épais :** il comporte seulement une dalle épaisse sur laquelle les charges sont descendues par les murs et les poteaux, en l'absence de toute partie intermédiaire.

✚ **Le radier général nervuré :** ce type de radier général constitué par un plancher nervuré composé d'un réseau de poutre principales relié par des goussets de poutres secondaires, et, éventuellement de poutrelles. Le tout supporte la réaction du sol appliquée à une dalle inférieure en béton armée.

VI.3.1) Pré dimensionnement du radier :

La surface de radier est inférieure à la surface de la structure donc on adopte un radier générale sur tout la surface de bâtiment.

$$\text{Donc : } S_{rad} = S_{bâtiment} = \mathbf{436,76 \text{ m}^2}$$

a) Epaisseur du radier :

L'épaisseur de radier doit satisfaire les conditions suivantes :

✚ Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 6\text{m}$$

$$D'où : 75\text{cm} \leq h_r \leq 120 \text{ cm. (1)}$$

✚ Condition de rigidité :

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

Avec :

L_{\max} : plus grand distance entre deux points d'appuis

L_e : longueur élastique.

E : module d'élasticité du béton $E=32164195 \text{ KN/m}^2$

b : largeur du radier (bande de 1 mètre)

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen ; $K= 40000 \text{ KN/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (6)^4}{32164.195\pi^4}} \Rightarrow h \geq 0,93\text{m} \quad (2)$$

✚ Condition de non poinçonnement :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour.

✓ Sous poteaux :

N_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime le plus sollicité

$$N_u = 2456,81\text{KN}$$

μ_c : Périmètre du contour cisailé

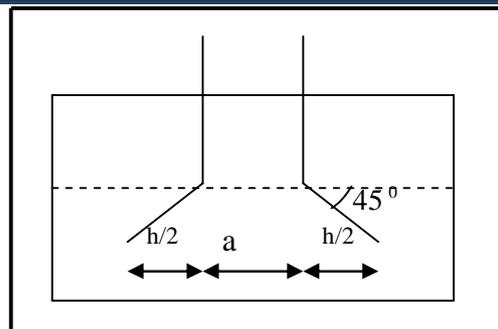
$$\mu_c = 4(a+h) = 4(0,6+h)$$

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u \leq 0.045 \times 4(0,55 + h) \times h \times 25 / 1,5$$

$$N_u \leq 3(0,55 + h)h$$

Figure VI.1 : Schéma de transmission des charges



$$3h^2 + 1,65h - 2456,81 \times 1000 \geq 0$$

$$\Rightarrow h \geq 90,4 \text{ cm}$$

✓ **Sous voiles :**

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (V6) de longueur $L = 2 \text{ m}$.

$$N_u = 2399,7 \text{ KN}$$

Ce qui donne un effort normale pour une mètre linéaire égal à :

$$N_u = 2399700/2 = 1199850 \text{ N/ml}$$

μ_c : Périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0,25 + 1 + 2h)$$

$$N_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u \leq 0,045 \times 2(0,25 + 1 + 2h) \times h \times 25 / 1,5$$

$$N_u \leq 1,5(1,25 + 2h)h$$

$$3h^2 + 1,875h - 1199850 \geq 0$$

$$\Rightarrow h \geq 63,210 \text{ cm}$$

➤ **Conclusion :**

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier :

$$h = 1.30 \text{ m.}$$

Vu que la hauteur est importante on opte pour un radier nervuré.

➤ **La largeur du débord :**

Pour meilleur stabilité de notre ouvrage, on adopte un radier général sur toute la surface de l'ouvrage plus un débord sur le périphérique.

$$D \geq \max \left\{ \frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right\} \geq \max \{65; 30 \text{ cm}\} \text{ soit } D = 70 \text{ cm}$$

La surface du débord : $S_{\text{débord}} = D \times \text{périmètre du bâtiment}$

$$S_{\text{débord}} = 70 \times 97,95 = 68,565 \text{ m}^2$$

Donc : la surface total du radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = 505,32 \text{ m}^2$$

✚ **Condition de cisaillement :**

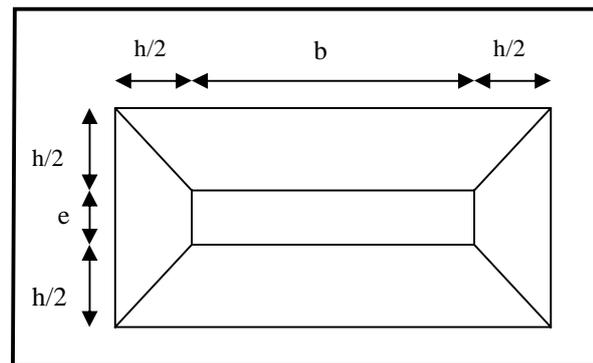
L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, d'après le règlement CBA93 (Art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa pour une Fissuration préjudiciable}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul vis – à – vis l'ELU.

$$V_u = \frac{qL}{2}$$

Figure VI.2 : Schéma de transmission des charges



q : La charge sur le radier uniformément répartie pour une bande de 1 mètre

$$q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}} = \frac{88688,75 \times 1}{505,32} = 175,51 \text{ KN/ml}$$

$$\text{donc : } V_u = \frac{175,51 \times 6}{2} = 526,53 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{V_u}{b \times 0,9h} \Rightarrow h \geq \frac{V_u}{0,9b\tau_u} = \frac{526,53 \times 10^3}{0,9 \times 1000 \times 2,5} = 23,4 \text{ cm}$$

L'épaisseur de radier est vérifiée vis-à-vis au cisaillement.

VI.3.2) Pré dimensionnement du radier nervuré :

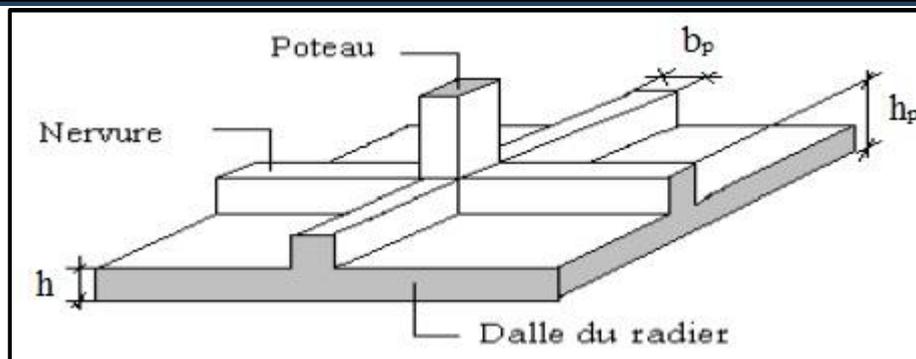
La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = 60 \text{ cm soit } h_p = 1,30 \text{ m}$$

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{130}{2} = 65 \text{ cm soit } b_p = 70 \text{ cm}$$

NB : il faut que la largeur des nervures soit supérieure au plus grande côté des poteaux de la base pour que le poteau se situe à l'intérieur de la nervure pour assurer la transmission des charge au nervure et pour faciliter la mise en œuvre de ferrailage.

Figure VI.3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux



a) L'épaisseur de la dalle :

$$h_{\text{dalle}} \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = 30 \text{ cm soit } h_{\text{dalle}} = 0,50 \text{ m.}$$

b) Calcul des sollicitations :

$$G_{\text{Superstructure}} = 55753,24 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{Superstructure}} = 8947,92 \text{ kN}$$

$$G_{\text{rad}} = G (\text{dalle}) + G (\text{nervure})$$

$$= (S_{\text{rad}} \times h \times 25) + (b \times h \times 25 \times \sum (L_x + L_y))$$

$$G_{\text{radier}} = 25 \times 0,5 \times 505,32 + (0,70 \times 0,80 \times 25 \times 238,95) = 9661,8 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{radier}} = Q_{\text{Dépot}} \times S_{\text{bloc}}$$

$$\begin{cases} Q_{\text{Dépot}} = 3.5 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{\text{radier}} = 3.5 \times 505.32 = \mathbf{1768.62 \text{ kN}} \end{cases}$$

$$G_{\text{TOTAL}} = G_{\text{Radier}} + G_{\text{superstructure}} = 9661.8 + 55753.24 = \mathbf{65415.04 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{TOTAL}} = \mathbf{10716,54 \text{ KN}}$$

➤ Les combinaisons de calcul :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = \mathbf{104385.11 \text{ KN}}$$

$$N_{\text{ser}} = G + Q = \mathbf{76131.58 \text{ KN}}$$

c) Vérification de la surface de radier :

$$A'_{\text{ELU}} : S_{\text{radier}} = 505.32 \text{ m}^2 > \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = 392.42 \text{ m}^2$$

$$A'_{\text{ELS}} : S_{\text{radier}} = 505.32 \text{ m}^2 > \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = 380.66 \text{ m}^2$$

VI.3.3) Caractéristique géométrique du radier :

a) Détermination du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \\ Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \end{cases} \quad \text{Donc : } \begin{cases} X_G = 7,14 \text{ m.} \\ Y_G = 12,69 \text{ m.} \end{cases}$$

b) Moment d'inertie :

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est: $I = (I_i + S_i d_i^2)$

Avec :

I_i : moment d'inertie du panneau (i).

S_i : aire du panneau considéré (i).

D_i : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

$$\begin{cases} I_{xx} = 85731,80 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 39975,68 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VI.3.4) Vérification de la stabilité au renversement du radier :

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux

Le rapport $\frac{M_s}{M_r}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre

M_r : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M_r = M_0 + V \times h$$

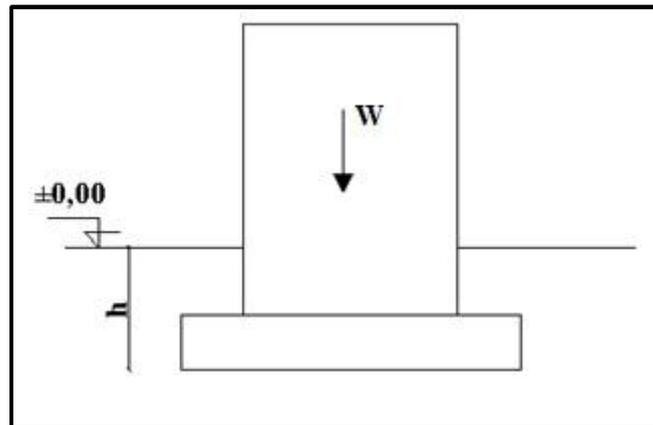
Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure calculer dans le chapitre VI

V : L'effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure $h = 5.08$ m

Figure VI.4: Schéma statique du bâtiment



$$M_{Sta,x} = W \times b_x = 65415.04 \times 13.86 = 906652.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sta,y} = W \times b_y = 65415.04 \times 13.45 = 879832.29 \text{ KN.m}$$

Et :

$$M_{Ren,x} = 84682.79 + 3537.80 \times 5.08 = 102654.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ren,y} = 88400.48 + 3695.12 \times 5.08 = 107171.69 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 8.83 > 1.5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 8.21 > 1.5$$

Conclusion : le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1.5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

VI.3.5) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

Avec :

$$W \geq F_s \gamma Z S$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{\text{bat}} + W_{\text{radier}}$$

$$W = 55753,24 + 9661,8 = 65415,04 \text{ KN}$$

F_s : Coefficient de sécurité vis – à – vis du renversement $F_s = 1,5$

γ : poids volumique de l'eau = 10 KN/m^3

Z : Profondeur de l'infrastructure $Z = 4,08 + 1,30 = 5,38 \text{ m}$

S : surface de radier = $505,32 \text{ m}^2$

$$\text{Donc: } W = 65415,04 > 1,5 \times 10 \times 5,38 \times 505,32 = 40779,32 \text{ KN}$$

⇒ *Condition vérifiée*

VI.3.6) Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA :

D'après le RPA2003 {Art 10.1.5} le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{l}{4}$$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment globale de la structure.

N : Effort normal globale de la structure.

Les efforts de la superstructure sont appliqués au centre de masse de la superstructure, donc pour transmettre les efforts au centre de masse de radier il faut prendre en considération l'excentricité entre le centre d'application des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier.

Donc le moment résultant appliquée au centre de masse de radier est la superposition de moment résultant de la superstructure et le moment dû à l'excentricité de l'effort normal

Tableau VI.1: Vérification de la stabilité au renversement du radier

| | 0.8G + E | | 0.8G - E | | G + Q + E | |
|-------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| | Sens XX | Sens YY | Sens XX | Sens YY | Sens XX | Sens YY |
| N (KN) | 44602.59 | 44602.59 | 44602.59 | 44602.59 | 64701.16 | 64701.16 |
| M (KN.m) | 103444.11 | 81389.70 | 65921.48 | 95411.25 | 114326,16 | 78014.18 |
| e (m) | 2.31 | 1.82 | 1.48 | 2.14 | 1.77 | 1.20 |
| l/4 (m) | 6.39 | 6.72 | 6.39 | 6.72 | 6.39 | 6.72 |
| Observation | $e < \frac{l}{4} \Rightarrow CV$ |

Conclusion : La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

VI.3.7) Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contraintes moyennes doivent être inférieures à la contrainte admissible.

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{\text{adm}}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I}$$

N : effort normal appliqué à la surface de radier,

M : moment fléchissant appliqué à la surface de radier.

B : surface totale du radier $B = 505.32 \text{ m}^2$

V : distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure.

I : moment d'inertie du radier.

A cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0.8G \pm E$.

Aux contraintes de compression (tassement) avec la combinaison $G + Q + E$.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de sol sous le radier

| | 0.8G + E | | 0.8G - E | | G + Q + E | |
|--|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| | Sens XX | Sens YY | Sens XX | Sens YY | Sens XX | Sens YY |
| N (KN) | 44602.59 | 44602.59 | 44602.59 | 44602.59 | 64701.16 | 64701.16 |
| M _{rad} (KN.m) | 103444.11 | 81389.70 | 65921.48 | 95411.25 | 114326.16 | 78014.18 |
| V (m) | 13.86 | 13.45 | 13.86 | 13.45 | 13.86 | 13.45 |
| I (m ⁴) | 85731,80 | 39975,68 | 85731,80 | 39975,68 | 85731,80 | 39975,68 |
| σ_1 (KN/m ²) | 104.99 | 115.65 | 98.92 | 120.37 | 146.52 | 154.29 |
| σ_2 (KN/m ²) | 71.54 | 60.88 | 77.61 | 56.16 | 109.56 | 101.79 |
| σ_{moy} (KN/m ²) | 96.63 | 101,96 | 93.59 | 104.32 | 137.28 | 141.16 |
| σ_{ad} (KN/m ²) | 200 | 200 | 200 | 200 | 200 | 200 |
| Observation | $\sigma_m < 1.5\sigma_a$ ⇒ CV |

VI.3.8) Ferraillage du radier nervurée :

Le radier est calculé comme étant un plancher renversé appuyé sur les voiles et les poutres. Nous avons utilisé pour le ferraillage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93,

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol. , d'où le ferraillage se fait pour les nervures et les dalle du radier à la flexion simple à partir des sollicitations les plus défavorables.

Pour cela, on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du rapport ($\alpha = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

VI.3.8.1) Ferraillage de la dalle :

Le ferraillage de la dalle du radier se fait à la flexion simple en travée et en appuis avec les sollicitations les plus défavorables,

✚ Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations dans les panneaux dalle il faut voir en début si le panneau porte dans un seul sens ou dans les deux sens :

Si $\alpha < 0.4$ le panneau porte dans un seul sens

Si $0.4 < \alpha < 1$ le panneau porte dans les deux sens

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

L_x : La petite portée de panneau

L_y : La grande portée de panneau

La dalle, pour une largeur unitaire ,sont définie comme suit :

Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_{ox} = \mu_x q L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y M_x$$

Avec :

ν : coefficient de poisson

$\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0.2$ à l'ELS

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastrés aux niveaux des appuis, Le règlement de B.A.E.L.91/99 nous préconise une réduction du moment isostatique, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis .

✚ **Pour un panneau rive : (Ch 3, § IV.3)BAEL 91/99**

• **dans le sens de la petite portée (X-X) :**

Au centre de la dalle $M_{tx} = 0.85M_{ox}$

Sur le bord continue $M_{acx} = -0.5M_{ox}$

Sur le bord extrémité $M_{aec} = -0.3M_{ox}$

• **dans le sens de la grande portée (Y-Y) :**

Au centre de la dalle $M_{ty} = 0.85M_{oy}$

Sur le bord extrémité $M_{aey} = -0.3M_{ox}$

Sur le bord continue $M_{acy} = -0.5M_{ox}$

✚ **Panneau intermédiaire :**

• **Moments en travée :** $M_{tx} = 0.75 M_{ox}$

$$M_{ty} = 0.75 M_{oy}$$

• **Moments en appuis :** $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{ox}$

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable dont c'est un panneau de rive :

$$L_x = 4.3m$$

$$L_y = 5.3 m$$

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.3}{5.3} = 0.81 \Rightarrow$ donc le panneau porte dans **les deux sens**

D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Moments en travée : $M_{tx} = 0.85 M_{ox}$

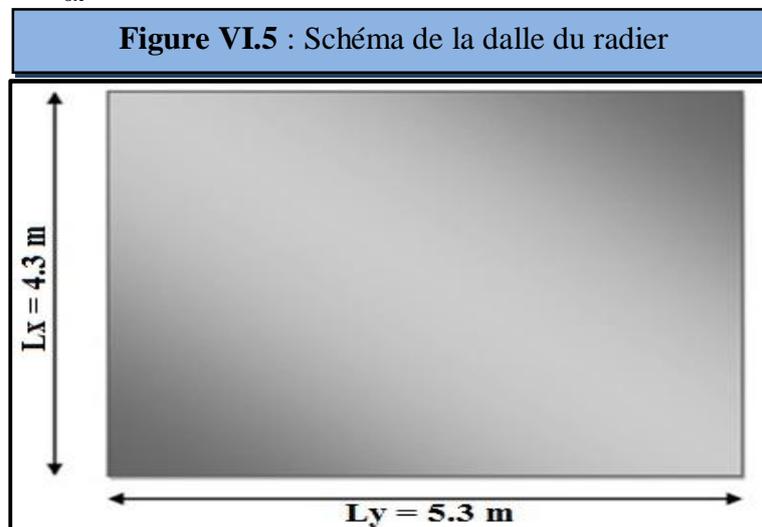
$$M_{ty} = 0.85 M_{oy}$$

- Moments en appuis $M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_{ox}$ { Sur le bord extrémité }

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{ox}$$
 { Sur le bord continue }

NB : Pour le moment en appuis on prend le max { $M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_{ox}$; $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{ox}$ }

D'où : $M_{ax, ay} = 0.5 M_{ox}$



Evaluation des Charges et Surcharges:

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{104385.11}{505.32} = 206.57 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{76131.58}{505.32} = 150.66 \text{ KN/m}^2$$

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul:

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier

| | | | | <i>Sens X – X</i> | | | <i>Sens Y – Y</i> | | |
|------------|----------|---------|---------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | α | μ_x | μ_y | M_{ox} (KN.m) | M_{tx} (KN.m) | M_{ax} (KN.m) | M_{oy} (KN.m) | M_{ty} (KN.m) | M_{ay} (KN.m) |
| ELU | 0.81 | 0.0550 | 0.6135 | 210.07 | 178.56 | 105.03 | 128.88 | 109.55 | 105.03 |
| ELS | 0.81 | 0.0617 | 0.7246 | 171.88 | 146.10 | 85.94 | 124.54 | 105.86 | 85.94 |

Avant le calcul, il faut vérifier la condition suivante :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25M_o$$

$2Ma = (Mw + Me) \dots$ La somme des valeurs absolues des moments sur l'appuis de gauche et de droite respectivement

M_o : Moment calculée avec l'hypothèse de l'articulation

Résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Vérification des moments sur appuis et en travées

| Etat | Sens | M_o (KN.m) | M_t (KN.m) | M_a (KN/m) | | $1,25M_o$ (KN.m) | $M_t + (M_w + M_e)/2$ | Vérification |
|------|------|-----------------|-----------------|--------------|-------|---------------------|-----------------------|--------------|
| | | | | M_e | M_w | | | |
| ELU | X-X | 210.07 | 178.56 | 105.03 | 63.02 | 262.59 | 262.59 | C.V |
| | Y-Y | 128.88 | 109.55 | 105.03 | 63.02 | 161.1 | 193.57 | C.V |
| ELS | X-X | 171.88 | 146.10 | 85.94 | 51.56 | 214.85 | 214.85 | C.V |
| | Y-Y | 124.54 | 105.86 | 85.94 | 51.56 | 155.67 | 174.61 | C.V |

Calcul des armatures :

Pour assurer la stabilité et la rigidité de notre dalle, le calcul se fait dans les deux sens longitudinal et transversale.

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire avec :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 50 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 45 \text{ cm}$. $c = 5 \text{ cm}$

a) A L'ELU**✚ En travée :****✚ Sens (X-X)****Moment réduit**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{178.56 \times 10^6}{1000 \times (450)^2 \times 14.2} = 0.0621 < \mu_l = 0.391 \text{ donc } A'_s = 0$$

La section est armée par des armatures tendus

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0802$$

$$\beta_u = 0.8\alpha_u = 0.0642$$

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}} = 0.0642 \times 100 \times 45 \times \frac{14.2}{348} = 11.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ Sens (Y-Y)**Moment réduit**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{109.55 \times 10^6}{1000 \times (450)^2 \times 14.2} = 0.0381 < \mu_l = 0.391 \text{ donc } A'_s = 0$$

La section est armée par des armatures tendus

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0486$$

$$\beta_u = 0.8\alpha_u = 0.0389$$

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}} = 0.0389 \times 100 \times 45 \times \frac{14.2}{348} = 7.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✚ En appuis :**▪ sens (X-X et Y-Y) :****Moment réduit**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{105.03 \times 10^6}{1000 \times (450)^2 \times 14.2} = 0.0365 < \mu_l = 0.391 \text{ donc } A'_s = 0$$

La section est armée par des armatures tendus

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0465$$

$$\beta_u = 0.8\alpha_u = 0.0372$$

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}} = 0.0372 \times 100 \times 45 \times \frac{14.2}{348} = 6.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) Vérification à l'ELS :**✚ Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A_s + A_s')y - 15(dA_s + d'A_s') = 0 \Rightarrow \eta = 15 \quad ; \quad A' = 0$$

$$Y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7,5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right] \quad Y : \text{position de l'axe neutre}$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5A_s}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A_s' (y - d')^2 \implies \eta = 15 \quad (\text{Moment d'inertie})$$

✚ Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

{La fissuration est préjudiciable}

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \{0,5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 266,67 \text{ MPa} ; 201,6 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans l'acier : σ_s

$$\sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - y) \implies \eta = 15$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

| Tableau VI.5: Tableau récapitulatif de vérification à l'ELS des panneaux de radier | | | | | | | |
|--|------|--------------------------|-------|---------------------|-----------------------|----------------------|--|
| | Sens | M _{ser} (KN. m) | y(cm) | I(cm ⁴) | σ _{bc} (MPa) | σ _s (MPa) | Observation |
| Travée | XX | 146.10 | 10.97 | 248630.47 | 6.44 | 299.98 | σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _s > σ̄ _s |
| | YY | 105.86 | 8.80 | 162867.29 | 5.72 | 352.94 | σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _s > σ̄ _s |
| Appuis | XX | 85.94 | 8.63 | 156943.01 | 4.73 | 298.72 | σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _s > σ̄ _s |
| | YY | 85.94 | 8.63 | 156943.01 | 4.73 | 298.72 | σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _s > σ̄ _s |

σ_{bc} < σ̄_{bc} ⇒ conditions vérifiées et σ_s > σ̄_s ⇒ conditions non vérifiées

Donc : on calcule la section d'armatures tendues

$$A_s = \frac{\alpha^2}{30(1 - \alpha)} bd$$

Avec : $\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos\left(\frac{4\pi}{3} + \frac{\varphi}{3}\right)$;

$\lambda = 1 + \mu$; $\mu = \frac{30M_{ser}}{bd^2\sigma_s}$; $\cos \varphi = \frac{1}{\lambda\sqrt{\lambda}}$.

NB : on vérifie que σ_{bc} reste toujours inférieur à σ̄_{bc}

| Tableau VI.6: Tableau récapitulatif de la nouvelle section | | | | | | |
|--|------|--------------------------|-------|-------|-------|----------------------|
| | Sens | M _{ser} (KN. m) | μ | λ | α | As(cm ²) |
| Travée | XX | 146.10 | 0,11 | 1.11 | 0.291 | 17.83 |
| | YY | 105.86 | 0,08 | 1.08 | 0.253 | 12.74 |
| Appuis | XX | 85.94 | 0.064 | 1.064 | 0.230 | 10.26 |
| | YY | 85.94 | 0.064 | 1.064 | 0.230 | 10.26 |

| Tableau VI.7: vérification à l'ELS avec la nouvelle section des panneaux du radier | | | | | | | |
|--|------|--------------------------|-------|---------------------|-----------------------|----------------------|--|
| | Sens | M _{ser} (KN. m) | y(cm) | I(cm ⁴) | σ _{bc} (MPa) | σ _s (MPa) | Observation |
| Travée | XX | 146.10 | 13.07 | 347104.82 | 5.50 | 201.6 | σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _s < σ̄ _s |
| | YY | 105.86 | 11.34 | 265109.52 | 4.53 | 201.6 | σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _s < σ̄ _s |
| Appuis | XX | 85.94 | 10.33 | 221696.17 | 4 | 201.6 | σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _s < σ̄ _s |
| | YY | 85.94 | 10.33 | 221696.17 | 4 | 201.6 | σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _s < σ̄ _s |

c) Condition de non fragilité : (Art B.7.4) BAEL91/99

La section minimale pour les dalles dans l'est :

Sens X-X :

$$A_{\min} \geq \rho_0 b h \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

Sens Y-Y :

$$A_{\min} \geq \rho_0 b h$$

Avec : $\rho_0 = 0.0008$ pour feE400

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

| Tableau VI.8 : Tableau récapitulatif des sections d'armature de la dalle | | | | | | |
|--|--------|-----------------------------|------------------|--------------------------|--------|-------------------------|
| position | | M_{ser} (KN. m) | A_s (cm^2) | A_{\min} (cm^2) | choix | A_s adopté (cm^2) |
| Sens X-X | Travée | 146.10 | 17.83 | 4.38 | 10HA16 | 20.10 |
| | Appuis | 85.94 | 10.26 | 4.38 | 10HA14 | 15.39 |
| Sens Y-Y | Travée | 105.86 | 12.74 | 4 | 10HA14 | 15.39 |
| | Appuis | 85.94 | 10.26 | 4 | 10HA14 | 15.39 |

d) Vérification de disposition d'armature: (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)**• Selon X-X :**

$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \implies$ Pour les charges réparties

$$S_t = \min(150 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec :

h : l'épaisseur de la dalle = 50cm

$$S_t = 10 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

• Selon Y-Y :

$S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm}) \implies$ Pour les charges réparties

$$S_t = \min(200 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

NB : La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées **CHAISES** donc on prévoit :

4 chaises de T12 / m².

Conclusion : Ferrailage Adoptée .

VI.3.8.2) **Ferrailage de la nervure :**

Ce sont des poutres disposées le long du radier sur plusieurs appuis. Elles servent à reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

Les dimensions de ces poutres sont :

$$\begin{cases} h_t = 130 \text{ cm} \\ b = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

Tel que la largeur du poteau le plus large est de 55 cm,

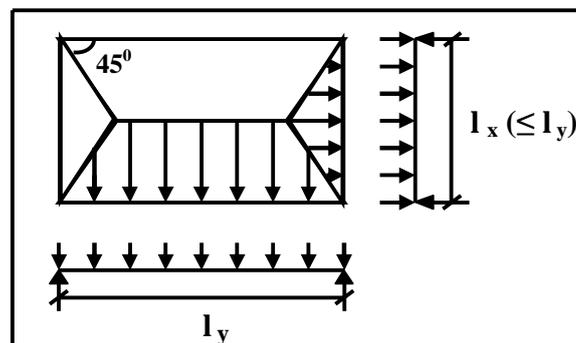
Pour calculer ces nervures, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la file dans le sens XX et la file dans le sens YY.

✚ **Evaluation des Charges et Surcharges:**

$$\text{à l'ELU : } Q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{104385.11}{505.32} = 206.57 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{à l'ELS : } Q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{76131.58}{505.32} = 150.66 \text{ KN/m}^2$$

✚ **Calcul des sollicitations de la nervure**



On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres par :
la charge uniformément répartie équivalent à la charge trapézoïdale égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{2} \left(1 - \frac{L_x}{2L_y} \right)$$

Et la charge uniformément répartie équivalent à la charge triangulaire égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{4}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.9 : Charge uniformément répartie équivalente de la nervure sens X-X et Y-Y

| | TYPE 01 | | TYPE 02 | |
|-----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | ELU {KN/ml} | ELS {KN/ml} | ELU {KN/ml} | ELS {KN/ml} |
| Travée A | 297.42 | 216.91 | 598.71 | 436.66 |
| Travée B | 227.17 | 165.68 | 561.12 | 409.25 |
| Travée C | 345.15 | 251.74 | 309.85 | 225.99 |
| Travée D | 139.43 | 101.70 | 433.80 | 316.38 |
| Travée E | 495 | 361.58 | 481.31 | 351.04 |
| Travée F | 139.43 | 101.70 | / | / |
| Travée G | 345.15 | 251.74 | / | / |
| Travée K | 227.17 | 165.68 | / | / |
| Travée I | 297.42 | 216.91 | / | / |

A partir du logiciel RDM 6, on obtient les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.10 : Tableau récapitulatif des sollicitations des calculs

| | | Sens Y – Y | Sens X – X |
|------------|-------------------------|------------|------------|
| ELU | Moment en travée {KN.m} | 636.7 | 1688 |
| | Moment en appuis {KN.m} | 788.9 | 2246 |
| | Effort tranchant {KN} | 1188 | 2171 |
| ELS | Moment en travée {KN.m} | 462.4 | 1231 |
| | Moment en appuis {KN.m} | 579 | 1638 |

✚ Calcul des armatures des nervures :

Ce sont des poutres disposées le long de radier de section (130 x 70) cm, le calcul de ferrailage s'effectue en travée et sur appuis à la flexion simple.

VI.3.8.2.1) Sens Y-Y :

a) A L'ELU

✚ En travée :

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{636.7 \times 10^6}{700 \times (1250)^2 \times 14.2} = 0.041 < \mu_l = 0.391 \text{ donc } A'_s = 0$$

La section est armée par des armatures tendes

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0523$$

$$\beta_u = 0.8\alpha_u = 0.0419$$

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}} = 0.0419 \times 70 \times 125 \times \frac{14.2}{348} = 14.95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✚ En appuis

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{788.9 \times 10^6}{700 \times (1250)^2 \times 14.2} = 0.0508 < \mu_l = 0.391 \text{ donc } A'_s = 0$$

La section est armée par des armatures tendes

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0652$$

$$\beta_u = 0.8\alpha_u = 0.0521$$

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}} = 0.0521 \times 70 \times 125 \times \frac{14.2}{348} = 18.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) Vérification à l'ELS :

✚ Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A_s + A'_s)y - 15(dA_s + d'A'_s) = 0 \Rightarrow \eta = 15 \quad ; \quad A' = 0$$

$$Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \quad Y : \text{position de l'axe neutre}$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5A_s}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2 \Longrightarrow \eta = 15 \quad (\text{Moment d'inertie})$$

Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

{La fissuration est préjudiciable}

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_c ; \max \{ 0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 266.67 \text{ MPa} ; 201.6 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans l'acier : σ_s

$$\sigma_s = \eta . K . (d-y) \implies \eta = 15$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

| Tableau VI.11: Tableau récapitulatif de vérification des nervures du radier à l'ELS | | | | | | |
|--|------------------|-------|---------------------|---------------------|------------------|--|
| | M_{ser} (KN.m) | y(cm) | I(cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | σ_s (MPa) | Observation |
| Appuis | 579 | 27.84 | 3140092.9 | 5.13 | 268.72 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_s > \bar{\sigma}_s$ |
| Travée | 462.4 | 25.28 | 2606930.61 | 4.48 | 265.32 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_s > \bar{\sigma}_s$ |

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \implies$ conditions vérifiées et $\sigma_s > \bar{\sigma}_s \implies$ conditions non vérifiées

Donc : on calcule la section d'armatures tendues

$$A_s = \frac{\alpha^2}{30(1-\alpha)} bd$$

$$\text{Avec : } \alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos\left(\frac{4\pi}{3} + \frac{\varphi}{3}\right);$$

$$\lambda = 1 + \mu ; \mu = \frac{30M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_s} ; \cos \varphi = \frac{1}{\lambda\sqrt{\lambda}} .$$

NB : on vérifie que σ_{bc} reste toujours inférieur à $\bar{\sigma}_{bc}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.12: Tableau récapitulatif de la nouvelle section de la nervure du sens Y-Y

| position | M _{ser} (KN. m) | μ | λ | α | As (cm ²) |
|-----------|--------------------------|--------|--------|--------|-----------------------|
| En appuis | 579 | 0,0788 | 1.0788 | 0.253 | 25.10 |
| En travée | 462.4 | 0,0629 | 1.0629 | 0.2291 | 19.87 |

Tableau VI.13: vérification à l'ELS avec la nouvelle section de la nervure du sens Y-Y

| position | M _{ser} (KN. m) | y (cm) | I (cm ⁴) | σ _{bc} (MPa) | σ _s (MPa) | Observation |
|----------|--------------------------|--------|----------------------|-----------------------|----------------------|--|
| Appuis | 579 | 31.68 | 4020206.09 | 4.56 | 201.6 | σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _s < σ̄ _s |
| Travée | 462.4 | 28.64 | 3315145.73 | 3.99 | 201.6 | σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _s < σ̄ _s |

c) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99):

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

f_{t28} : la résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 9.03 \text{ cm}^2/ml$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 : Tableau récapitulatif des sections d'armature de la nervure du sens Y-Y

| position | M _{ser} (KN. m) | As (cm ²) | A _{min} (cm ²) | choix | A _s adopté (cm ²) |
|----------|--------------------------|-----------------------|-------------------------------------|-------------|--|
| Appuis | 579 | 25.10 | 9.03 | 5HA20+5HA16 | 25.76 |
| Travée | 462.4 | 19.87 | 9.03 | 10HA16 | 20.11 |

NB : 5HA16 en appuis comme chapeau de longueur $\frac{L}{4} = \frac{4.8}{4} = 1.2 \text{ m}$

5HA16 en travée comme chapeau de longueur $\frac{8L}{10} = \frac{8 \times 4.8}{4} = 3.84 \text{ m}$

✚ 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

$$A_p = 3\text{cm}^2 \times \text{la hauteur en mètre} = 3 \times 1.2 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_p = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$

d) Vérification à l'ELU

✚ Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1) BAEL91/99

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La fissuration comme étant **préjudiciable**.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : l'effort tranchant

b : Largeur de la section.

d : Hauteur utile de la section.

✚ Vérification de Contrainte d'adhérence : (Art A 6.1.3 BAEL 91)

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{se} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$\bar{\Psi}_s \geq$ Coefficient de seulement ($\bar{\Psi}_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$$\text{D'où } \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des armatures tendues

n : Nombre des barres

$$\sum U_i = n \pi \emptyset$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.15 : Tableau récapitulatif de vérification de la nervure à l'ELU

| | Contrainte de cisaillement | | | | Contrainte d'adhérence | | | |
|-------|----------------------------|----------------|----------------------|-------------------------|------------------------|-------------------|-------------------------|-------------------------------|
| | V_u (kN) | τ_u (MPa) | $\bar{\tau}_u$ (MPa) | Obs | $\sum U_i$ (mm) | τ_{su} (MPa) | $\bar{\tau}_{su}$ (MPa) | Obs |
| Appui | 1188 | 1.36 | 2.5 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ | 565.2 | 1.86 | 3.15 | $\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$ |

NB: donc il n'y a pas de risque de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e) Calcul des armatures transversales dans les nervures :

➤ Selon le BAEL 91/99 :

Dans le cas courant la flexion simple avec des armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) :

$K=1$, en flexion simple :

$$\left. \begin{aligned} \frac{A_t}{b_0 S_t} &\geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28}}{0.9 \sigma_s} \\ S_t &\leq \text{Min}\{0.9d; 40\text{cm}\} \end{aligned} \right\} \quad (\text{Ch 13, § III.3})\text{BAEL 91/99}$$

La section exigé par la condition de non fragilité : (Ch 13,§ III.3)BAEL 91/99

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{MPa} \right\}$$

$$\phi = \min \left\{ \begin{aligned} \frac{h}{35} &= 3.43 \text{cm} \\ \frac{b}{10} &= 6.4 \text{cm} \\ \phi_\ell &= 1.6 \text{cm} \end{aligned} \right. \quad (\text{Ch 13, § III.3})\text{BAEL 91/99}$$

ϕ_ℓ Représentant le diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres

Selon RPA :(Art 7.5.2.2) RPA 99/2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0$$

On prend : $\phi = 10 \text{ mm}$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante}$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales

Avec :

A_t : Section des armatures transversales

S_t : Espacement entre les armatures transversales

Donc :

$$S_t \leq \text{Min}\{112.5 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{130}{4}; 12 \times 1.6 \right\} = 19.2 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{130}{2} = 65 \text{ cm en zone courante}$$

Donc on prend :

$$S_t = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm en zone courante}$$

Et :

$$A_t \geq \frac{b_0 S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \sigma_s} = \frac{70 \times 15 \times (1.36 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 348} = 2.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t \geq 0.003 b_0 S_t = 0.003 \times 70 \times 15 = 3.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{la condition de non fragilité : } \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.68 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{0.68 \times b_0 S_t}{f_e} = \frac{0.68 \times 70 \times 15}{400} = 1.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend $A_t = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

NB : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement. (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003

f) Vérification de La flèche :(Art B.6.5, 1) BAEL91/99

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

Les conditions à vérifier d'après le BAEL91/99 :

✚ On a trois inégalités à vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{0,ser, travée}}{10 M_{0,ser}}$$

Avec: L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t\text{service}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{0\text{service}}$: Le moment fléchissant maximal à E.L.S dans la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis libre.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

✚ Vérification des conditions :

Avec:

$h = 130 \text{ cm}$; $b = 70 \text{ cm}$; $d = 125 \text{ cm}$; $L = 4.80 \text{ m}$; $A_s = 20.11 \text{ cm}^2$

$M_{\text{ser, travée}} = 462.4 \text{ KN.m}$; $M_{0\text{ser}} = 1041.35 \text{ KN.m}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.27 \geq 6.25 \times 10^{-2} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.23 \times 10^{-2} \leq 1.05 \times 10^{-2} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{0,\text{ser},\text{travée}}}{10M_{0,\text{ser}}} \Rightarrow 0.27 \geq 4.44 \times 10^{-2} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

VI.3.8.2.2) Sens X-X :

a) A L'ELU

✚ En travée :

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{1688 \times 10^6}{700 \times (1250)^2 \times 14.2} = 0.1087 < \mu_1 = 0.391 \text{ donc } A'_s = 0$$

La section est armée par des armatures tendes

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.1442$$

$$\beta_u = 0.8\alpha_u = 0.1153$$

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}} = 0.1153 \times 70 \times 125 \times \frac{14.2}{348} = 41.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✚ En appuis

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{2246 \times 10^6}{700 \times (1250)^2 \times 14.2} = 0.1446 < \mu_1 = 0.391 \text{ donc } A'_s = 0$$

La section est armée par des armatures tendes

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.1961$$

$$\beta_u = 0.8\alpha_u = 0.1569$$

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}} = 0.1569 \times 70 \times 125 \times \frac{14.2}{348} = 56.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) Vérification à l'ELS :**✚ Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A_s + A_s')y - 15(dA_s + d'A_s') = 0 \Rightarrow \eta = 15 \quad ; \quad A' = 0$$

$$Y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7,5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right] \quad Y : \text{position de l'axe neutre}$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5A_s}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A_s' (y - d')^2 \implies \eta = 15 \quad (\text{Moment d'inertie})$$

✚ Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

{La fissuration est préjudiciable}

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \{0,5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 266,67 \text{ MPa} ; 201,6 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans l'acier : σ_s

$$\sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - y) \implies \eta = 15$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.16: Tableau récapitulatif de vérification des nervures du radier à l'ELS

| position | M_{ser} (KN.m) | y(cm) | I(cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | σ_s (MPa) | Observation |
|----------|------------------|-------|---------------------|---------------------|------------------|--|
| Appuis | 1638 | 44.08 | 7501793.59 | 9.62 | 265.03 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_s > \bar{\sigma}_s$ |
| Travée | 1231 | 38.97 | 5952615.4 | 8.06 | 266.88 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_s > \bar{\sigma}_s$ |

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ conditions vérifiées et $\sigma_s > \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ conditions non vérifiées

Donc : on calcule la section d'armatures tendues

$$A_s = \frac{\alpha^2}{30(1-\alpha)}bd$$

$$\text{Avec : } \alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos\left(\frac{4\pi}{3} + \frac{\varphi}{3}\right); \lambda = 1 + \mu; \mu = \frac{30M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_s}; \cos\varphi = \frac{1}{\lambda\sqrt{\lambda}}$$

NB : on vérifie que σ_{bc} reste toujours inférieur à $\bar{\sigma}_{bc}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.17: Tableau récapitulatif de la nouvelle section de la nervure du sens Y-Y

| position | M_{ser} (KN.m) | μ | λ | α | A_s (cm ²) |
|-----------|------------------|-------|-----------|----------|--------------------------|
| En appuis | 1638 | 0,223 | 1,223 | 0.395 | 74.84 |
| En travée | 1231 | 0,168 | 1.168 | 0.351 | 55.34 |

Tableau VI.18: vérification à l'ELS avec la nouvelle section de la nervure du sens Y-Y

| position | M_{ser} (KN.m) | y(cm) | I(cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | σ_s (MPa) | Observation |
|----------|------------------|-------|---------------------|---------------------|------------------|--|
| Appuis | 1638 | 49.28 | 9228415.83 | 8.75 | 201.6 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ |
| Travée | 1231 | 43.86 | 7431803.43 | 7.26 | 201.6 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ |

c) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99):

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

f_{t28} : la résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 9.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.19 : Tableau récapitulatif des sections d'armature de la nervure du sens Y-Y

| position | M_{ser} (KN.m) | A_s (cm^2) | A_{min} (cm^2) | choix | A_s adopté (cm^2) |
|----------|---------------------|---------------------|-------------------------|--------------|----------------------------|
| Appuis | 1638 | 74.84 | 9.03 | 12HA25+6HA20 | 77.75 |
| Travée | 1231 | 55.34 | 9.03 | 6HA25+10HA20 | 60.87 |

NB : 6HA25 + 6HA20 en appuis comme chapeau de longueur $\frac{L}{4} = \frac{6}{4} = 1.5 \text{ m}$

10HA20 en travée comme chapeau de longueur $\frac{8L}{10} = \frac{8 \times 6}{4} = 4.8 \text{ m}$

✚ 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

$$A_p = 3cm^2 \times \text{la hauteur en mètre} = 3 \times 1.3 = 3.9 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_p = 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2$

d) Vérification à l'ELU

✚ Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1) BAEL91/99)

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La fissuration comme étant **préjudiciable**.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : l'effort tranchant

b : Largeur de la section.

d : Hauteur utile de la section.

✚ Vérification de Contrainte d'adhérence : (Art A 6.1.3 BAEL 91)

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{se} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$\bar{\Psi}_s \geq$ Coefficient de seulement ($\bar{\Psi}_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$$\text{D'où } \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des armatures tendues

n : Nombre des barres

$$\sum U_i = n \pi \emptyset$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.20 : Tableau récapitulatif de vérification de la nervure à l'ELU

| | Contrainte de cisaillement | | | | Contrainte d'adhérence | | | |
|-------|----------------------------|----------------|----------------------|-------------------------|------------------------|-------------------|-------------------------|-------------------------------|
| | $V_u (KN)$ | $\tau_u (MPa)$ | $\bar{\tau}_u (MPa)$ | Obs | $\sum U_i (mm)$ | $\tau_{su} (MPa)$ | $\bar{\tau}_{su} (MPa)$ | Obs |
| Appui | 2171 | 2.48 | 2.5 | $\tau_u < \bar{\tau}_u$ | 1318.8 | 1.46 | 3.15 | $\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$ |

NB: donc il n'y a pas de risque de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e) Calcul des armatures transversales dans les nervures :

Selon le BAEL 91/99 :

Dans le cas courant la flexion simple avec des armatures droites ($a = 90^\circ$) :

$K=1$, en flexion simple :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28}}{0.9 \sigma_s} \\ S_t \leq \text{Min}\{0.9d; 40cm\} \end{array} \right\} \quad \text{(Ch 13, § III.3)BAEL 91/99}$$

La section exigé par la condition de non fragilité : (Ch 13, § III.3) BAEL 91/99

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 MPa \right\}$$

$$\phi = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{35} = 3.43cm \\ \frac{b}{10} = 6.4 cm \\ \phi_\ell = 1.6 cm \end{array} \right. \quad \text{(Ch 13, § III.3)BAEL 91/99}$$

ϕ_ℓ Représentant le diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres

Selon RPA :(Art 7.5.2.2) RPA 99/2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0$$

On prend : $\phi = 10 \text{ mm}$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante}$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales

Avec :

A_t : Section des armatures transversales

S_t : Espacement entre les armatures transversales

Donc :

$$S_t \leq \text{Min}\{112.5 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{130}{4}; 12 \times 2 \right\} = 24 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{130}{2} = 65 \text{ cm en zone courante}$$

Donc on prend :

$$S_t = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm en zone courante}$$

Et :

$$A_t \geq \frac{b_0 S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \sigma_s} = \frac{70 \times 15 \times (2.48 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 348} = 6.29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t \geq 0.003 b_0 S_t = 0.003 \times 70 \times 15 = 3.15 \text{ cm}^2$$

$$\text{la condition de non fragilité : } \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 1.24 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{1.24 \times b_0 S_t}{f_e} = \frac{1.24 \times 70 \times 15}{400} = 3.25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend $A_t = 10\text{HA}10 = 7.85 \text{ cm}^2$

NB : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement. (**Art 7.5.2.2) RPA 99/2003**)

f) Vérification de La flèche : (**Art B.6.5, 1) BAEL91/99**)

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

Les conditions à vérifié d'après le **BAEL91/99** :

✓ On a trois inégalités à vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{0,ser,travée}}{10M_{0,ser}}$$

Avec: L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t,service}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{0,service}$: Le moment fléchissant maximal à E.L.S dans la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis libre.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

✚ Vérification des conditions :

Avec:

$$h = 130 \text{ cm}; b = 70 \text{ cm}; d = 125 \text{ cm}; L = 6 \text{ m}; A_s = 60.87 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 1231 \text{ KN.m}; M_{0,ser} = 1964.97 \text{ KN.m}; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.22 \geq 6.25 \times 10^{-2} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.69 \times 10^{-2} \leq 1.05 \times 10^{-2} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{ser,travée}}{10M_{0,ser}} \Rightarrow 0.22 \geq 6.26 \times 10^{-2} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

VI.3.8.3) Ferrailage du débord :

Le débord du radier est assimilé à un consol de largeur $L = 0.7$ m, le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur $b = 1$ m.

a) Calcul à l'ELU

$$M_u = \frac{Q_u L^2}{2} = \frac{206.57 \times 0.7^2}{2} = 50.61 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{Q_s L^2}{2} = \frac{150.66 \times 0.7^2}{2} = 36.91 \text{ KN.m}$$

$$T_u = Q_u L = 206.57 \times 0.7 = 144.60 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.21: Tableau récapitulatif de ferrailage de débord

| | M_u (KN.m) | μ_U | $\mu_I=0.391$ | β_u | A_s (cm ²) |
|--------|--------------|---------|-----------------|-----------|--------------------------|
| Travée | 50.61 | 0.0176 | $\mu_U < \mu_I$ | 0.0178 | 3.26 |

b) Vérification à l'ELS :**Tableau VI.22:** Tableau récapitulatif de vérification du débord

| | M_{ser} (KN.m) | y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | σ_s (MPa) | Observation |
|--------|------------------|----------|------------------------|---------------------|------------------|--|
| Travée | 36.91 | 6.16 | 81559.37 | 2.79 | 263.64 | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_s > \bar{\sigma}_s$ |

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ conditions vérifiées et $\sigma_s > \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ conditions non vérifiées

Donc : on calcule la section d'armatures tendues

$$A_s = \frac{\alpha^2}{30(1-\alpha)} bd$$

$$\text{Avec : } \alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos\left(\frac{4\pi}{3} + \frac{\varphi}{3}\right); \lambda = 1 + \mu; \mu = \frac{30M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_s}; \cos\varphi = \frac{1}{\lambda\sqrt{\lambda}}$$

NB : on vérifie que σ_{bc} reste toujours inférieur à $\bar{\sigma}_{bc}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.23: Tableau récapitulatif de la nouvelle section du débord

| | M_{ser} (KN.m) | μ | λ | α | A_s (cm ²) |
|--------|------------------|-------|-----------|----------|--------------------------|
| Travée | 36.91 | 0,027 | 1,027 | 0.156 | 4.29 |

| Tableau VI.24: vérification à l'ELS avec la nouvelle section du débord | | | | | | |
|--|-------------------------|-------|---------------------|-----------------------|----------------------|--|
| | M _{ser} (KN.m) | y(cm) | I(cm ⁴) | σ _{bc} (MPa) | σ _s (MPa) | Observation |
| Travée | 36.91 | 6.99 | 104373.72 | 2.47 | 201.6 | σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _s < σ̄ _s |

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

| Tableau VI.25 : Tableau récapitulatif des sections d'armature du débord | | | | | |
|---|-------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|--------|--|
| | M _{ser} (KN.m) | A _s (cm ²) | A _{min} (cm ²) | choix | A _s adopté (cm ²) |
| Travée | 36.91 | 4.29 | 5.43 | 10HA12 | 11.31 |

NB : Le ferrailage du débord est généralement le prolongements du ferrailage du radier

c) Vérification à l' ELU

✚ Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1) BAEL91/99

On doit vérifier l'équation suivante : τ_u ≤ τ̄_u

La fissuration comme étant **préjudiciable**.

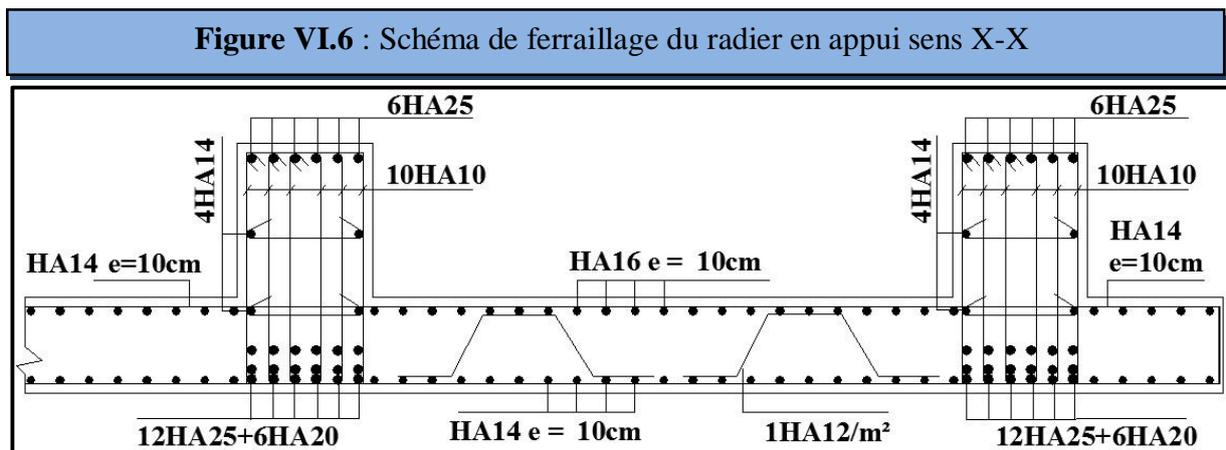
Donc : τ̄_u = Min(0.15 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4MPa) = 2.5 MPa

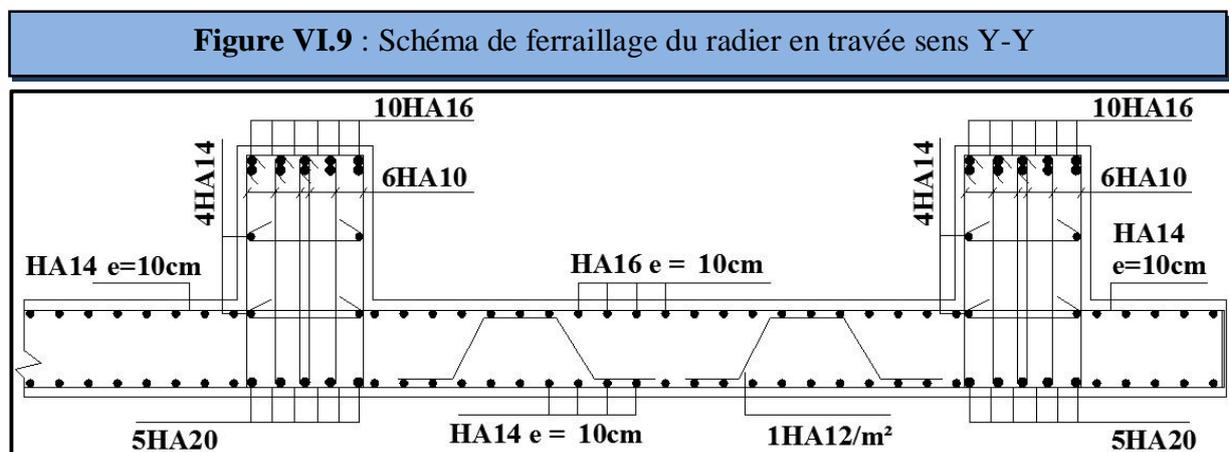
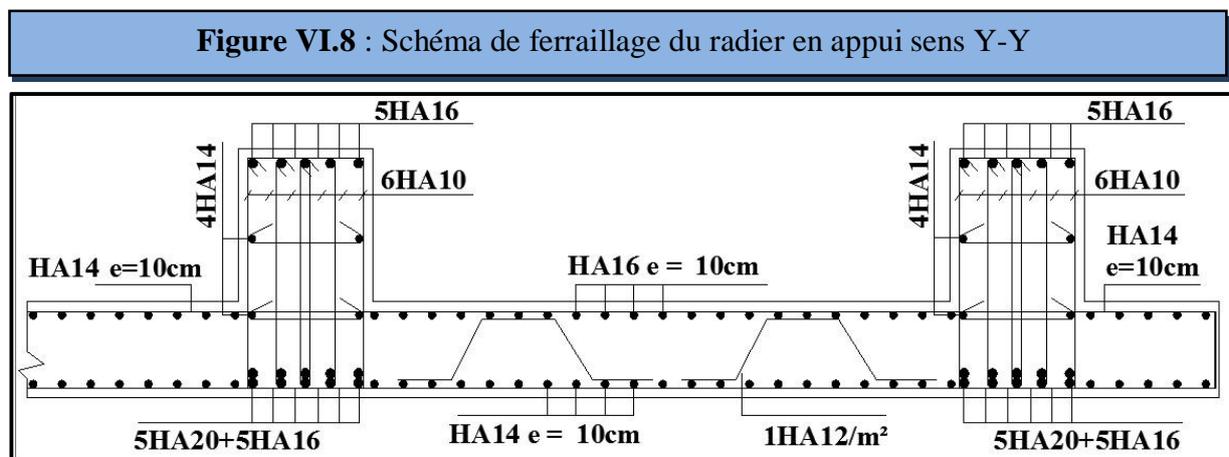
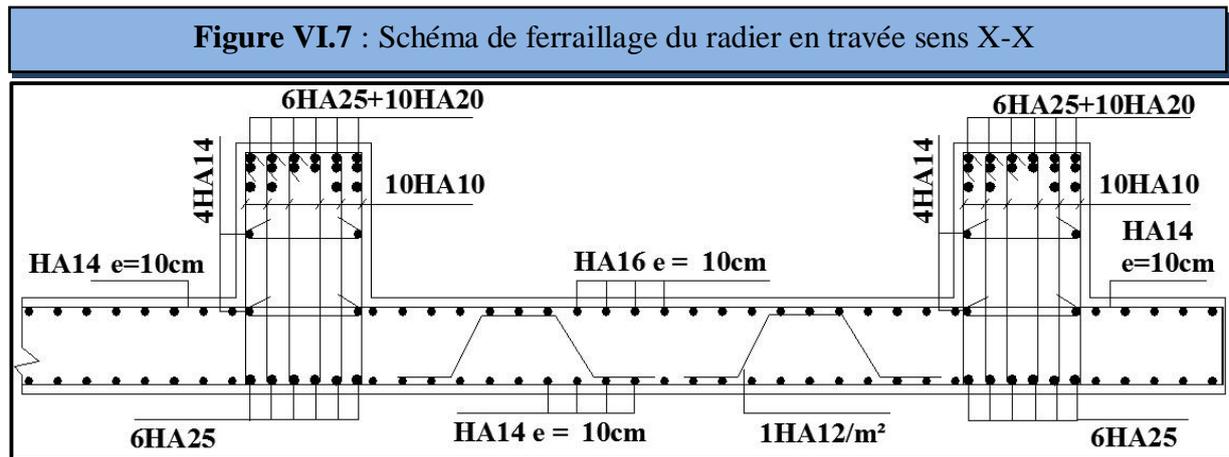
Et : τ_u = $\frac{V_u}{bd}$

Et : τ_u = $\frac{144.60 \times 10^3}{1000 \times 450}$ = 0.32 < τ̄_u = 2.5 MPa ⇒ **condition vérifiée**

Conclusion : Pour le ferrailage du débord, on adopte le même ferrailage que le radier

VI.3.8.4) Schémas de ferrailage





VI.4) Etude du voile périphérique :

VI.4.1) Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC. Il assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, capable de remplir avec les fondations, les fonctions suivantes :

- ✚ Réaliser l'encastrement de la structure.
- ✚ Limiter les déplacements de la structure.
- ✚ Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.
- ✚ Jouer un rôle d'appuis.
- ✚ Limités les tassements différentielle a une valeur acceptable.

Le voile périphérique est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectuée sur une profondeur de 4.08 m. Il assure à la fois un bon encastrement et une bonne stabilité de l'ouvrage.

VI.4.2) Préconisation du RPA 99/2003 : {Art.10.1.2}:

D'après l'article {art.10.1.2}

- ✚ Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondations et le niveau de base
- ✚ le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - ✓ L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale 15 cm ($e \geq 15$).
 - ✓ Les armatures sont constituées de 2 nappes
 - ✓ Le pourcentage minimum est de 0,1 % **B** dans les deux sens
 - ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Avec : B : Section du voile

VI.4.3) Pré dimensionnement du voile périphérique :

Pour le pré dimensionnement d'un voile périphérique on applique les conditions exigées par le **RPA 99/2003** {Art.10.1.2}:

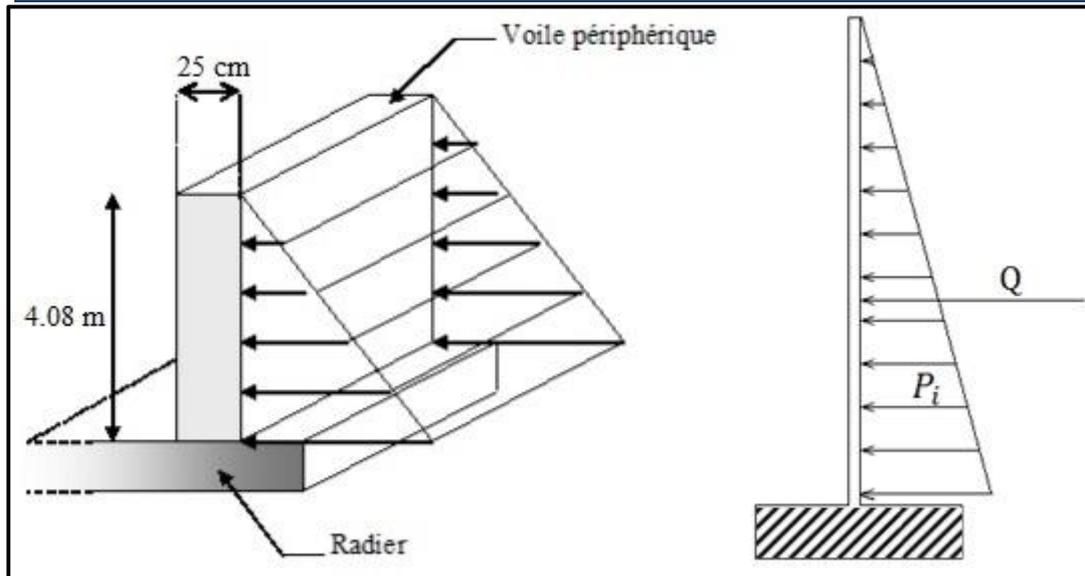
Nous avons :

$$H = 4.08 \text{ m.}$$

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

Comme notre ouvrage comporte des voiles de contreventement dont leur épaisseur égale à 25 cm et pour facilité la réalisation sur chantier on prend $e = 25 \text{ cm}$.

Figure VI.10: schéma statique du voile périphérique.



VI.4.4) 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 panneau le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à base du voile {cas le plus défavorables}.

$L_x = 4.08 \text{ m}$; $L_y = 5.5 \text{ m}$; $e = 25 \text{ cm}$

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple, on fait le calcul pour une bande de 1 m de largeur :

q : surcharge d'exploitation $q = 5 \text{ KN/m}^2$

γ : poids volumique de la terre $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 25.13^\circ$

K_a : coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$K_q = \frac{K_a}{\cos(\beta - \lambda)}$ avec $(\beta = \lambda = 0^\circ)$

$K_q = K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

➤ Contrainte de la poussée :

• Contrainte de la poussée des terres :

$$\sigma_h = K_a \times \gamma \times h^2$$

K_a : Coefficient de poussée des terres

$$K_a = \text{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{180^\circ}{4} - \frac{25.13^\circ}{2}\right)$$

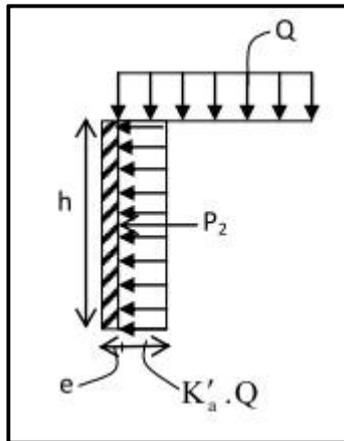
$$K_a = 0.404$$

$$\sigma_h = 0.404 \times 18 \times h^2$$

$$h = 0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_h = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \Rightarrow \sigma_h = 60.53 \text{ kN/m}^2$$

• Contrainte de la poussée horizontale due à la surcharge :



$$\sigma_q = C^{ste} = K_q \times q$$

K_q : Coefficient de poussée due à la surcharge.

$$K_q = \frac{K_a}{\cos(\beta - \lambda)} \text{ avec } (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$K_q = K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_q = 0.404$$

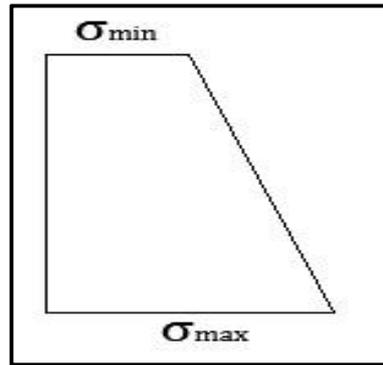
$$\sigma_q = 0.404 \times 5 = 2.02 \text{ kN/m}^2$$

✚ L'ELU :

$$\sigma_{u \min} = 1.35 \sigma_h + 1.5 \sigma_q = 0 + (1.5 \times 2.02) = 3.03 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{u \max} = 1.35 \sigma_h + 1.5 \sigma_q = (1.35 \times 60.53) + (1.5 \times 2.02) = 84.74 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = \frac{3\sigma_{u \max} + \sigma_{u \min}}{4} \times 1 \text{ m} = 64.31 \text{ kN/ml}$$



✚ L'ELS :

$$\sigma_{s \min} = \sigma_h + \sigma_q = 0 + 2.02 = 2.02 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{s \max} = \sigma_h + \sigma_q = 60.53 + 2.02 = 62.55 \text{ KN/m}^2$$

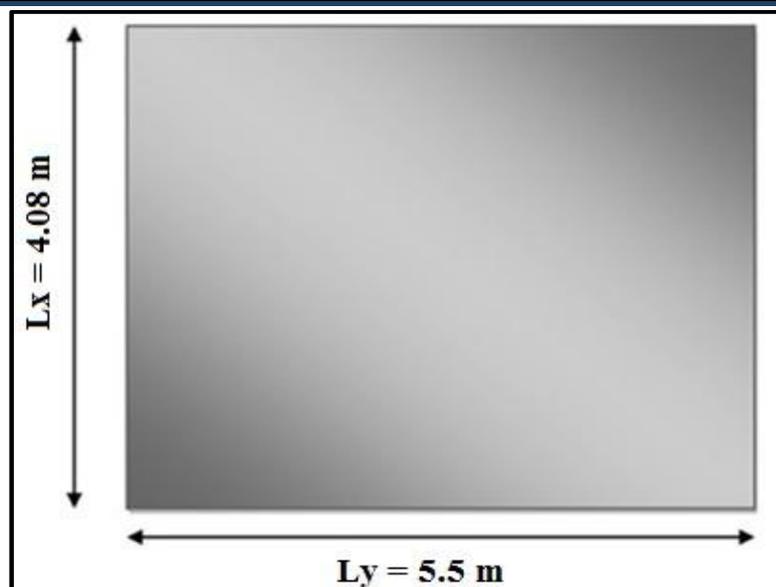
$$Q_s = \frac{3\sigma_{s \max} + \sigma_{s \min}}{4} \times 1m = 47.42 \text{ KN/ml}$$

VI.4.5) Calcul de ferrailage :

Le ferrailage sera déterminé à partir des moments isostatiques au centre de la dalle M_x et M_y , correspondant respectivement aux sens L_x et L_y et évalués pour des bandes de 1 m de largeur.

- ✚ Si $0,40 \leq L_x/L_y \leq 1 \rightarrow$, la dalle est considérée comme portant dans deux directions.
- ✚ Si $\alpha < 0,40$ la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée.
- ✚ L_x : La petite portée du panneau
- ✚ L_y : La grande portée du panneau

Figure VI.11 : Schéma du panneau de rive



VI.4.5.1) Détermination des moments :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.08}{5.5} = 0.74 \Rightarrow \alpha \geq 0.4$$

Donc le panneau porte dans les deux sens ($\alpha \geq 0.4$). Au centre de la dalle et pour une bande de 1 m de largeur on aura :

$$M_{ox} = \mu_x q_u l_x^2 \text{ (bande parallèle } L_x) : \text{ Moment isostatique sens x-x}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} \text{ (bande parallèle } L_y) : \text{ Moment isostatique sens y-y}$$

Avec :

ν : coefficient de poisson

$\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0.2$ à l'ELS

Le règlement de B.A.E.L.91/99 nous préconise une réduction du moment isostatique d'où,

Les moments en travée et en appuis sont pour un panneau de rive (à l'extrémité de la dalle) :

➤ **Pour un panneau rive (Ch 3, § IV.3) BAEL 91/99**

• **dans le sens de la petite portée (X-X) :**

$$\text{Au centre de la dalle} \quad M_{tx} = 0.85M_{ox}$$

$$\text{Sur le bord continu} \quad M_{acx} = -0.5M_{ox}$$

$$\text{Sur le bord extrémité} \quad M_{aex} = -0.3M_{ox}$$

• **dans le sens de la grande portée (Y-Y) :**

$$\text{Au centre de la dalle} \quad M_{ty} = 0.85M_{oy}$$

$$\text{Sur le bord extrémité} \quad M_{aey} = -0.3M_{ox}$$

$$\text{Sur le bord continu} \quad M_{acy} = -0.5M_{ox}$$

VI.4.5.2) Détermination de l'effort tranchant :

La valeur de l'effort tranchant par unité de longueur sur le contour de la dalle, est évaluée pour : Les charges sont uniformément réparties.

$$\text{Pour : } \alpha \geq 0.4 \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{q \times L_x}{2} + \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = \frac{q \times L_x}{3} \leq V_x \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul:

Tableau VI.26 : Moments et efforts tranchants dans la dalle

| | α | μ_x | μ_y | M_{ox} | M_{oy} | Sens X-X | | | | Sens Y-Y | | | |
|------------|----------|---------|---------|----------|----------|----------|-----------|-----------|--------|----------|-----------|-----------|-------|
| | | | | | | M_{tx} | M_{acx} | M_{aex} | V_x | M_{ty} | M_{acy} | M_{aey} | V_y |
| ELU | 0.74 | 0.0633 | 0.4938 | 67.76 | 33.46 | 57.60 | 33.88 | 20.33 | 131.92 | 28.44 | 33.88 | 20.33 | 87.46 |
| ELS | 0.74 | 0.0696 | 0.6315 | 54.94 | 34.69 | 46.70 | 27.47 | 16.48 | / | 29.48 | 27.47 | 16.48 | / |

VI.4.5.3) Calcul des armatures :

Pour assurer la stabilité et la rigidité de notre dalle, le calcul se fait dans les deux sens longitudinal et transversale.

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire avec :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $d' = C = 5 \text{ cm}$. $d = h - 5 = 20 \text{ cm}$;

a) A L'ELU :

En travée :

➤ Sens (X-X)

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{57.60 \times 10^6}{1000 \times (200)^2 \times 14.2} = 0.101 < \mu_1 = 0.391 \text{ donc } A'_s = 0$$

La section est armée par des armatures tendes

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.134$$

$$\beta_u = 0.8\alpha_u = 0.107$$

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}} = 0.107 \times 100 \times 20 \times \frac{14.2}{348} = 8.74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Sens (Y-Y)

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{28.44 \times 10^6}{1000 \times (200)^2 \times 14.2} = 0.05 < \mu_1 = 0.391 \text{ donc } A'_s = 0$$

La section est armée par des armatures tendes

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0642$$

$$\beta_u = 0.8\alpha_u = 0.0514$$

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}} = 0.0514 \times 100 \times 20 \times \frac{14.2}{348} = 4.19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✚ **En appuis :**

➤ **sens (X-X et Y-Y) :**

On prend le moment maximum en appui { $M_{aex}, M_{acx}, M_{aey}, M_{acy}$ }

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{33.88 \times 10^6}{1000 \times (200)^2 \times 14.2} = 0.060 < \mu_1 = 0.391 \text{ donc } A'_s = 0$$

La section est armée par des armatures tendes

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0769$$

$$\beta_u = 0.8\alpha_u = 0.0615$$

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}} = 0.0615 \times 100 \times 20 \times \frac{14.2}{348} = 5.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) Vérification à l'ELS :

✚ **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A_s + A_s')y - 15(dA_s + d'A_s') = 0 \Rightarrow \eta = 15 \quad ; \quad A' = 0$$

$$Y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7,5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right] \quad Y : \text{position de l'axe neutre}$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A_s' (y - d')^2 \Longrightarrow \eta = 15 \quad (\text{Moment d'inertie})$$

✚ **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

{La fissuration est préjudiciable}

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_c ; \max \{ 0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 266.67 \text{ MPa} ; 201.6 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans l'acier : σ_s

$$\sigma_s = \eta . K . (d-y) \implies \eta = 15$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

| Tableau VI.27 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS | | | | | | | |
|---|------|-------------------------|-------|---------------------|-----------------------|----------------|--|
| | Sens | M _{ser} (KN.m) | y(cm) | I(cm ⁴) | σ _{bc} (MPa) | σ _s | Observation |
| Travée | XX | 46.70 | 6,05 | 32893.89 | 8.59 | 297.11 | σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _s > σ̄ _s |
| | YY | 29.48 | 4.42 | 18134.33 | 7.19 | 379.80 | σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _s > σ̄ _s |
| Appuis | XX | 27.47 | 4.79 | 21083.61 | 6.23 | 297.32 | σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _s > σ̄ _s |
| | YY | 27.47 | 4.79 | 21083.61 | 6.23 | 297.32 | σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _s > σ̄ _s |

σ_{bc} < σ̄_{bc} ⇒ conditions vérifiées et σ_s > σ̄_s ⇒ conditions non vérifiées

Donc : on calcule la section d'armatures tendues

$$A_s = \frac{\alpha^2}{30(1 - \alpha)} bd$$

Avec : $\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos\left(\frac{4\pi}{3} + \frac{\varphi}{3}\right)$;

$$\lambda = 1 + \mu ; \mu = \frac{30M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_s} ; \cos \varphi = \frac{1}{\lambda\sqrt{\lambda}} .$$

NB : on vérifie que σ_{bc} reste toujours inférieur à σ̄_{bc}

| Tableau VI.28: Tableau récapitulatif de la nouvelle section | | | | | | |
|---|------|-------------------------|-------|-------|------|----------------------|
| | Sens | M _{ser} (KN.m) | μ | λ | α | As(cm ²) |
| Travée | XX | 46.70 | 0,174 | 1.174 | 0.36 | 13.14 |
| | YY | 29.48 | 0,11 | 1.11 | 0.3 | 8.10 |

| | | | | | | |
|--------|----|-------|-------|-------|------|------|
| Appuis | XX | 27.47 | 0.102 | 1.102 | 0.29 | 7.53 |
| | YY | 27.47 | 0.102 | 1.102 | 0.29 | 7.53 |

Tableau VI.29: vérification à l'ELS avec la nouvelle section des panneaux du radier

| | Sens | M _{ser} (KN.m) | y(cm) | I(cm ⁴) | σ _{bc} (MPa) | σ _s (MPa) | Observation |
|--------|------|-------------------------|-------|---------------------|-----------------------|----------------------|--|
| Travée | XX | 46.70 | 7.12 | 44736.89 | 7.44 | 201.6 | σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _s < σ̄ _s |
| | YY | 29.48 | 5.86 | 31010.08 | 5.57 | 201.6 | σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _s < σ̄ _s |
| Appuis | XX | 27.47 | 5.68 | 29258.16 | 5.34 | 201.6 | σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _s < σ̄ _s |
| | YY | 27.47 | 5.68 | 29258.16 | 5.34 | 201.6 | σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _s < σ̄ _s |

c) Condition de non fragilité : (Art B.7.4) BAEL91/99

La section minimale pour les dalles dans l'est :

Sens X-X :

$$A_{min} \geq \rho_0 b h \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

Sens Y-Y :

$$A_{min} \geq \rho_0 b h$$

Avec : ρ₀ = 0.0008 pour feE400

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.30 : Tableau récapitulatif des sections d'armature de la dalle

| position | | M _{ser} (KN.m) | As(cm ²) | A _{min} (cm ²) | choix | A _s adopté (cm ²) |
|----------|--------|-------------------------|----------------------|-------------------------------------|--------|--|
| Sens X-X | Travée | 46.70 | 13.14 | 2.26 | 10HA14 | 15.39 |
| | Appuis | 27.47 | 7.53 | 2.26 | 10HA12 | 11.31 |
| Sens Y-Y | Travée | 29.48 | 8.10 | 2 | 10HA12 | 11.31 |
| | Appuis | 27.47 | 7.53 | 2 | 10HA12 | 11.31 |

d) Conditions exigée par RPA99/2003

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0.1 de la section dans les deux sens disposé en deux nappes

$$A_L \geq 0.1 * 25 * 100 = 2.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

$$A_T \geq 0.1 * 25 * 100 = 2.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

c) Vérification de disposition d'armature: (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

➤ Selon X-X :

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) \implies \text{Pour les charges réparties}$$

$$S_t = \min (75 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec :

$$h : \text{l'épaisseur de la dalle} = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

➤ Selon Y-Y :

$$S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) \implies \text{Pour les charges réparties}$$

$$S_t = \min (100 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

e) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91/99, Art A.5.2.2)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = \max \left\{ 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 0,35 \text{ MPa} \right\} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max} \{ V_x ; V_y \} = \text{Max} \{ 131,92 ; 87,46 \} = 131,92 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b \times d} = \frac{131,92 \times 10^3}{1000 \times 200} = 0,66 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

f) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

(Ch 13 §IV.2) BAEL 91/99

✚ Vérification de la contrainte de compression :

$$V_u \leq 0,4 b_0 (0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } V_u = 126,07 \text{ KN}, b_0 = 100 \text{ cm}, d = 20 \text{ cm}$$

$$V_u = 131,92 \text{ KN} < 0,4 \times 100 \times 0,9 \times 20 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 1200 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ Vérification des armatures longitudinales :

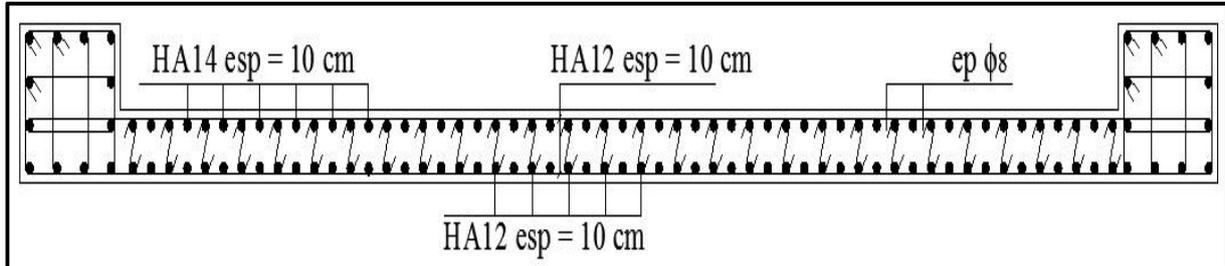
$$\text{Pour l'appui de rive : } A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$\text{Avec : } A_{s \text{ Appuis}} = 11,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\Rightarrow 11.31\text{cm}^2 \geq \frac{131.92 \times 10^3}{400 \times 10^2 / 1.15} \Rightarrow 11.31\text{cm}^2 \geq 3.79\text{cm}^2 \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Schémas de ferrailage**

Figure VI.12 : Schéma de ferrailage du voile périphérique





Conclusion générale

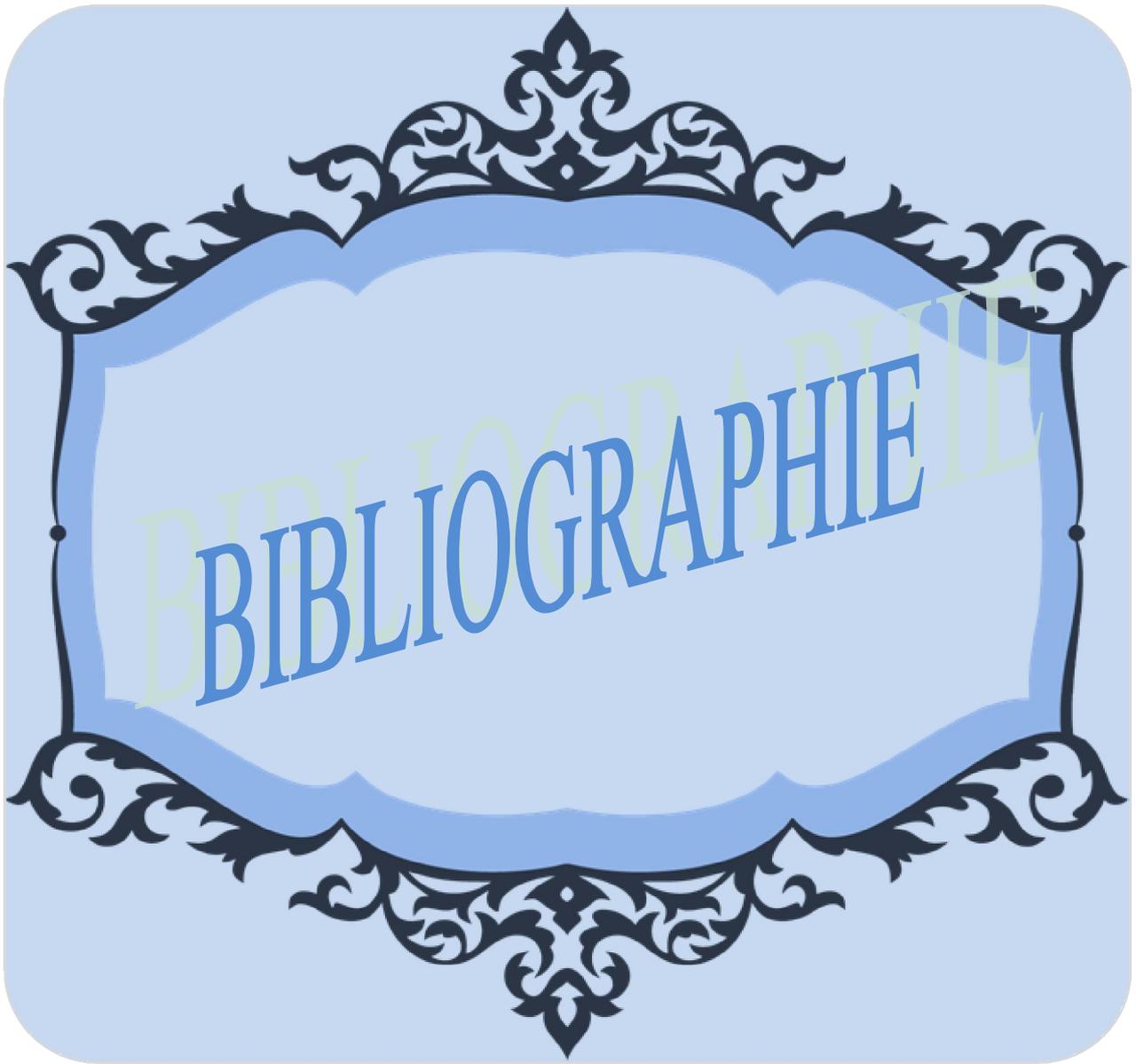
Ce Projet de Fin d'Etudes nous a aidé à mieux connaître les étapes de dimensionnement de la structure d'un bâtiment en béton armé, ainsi qu'une parfaite maîtrise des règles de calcul et de conception en vigueur et une bonne prise en main des logiciels de calcul et de dessin utilisés en génie civil.

Il nous a également permis de découvrir les multiples facettes du métier d'ingénieur en bureau d'études, en particulier sa capacité à porter un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires.

Même si le travail effectué lors de ce Projet de Fin d'Etude n'a pas, dans l'absolu, répondu à toutes les questions que nous nous sommes posées, il nous a néanmoins permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation et d'engager des échanges avec des ingénieurs de bureaux d'études ou des organismes de contrôle et suivi car c'est par l'échange des connaissances et des expériences que l'on pourra évoluer.

Pour revenir au projet qui nous a été confié par le bureau d'études « Techno-Bat », disons que l'étude a été menée dans le respect strict des plans d'architecture sauf une légère modification dictée par notre souci de nous conformer aux recommandations du RPA et qui a consisté à fractionner le bâtiment en deux blocs séparés par un joint parasismique et de dilatation (la longueur totale du bâtiment étant supérieure à (25m) . Le choix du système de contreventement est fait de telle sorte à minimiser les effets de torsion et d'éliminer les zones de concentration de contrainte. Les plans de ferrailage (plans GC) , ont été établis dans le respect des dispositions constructives et des recommandations des règles en vigueur tout en essayant de garantir un compromis entre les exigences économiques et de sécurité.

On souhaite que ce modeste travail soit à la hauteur et qu'il servira les promotions futures.



BIBLIOGRAPHIE



BIBLIOGRAPHIES

Règlements

- ✚ Béton Armé (BAEL 91/ Modifier 99).
- ✚ DTR Charges Et Surcharges.
- ✚ Règles De Conception Et De Calcul Des Structures En Béton Armé(CBA93).
- ✚ Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A99/2003).

Livre :

- ✚ Alain Capra & Victor Davidovici, Calcul Dynamique Des Structures En Zone Sismique,
- ✚ M.Belazougui, Calcul Des Ouvrages En Béton Armé, office des publications universitaires, Alger 2004.
- ✚ Cherait. Y, Calcul Des Ouvrages en béton armé, office des publications universitaires, Alger 2015.
- ✚ Cherait. Y, Conception Des Bâtiments En Zone Sismique, office des publications universitaires,ALGER 2012.
- ✚ Henry. Thonier, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 1), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1992.
- ✚ Henry. Thonier, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 2), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1993.
- ✚ Henry. Thonier, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 3), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1995.
- ✚ Henry. Thonier, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 4), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1996.
- ✚ Henry. Thonier, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 5), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1998.
- ✚ Henry. Thonier, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 6), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1999.
- ✚ Jean-Pierre Mougin ,Béton armé BAEL 91 modifié 99 et DTU associée

